INGENIERÍA
CIVIL Y CONSTRUCCIÓN

Recursos en Ingeniería, Arquitectura, Construcción y Afines

Libros, Plantillas en Excel, Revit, Civil 3D, Autocad y más

Clic aqui para ir al sitio web

Explore nuestra Tienda

Canal de WhatsApp (Convenio Institucional)

www.elsolucionario.org

CENGAGE Learning™



Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

Braja M. Das

Séptima edición

Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

Séptima edición

BRAJA M. DAS

Traducción:
Ing. Javier León Cárdenas
Profesor de Ciencias Básicas
Escuela Superior de Ingeniería Química e Industrias Extractivas
Instituto Politécnico Nacional

Revisión Técnica:
Ing. Miguel Ángel Gómez Casillas
Presidente de la asignatura de Cimentaciones
Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Campus Zacatenco
Instituto Politécnico Nacional

CENGAGE Learning™

Australia • Brasil • Corea • España • Estados Unidos • Japón • México • Reino Unido • Singapur

www.elsolucionario.org

CENGAGE Learning™

Fundamentos de ingeniería de cimentaciones
Séptima edición.
Braja M. Das

Presidente de Cengage Learning Latinoamérica:
Fernando Valenzuela Migoya

Gerente editorial para Latinoamérica:
Patricia La Rosa

Gerente de procesos para Latinoamérica:
Claudia Islas Licona

Gerente de manufactura para Latinoamérica:
Raúl D. Zendejas Espejel

Coordinadora de producción editorial:
Abril Vega Orozco

Coordinador de manufactura:
Rafael Pérez González

Editores:
Sergio R. Cervantes González
Omar A. Ramírez Rosas

Diseño de portada:
Mariana Sierra Enríquez

Imagen de portada:
© Ela Kwasniewski | Dreamstime.com
© Sergeytimo... | Dreamstime.com
© Ldambies | Dreamstime.com

Composición tipográfica:
Hunura Servicios Editoriales

© D.R. 2012 por Cengage Learning Editores, S.A. de C.V., una Compañía de Cengage Learning, Inc.
Corporativo Santa Fe
Av. Santa Fe núm. 505, piso 12
Col. Cruz Manca, Santa Fe
C.P. 05349, México, D.F.
Cengage Learning™ es una marca registrada usada bajo permiso.

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

Traducido del libro *Principles of Foundation Engineering, SI Seventh Edition*
Braja M. Das
Publicado en inglés por Cengage Learning © 2011
ISBN 13: 978-0-495-66812-1
ISBN 10: 0-495-66812-5

Datos para catalogación bibliográfica:
Braja M. Das
Fundamentos de ingeniería de cimentaciones
Séptima edición
ISBN: 987-607-481-823-9

Visite nuestro sitio en:
http://latinoamerica.cengage.com

Impreso en México
1 2 3 4 5 6 7 14 13 12 11

A nuestra nieta, Elizabeth Madison

www.elsolucionario.org

Contenido

Prefacio xv

1 Propiedades geotécnicas del suelo 1

1.1 Introducción 1
1.2 Distribución granulométrica 2
1.3 Límites del tamaño para suelos 5
1.4 Relaciones peso-volumen 5
1.5 Densidad relativa 10
1.6 Límites de Atterberg 15
1.7 Índice de liquidez16
1.8 Actividad 17
1.9 Sistemas de clasificación de suelos 17
1.10 Permeabilidad hidráulica del suelo 25
1.11 Filtración en régimen establecido 28
1.12 Esfuerzo efectivo 30
1.13 Consolidación 32
1.14 Cálculo del asentamiento por consolidación primario 37
1.15 Rapidez de consolidación 38
1.16 Grado de consolidación ante carga de rampa 44
1.17 Resistencia al corte 47
1.18 Prueba de compresión simple 52
1.19 Comentarios sobre el ángulo de fricción, ϕ' 54
1.20 Correlaciones para la resistencia cortante no drenada, C_u 57
1.21 Sensitividad 57
Problemas 58
Referencias 62

2 Depósitos naturales de suelo y exploración del subsuelo 64
2.1 Introducción 64

Depósitos naturales de suelo 64

2.2 Origen del suelo 64
2.3 Suelo residual 66
2.4 Suelo transportado por gravedad 67
2.5 Depósitos aluviales 68
2.6 Depósitos lacustres 70
2.7 Depósitos glaciares 70
2.8 Depósitos eólicos de suelos 71
2.9 Suelo orgánico 73
2.10 Algunos nombres locales para suelos 73

Exploración subsuperficial 74

2.11 Propósito de la exploración subsuperficial 74
2.12 Programa de exploración subsuperficial 74
2.13 Perforaciones exploratorias en el campo 77
2.14 Procedimientos para muestreo del suelo 81
2.15 Muestreo con media caña 81
2.16 Muestreo con cucharón escarbador 89
2.17 Muestreo con tubo de pared delgada 90
2.18 Muestreo con muestreador de pistón 92
2.19 Observación de los niveles de agua freática 92
2.20 Prueba de corte con veleta 94
2.21 Prueba de penetración del cono 98
2.22 Prueba del presurímetro (PMT) 107
2.23 Prueba del dilatómetro 110
2.24 Extracción de núcleos de roca 113
2.25 Preparación de los registros de perforación 117
2.26 Exploración geofísica 118
2.27 Reporte de la exploración del subsuelo 126
Problemas 126
Referencias 130

3 Cimentaciones superficiales: capacidad de carga última 133
3.1 Introducción 133
3.2 Concepto general 133
3.3 Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi 136
3.4 Factor de seguridad 140

3.5 Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel freático 142
3.6 Ecuación general de la capacidad de carga 143
3.7 Estudios de casos sobre la capacidad de carga última 148
3.8 Efecto de la compresibilidad del suelo 153
3.9 Cimentaciones cargadas excéntricamente 157
3.10 Capacidad de carga última ante carga excéntrica—excentricidad en un sentido 159
3.11 Capacidad de carga—excentricidad en dos sentidos 165
3.12 Capacidad de carga de una cimentación continua sometida a carga excéntrica inclinada 173
Problemas 177
Referencias 179

4 Capacidad de carga última de cimentaciones superficiales: casos especiales 181
4.1 Introducción 181
4.2 Cimentación soportada por un suelo con base rígida a poca profundidad 181
4.3 Capacidad de carga de suelos estratificados: suelo más fuerte sobre suelo más débil 190
4.4 Capacidad de carga de un suelo estratificado: suelo más débil sobre un suelo más fuerte 198
4.5 Cimentaciones espaciadas estrechamente—Efecto sobre la capacidad de carga última 200
4.6 Capacidad de carga de cimentaciones sobre la parte superior de un talud 203
4.7 Capacidad de carga sísmica de una cimentación en el borde de un talud de suelo granular 209
4.8 Capacidad de carga de cimentaciones sobre un talud 210
4.9 Cimentaciones sobre roca 212
4.10 Capacidad de levantamiento de cimentaciones 213
Problemas 219
Referencias 221

5 Cimentaciones superficiales: capacidad de carga y asentamiento permisibles 223
5.1 Introducción 223

Incremento del esfuerzo vertical en una masa de suelo causado por carga de la cimentación 224

5.2 Esfuerzo debido a una carga concentrada 224
5.3 Esfuerzo debido a un área circularmente cargada 224

www.elsolucionario.org

5.4 Esfuerzo debajo de un área rectangular 226
5.5 Incremento promedio del esfuerzo vertical debido a un área rectangularmente cargada 232
5.6 Incremento del esfuerzo bajo un terraplén 236
5.7 Solución de Westergaard para el esfuerzo vertical debido a una carga puntual 240
5.8 Distribución del esfuerzo para material de Westergaard 241

Asentamiento elástico 243

5.9 Asentamiento elástico de cimentaciones sobre arcilla saturada ($\mu_s = 0.5$) 243
5.10 Asentamiento basado en la teoría de la elasticidad 245
5.11 Ecuación mejorada para el asentamiento elástico 254
5.12 Asentamiento de suelo arenoso: uso del factor de influencia de la deformación unitaria 258
5.13 Asentamiento de una cimentación sobre arena basado en la resistencia a la penetración estándar 263
5.14 Asentamiento en suelo granular basado en la prueba del presurímetro (PMT) 267

Asentamiento por consolidación 273

5.15 Relaciones del asentamiento por consolidación primaria 273
5.16 Efecto tridimensional sobre el asentamiento por consolidación primaria 274
5.17 Asentamiento debido a la consolidación secundaria 278
5.18 Prueba de carga en campo 280
5.19 Capacidad de carga presupuesta 282
5.20 Asentamientos tolerables de edificios 283
Problemas 285
Referencias 288

6 Losas de cimentación 291
6.1 Introducción 291
6.2 Zapatas corridas 291
6.3 Tipos comunes de losas de cimentación 294
6.4 Capacidad de carga de losas de cimentación 296
6.5 Asentamientos diferenciales de losas de cimentación 299
6.6 Observaciones del asentamiento en campo de losas de cimentación 300
6.7 Cimentación compensada 300
6.8 Diseño estructural de losas de cimentación 304
Problemas 322
Referencias 323

7 Presión lateral de tierra 324
7.1 Introducción 324
7.2 Presión lateral en reposo de tierra 325

Presión activa 328

7.3 Presión activa de tierra de Rankine 328
7.4 Caso generalizado para la presión activa de Rankine 334
7.5 Presión activa de tierra de Coulomb 340
7.6 Presión lateral de tierra debida a una sobrecarga 348
7.7 Presión activa de tierra para condiciones sísmicas 350
7.8 Presión activa por rotación del muro con respecto a su parte superior: Corte apuntalado 355
7.9 Presión activa de tierra por traslación del muro de retención: Relleno granular 357

Presión pasiva 360

7.10 Presión pasiva de tierra de Rankine 360
7.11 Presión pasiva de tierra de Rankine: Cara posterior vertical y relleno inclinado 363
7.12 Presión pasiva de tierra de Coulomb 365
7.13 Comentarios sobre la suposición de la superficie de falla para los cálculos de la presión de Coulomb 366
7.14 Presión pasiva en condiciones sísmicas 370
Problemas 371
Referencias 373

8 Muros de retención 375
8.1 Introducción 375

Muros de gravedad y en voladizo 377

8.2 Dimensionamiento de muros de retención 377
8.3 Aplicación de las teorías de la presión lateral de tierra al diseño 378
8.4 Estabilidad de muros de retención 380
8.5 Revisión por volcamiento 382
8.6 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base 384
8.7 Revisión por falla por capacidad de carga 387
8.8 Juntas de construcción y drenaje del relleno 396
8.9 Diseño de muros de retención de gravedad por condición sísmica 399
8.10 Comentarios sobre el diseño de muros de retención y estudio de un caso 402

Muros de retención estabilizados mecánicamente 405

8.11 Refuerzo del suelo 405
8.12 Consideraciones en el refuerzo de suelo 406
8.13 Consideraciones generales de diseño 409
8.14 Muros de retención con refuerzo de tiras metálicas 410
8.15 Procedimiento de diseño paso a paso utilizando un refuerzo de tiras metálicas 417
8.16 Muros de retención con refuerzo geotextil 422
8.17 Muros de retención con refuerzo de geomallas: generalidades 428
8.18 Procedimiento de diseño para un muro de retención reforzado con geomallas 428
Problemas 433
Referencias 435

9 Muros de tablestacas 437

9.1 Introducción 437
9.2 Métodos de construcción 441
9.3 Muros de tablestacas en voladizo 442
9.4 Tablestacas en voladizo que penetran suelos arenosos 442
9.5 Casos especiales de muros en voladizo que penetran un suelo arenoso 449
9.6 Tablestacas en voladizo que penetran arcilla 452
9.7 Casos especiales para muros en voladizo que penetran arena 457
9.8 Muros de tablestacas ancladas 460
9.9 Método de apoyo simple en tierra para penetración en suelo arenoso 461
9.10 Gráficas de diseño para el método de apoyo simple en tierra (penetración en suelo arenoso) 465
9.11 Reducción del momento para muros de tablestacas ancladas 469
9.12 Método computacional del diagrama de presión para penetración en suelo arenoso 472
9.13 Método de apoyo empotrado en tierra para penetración en suelo arenoso 476
9.14 Observaciones de campo para muros de tablestacas ancladas 479
9.15 Método de apoyo simple en tierra para penetración en arcilla 482
9.16 Anclas 486
9.17 Capacidad de retención de placas de anclaje en arena 488
9.18 Capacidad de retención de placas de anclaje en arcilla (condición $\phi = 0$) 495
9.19 Resistencia última de tirantes 495
Problemas 497
Referencias 500

www.elsolucionario.org

10 Cortes apuntalados 501

10.1 Introducción 501
10.2 Envolvente de presión para el diseño de cortes apuntalados 502
10.3 Envolvente de presión para cortes en suelo estratificado 506
10.4 Diseño de varios componentes de un corte apuntalado 507
10.5 Estudios de casos de cortes apuntalados 515
10.6 Levantamiento del fondo de un corte en arcilla 520
10.7 Estabilidad del fondo de un corte en arena 524
10.8 Cedencia lateral de tablestacas y asentamiento del terreno 529
Problemas 531
Referencias 533

11 Cimentaciones con pilotes 535

11.1 Introducción 535
11.2 Tipos de pilotes y sus características estructurales 537
11.3 Estimación de la longitud del pilote 546
11.4 Instalación de pilotes 548
11.5 Mecanismos de transferencia de carga 551
11.6 Ecuaciones para estimar la capacidad de un pilote 554
11.7 Método de Meyerhof para estimar Q_p 557
11.8 Método de Vesic para estimar Q_p 560
11.9 Método de Coyle y Castello para estimar Q_p en arena 563
11.10 Correlaciones para calcular Q_p con resultados SPT y CPT 567
11.11 Resistencia por fricción (Q_s) en arena 568
11.12 Resistencia por fricción (superficial) en arcilla 575
11.13 Capacidad de carga de punta de pilotes sobre roca 579
11.14 Pruebas de carga en pilotes 583
11.15 Asentamiento elástico de pilotes 588
11.16 Pilotes cargados lateralmente 591
11.17 Fórmulas para el hincado de pilotes 606
11.18 Capacidad de pilotes para pilotes hincados por vibración 611
11.19 Fricción superficial negativa 613

Grupos de pilotes 617

11.20 Eficiencia de grupo 617
11.21 Capacidad última de grupos de pilotes en arcilla saturada 621
11.22 Asentamiento elástico de grupo de pilotes 624
11.23 Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes 626
11.24 Pilotes en roca 629
Problemas 629
Referencias 634

12 Cimentaciones con pilas perforadas 637
12.1 Introducción 637
12.2 Tipos de pilas perforadas 638
12.3 Procedimientos de construcción 639
12.4 Otras consideraciones de diseño 645
12.5 Mecanismo de transferencia de carga 646
12.6 Estimación de la capacidad de soporte de carga 646
12.7 Pilas perforadas en suelo granular: capacidad de soporte de carga 648
12.8 Capacidad de soporte de carga basada en el asentamiento 652
12.9 Pilas perforadas en arcilla: capacidad de soporte de carga 661
12.10 Capacidad de soporte de carga con base en el asentamiento 663
12.11 Asentamiento de pilas perforadas ante carga de trabajo 668
12.12 Capacidad de soporte de carga lateral: método de la carga y del momento característicos 670
12.13 Pilas perforadas prolongadas hasta la roca 679
Problemas 681
Referencias 685

13 Cimentaciones en suelos difíciles 686
13.1 Introducción 686

Suelo colapsable 686

13.2 Definición y tipos de suelos colapsables 686
13.3 Parámetros físicos para la identificación de suelos colapsables 687
13.4 Procedimiento para calcular el asentamiento de colapso 691
13.5 Diseño de cimentaciones en suelos no susceptibles a humedecerse 692
13.6 Diseño de cimentaciones en suelos susceptibles a humedecerse 694

Suelos expansivos 695

13.7 Naturaleza general de los suelos expansivos 695
13.8 Prueba de expansión simple 699
13.9 Prueba de presión de expansión 700
13.10 Clasificación de suelos expansivos con base en pruebas índice 705
13.11 Consideraciones de cimentación para suelos expansivos 708
13.12 Construcción sobre suelos expansivos 711

Rellenos sanitarios 716

13.13 Naturaleza general de los rellenos sanitarios 716
13.14 Asentamiento de rellenos sanitarios 717
Problemas 719
Referencias 720

14 Mejoramiento del suelo y modificación del terreno 722
14.1 Introducción 722
14.2 Principios generales de compactación 723
14.3 Compactación en campo 727
14.4 Control de la compactación para barreras hidráulicas de arcilla 730
14.5 Vibroflotación 732
14.6 Voladura 739
14.7 Precompresión 739
14.8 Drenes de arena 745
14.9 Drenes prefabricados verticales 756
14.10 Estabilización con cal 760
14.11 Estabilización con cemento 764
14.12 Estabilización con ceniza muy fina 766
14.13 Columnas de roca 767
14.14 Pilotes de compactación de arena 772
14.15 Compactación dinámica 774
14.16 Lechadeado a chorro 776
Problemas 778
Referencias 781

Respuestas a problemas seleccionados 783

Índice 789

www.elsolucionario.org

Prefacio

La ingeniería de mecánica de suelos y cimentaciones se ha desarrollado muy rápido durante los últimos cincuenta años. Mediante investigaciones y observaciones intensivas en el campo y en el laboratorio se ha refinado y mejorado la ciencia del diseño de cimentaciones. Originalmente publicado en el otoño de 1983 y estableciendo sus derechos de autor en 1984, este libro sobre los principios de la ingeniería de cimentaciones ya está en la actualidad en su séptima edición. El uso de este libro en todo el mundo ha aumentado en gran medida al paso de los años; también se ha traducido a varios idiomas. En cada una de las ediciones del libro se han incorporado temas nuevos y mejorados que se han publicado en varias revistas especializadas y en memorias de congresos.

Principios de ingeniería de cimentaciones está enfocado principalmente a los estudiantes universitarios de ingeniería civil. En el primer capítulo, sobre propiedades geotécnicas del suelo, se repasan los temas cubiertos en un curso introductorio de mecánica de suelos, que es un prerrequisito para el curso de ingeniería de cimentaciones. El libro consta de catorce capítulos con ejemplos y problemas, y una sección de respuestas para problemas seleccionados. Los capítulos están en su mayoría dedicados a los aspectos geotécnicos del diseño de cimentaciones. En la obra se utilizan tanto unidades del sistema internacional (SI) como unidades del sistema inglés.

Dado que en el libro se introduce la aplicación de conceptos fundamentales del análisis y diseño de cimentaciones para estudiantes de ingeniería civil, las deducciones matemáticas no siempre se presentan; en cambio, sólo se dan las formas finales de las ecuaciones pertinentes. Al final de cada capítulo se proporciona una lista de referencias para su consulta y obtener más información.

Cada capítulo contiene muchos problemas de ejemplo que ayudan a los estudiantes a comprender la aplicación de las ecuaciones y las gráficas. Para comprender y visualizar mejor las ideas y prácticas de campo, se han agregado cerca de 30 fotografías nuevas en esta edición.

Al final de cada capítulo también se proporciona una cantidad de problemas prácticos. Las respuestas para algunos de estos problemas se dan al final del libro.

La siguiente es una vista general breve de los cambios respecto a la sexta edición.

- En varias partes del libro la presentación se ha reorganizado minuciosamente para su mejor comprensión.
- Se agregó una variedad de nuevos estudios de casos para familiarizar a los estudiantes con las divergencias de la teoría a la práctica.
- En el capítulo 1 sobre propiedades geotécnicas del suelo se agregaron secciones nuevas sobre el índice de liquidez y la actividad. Se amplió el análisis sobre la permeabilidad hidráulica de la arcilla, la densidad relativa y el ángulo de fricción de suelos granulares.
- En el capítulo 2 se amplió el tratamiento del proceso de intemperismo de rocas, depósitos naturales de suelo y exploración del subsuelo.

- En el capítulo 3 (Cimientos superficiales: Capacidad de carga última), se agregó un nuevo estudio de caso sobre la falla de la capacidad de carga en arcilla saturada suave. También se incluyó el *método del factor de reducción* para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones continuas cargadas excéntricamente sobre un suelo granular.
- El capítulo 4, Capacidad de carga última de cimentaciones superficiales: casos especiales, tiene secciones nuevas sobre la capacidad de carga última de suelos débiles debajo de un suelo más resistente, la capacidad de carga sísmica de una cimentación en el borde de un talud de suelo granular, cimentaciones sobre rocas y la solución del esfuerzo característico del esfuerzo para cimentaciones ubicadas en la parte superior de taludes granulares.
- En el capítulo 5 sobre capacidad de carga y asentamiento permisibles se adicionó la distribución del esfuerzo debido a una carga puntual y a áreas circulares y rectangulares uniformemente cargadas sobre la superficie de un material de tipo Westergaard. En este capítulo también se incluye el procedimiento para estimar el asentamiento de cimentaciones con base en los resultados de prueba del presurímetro.
- La presión lateral de tierra debida a una sobrecarga sobre estructuras de retención sin cedencia se incluye ahora en el capítulo 7 (Presión lateral de tierra). En este capítulo también se incluye la solución para la presión pasiva de tierra sobre un muro de retención con cara posterior inclinada y relleno granular horizontal utilizando el método de las rebanadas triangulares.
- El capítulo 8 sobre muros de retención tiene un nuevo estudio de caso. Se proporciona un nuevo análisis sobre el procedimiento de diseño para muros de retención reforzados con geomallas.
- El capítulo 9 sobre muros de tablestacas tiene una sección nueva sobre la capacidad de contención de las placas de anclaje con base en la solución del esfuerzo característico.
- Se han adicionado dos estudios de casos al capítulo sobre cortes apuntalados (capítulo 10).
- El capítulo sobre cimentaciones con pilotes (capítulo 11) se ha organizado minuciosamente para su mejor comprensión.
- Con base en publicaciones recientes, se han hecho nuevas recomendaciones para estimar la capacidad de soporte de carga de pilas perforadas que se extienden hasta una roca (capítulo 12).

Como saben mis colegas en el área de la ingeniería geotécnica, el análisis y diseño de cimentaciones no sólo es un asunto de aplicar teorías, ecuaciones y gráficas de un libro de texto. Los perfiles de los suelos que se encuentran en la naturaleza son pocas veces homogéneos, elásticos e isotrópicos. El juicio educado necesario para aplicar de manera correcta las teorías, ecuaciones y gráficas para la evaluación de suelos, cimentaciones y diseño de cimentaciones no se puede enfatizar demasiado o enseñar por completo en un aula de clase. La experiencia de campo debe complementar el trabajo del aula de clases.

Las personas siguientes fueron muy amables en compartir algunas fotografías que se han incluido en esta nueva edición.

- Profesor A.S. Wayal, K.J. Somayia Polytechnic, Mumbai, India
- Profesor Sanjeev Kumar, Southern Illinois University, Carbondale, Illinois.
- Sr. Paul J. Koszarek, Professional Service Industries, Inc., Waukesha, Wisconsin
- Profesor Khaled Sobhan, Florida Atlantic University, Boca Raton, Florida
- Profesor Jean-Louis Briaud, Texas A&M University, College Station, Texas
- Dr. Dharma Shakya, Geotechnical Solutions, Inc., Irvine, California
- Sr. Jon Ridgeway, Tensar International, Atlanta, Georgia
- Profesor N. Sivakugan, James Cook University, Townsville, Queensland, Australia
- Profesor Anand J. Puppala, University of Texas en Arlington, Arlington, Texas
- Profesor Thomas M. Petry, Missouri University of Science and Technology, Rolla, Missouri

www.elsolucionario.org

Mi agradecimiento a Neil Belk, estudiante de postgrado en la University of North Carolina en Charlotte y a Jennifer Nicks, estudiante de posgrado en la Texas A&M University, College Station, Texas, por su ayuda durante la preparación de esta edición revisada. También estoy agradecido por varias sugerencias valiosas con el Profesor Adel S. Saada de la Western Reserve University, Cleveland, Ohio.

Gracias a Chris Carson, Executive Director, Global Publishing Program, Hilda Gowans, Senior Development Editor, Engineering, Cengage Learning, Lauren Betsos, Marketing Manager y a Rose Kernan de RPK Editorial Services por su interés y paciencia durante la revisión y producción del manuscrito.

Durante los últimos 27 años mi principal fuente de inspiración ha sido la energía inmensurable de mi esposa, Janice. Estoy muy agradecido por su ayuda continua en el desarrollo del libro original y de sus seis revisiones subsiguientes.

Braja M. Das

1 Propiedades geotécnicas del suelo

1.1 Introducción

El diseño de cimentaciones de estructuras como edificios, puentes y presas requiere por lo general de un conocimiento de factores como a) la carga que se transmitirá por la superestructura al sistema de cimentación, b) los requerimientos del reglamento de construcción local, c) el comportamiento y la deformabilidad relacionada con el esfuerzo de los suelos que soportarán el sistema de cimentación y d) las condiciones geológicas del suelo en consideración. Para un ingeniero de cimentaciones, los dos últimos factores son muy importantes ya que tienen que ver con la mecánica de suelos.

Las propiedades geotécnicas de un suelo, como su distribución granulométrica, plasticidad, compresibilidad y resistencia cortante, se pueden evaluar mediante pruebas de laboratorio adecuadas. Además, recientemente se ha puesto énfasis en la determinación *in situ* de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, puesto que este proceso evita alterar las muestras durante la exploración de campo. Sin embargo, ante ciertas circunstancias, no todos los parámetros necesarios se pueden o se determinan, debido a razones económicas o de otra índole. En esos casos, el ingeniero debe hacer ciertas suposiciones respecto a las propiedades del suelo. Para evaluar la precisión de los parámetros del suelo, ya sea que se hayan determinado en el laboratorio y en el campo, o bien, que se hayan supuesto, el ingeniero debe tener un buen conocimiento de los principios básicos de mecánica de suelos. Al mismo tiempo, debe darse cuenta de que los depósitos naturales de suelos sobre los que se construyen las cimentaciones no son homogéneos en la mayoría de los casos. Así pues, el ingeniero debe tener una comprensión completa de la geología del área, es decir, el origen y la naturaleza de la estratificación del suelo y también de las condiciones del agua en el subsuelo. La ingeniería de cimentaciones es una combinación ingeniosa de mecánica de suelos, ingeniería geológica y buen juicio derivado de una experiencia pasada, que hasta cierto punto se puede denominar un arte.

Al 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 se pueden dividir en dos categorías importantes: 1) *cimentaciones superficiales* y 2) *cimentaciones profundas.* Las *zapatas aisladas,* las *zapatas para muros* y las cimentaciones con *losas de cimentación* son cimentaciones superficiales. En la mayoría de las cimentaciones superficiales, *la profundidad de empotramiento puede ser igual a o menor que tres o cuatro veces el ancho de la cimentación.* Las cimentaciones con *pilotes y pilas perforadas* son cimentaciones profundas, que se utilizan cuando las capas superiores de los suelos tienen poca capacidad de soporte de carga y cuando el uso de cimentaciones superficiales

www.elsolucionario.org

ocasionará un daño estructural considerable o problemas de inestabilidad. Los problemas relacionados con las cimentaciones superficiales y las losas de cimentación se analizan en los capítulos 3, 4, 5 y 6. En el capítulo 11 se estudian las cimentaciones con pilotes y en el capítulo 12 se examinan las pilas perforadas.

Este capítulo sirve principalmente como un repaso de las propiedades geotécnicas básicas de los suelos. Incluye temas como distribución granulométrica, plasticidad, clasificación de suelos, esfuerzo efectivo, consolidación y parámetros de la resistencia al corte. Se basa en la suposición de que el lector estudió estos conceptos en un curso básico de mecánica de suelos.

1.2 Distribución granulométrica

En cualquier masa de suelo, los tamaños de los granos varían en gran medida. Para clasificar apropiadamente un suelo, se debe conocer su *distribución granulométrica*. La distribución granulométrica de un suelo de *grano grueso* se determina por lo general mediante un *análisis granulométrico con mallas*. Para un suelo de *grano fino*, la distribución granulométrica se puede obtener por medio del *análisis del hidrómetro*. Las características fundamentales de estos análisis se presentan en esta sección. Para una descripción detallada, consulte cualquier manual de laboratorio de mecánica de suelos (por ejemplo, Das, 2009).

Análisis granulométrico con mallas

Un análisis granulométrico con mallas se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco bien pulverizado y haciéndolo pasar a través de un apilo de mallas con aberturas cada vez más pequeñas que dispone de una charola en su parte inferior. Se mide la cantidad de suelo retenido en cada malla y se determina el porcentaje acumulado del suelo que pasa a través de cada una. A este porcentaje se le refiere por lo general como *porcentaje de finos*. La tabla 1.1 contiene una lista de los números de mallas utilizadas en Estados Unidos y en nuestro país y el tamaño correspondiente de sus aberturas. Estas mallas son de uso común para el análisis de suelos para fines de su clasificación.

Tabla 1.1 Tamaños de mallas estándar en EE.UU.

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

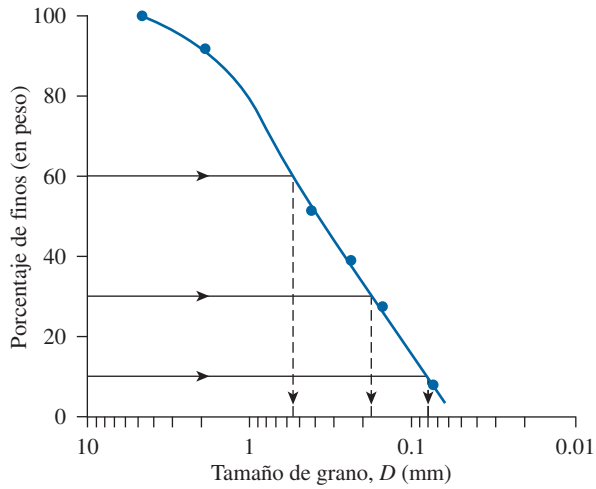


Figura 1.1 Curva de la distribución granulométrica de un suelo de grano grueso obtenida en un análisis con mallas.

El porcentaje de finos en cada malla, determinado por un análisis con mallas, se traza en *papel semilogarítmico*, como se muestra en la figura 1.1. Observe que el diámetro de grano, D, está trazado en la *escala logarítmica* y que el porcentaje de finos está trazado en la *escala aritmética*.

Se pueden determinar dos parámetros a partir de las curvas de distribución granulométrica de suelos de grano grueso: 1) el *coeficiente de uniformidad* (C_u) y 2) el *coeficiente de graduación*, o *coeficiente de curvatura* (C_c). Estos coeficientes son

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

y

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

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

Para la curva de distribución granulométrica que se muestra en la figura 1.1, $D_{10} = 0.08$ mm, $D_{30} = 0.17$ mm y $D_{60} = 0.57$ mm. Por lo que los valores de C_u y C_c son

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

y

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

Los parámetros C_u y C_c se utilizan en el *Sistema unificado de clasificación de suelos*, que se describe más adelante en este capítulo.

Análisis hidrométrico

El análisis hidrométrico se basa en el principio de sedimentación de las partículas de un suelo en agua. Esta prueba comprende utilizar 50 gramos de suelo seco y pulverizado. Al suelo siempre se le agrega un *agente defloculante*. El agente defloculante más común empleado para el análisis hidrométrico es 125 cc de una solución al 4% de hexametafosfato de sodio. Se deja que el suelo se sature con el agente defloculante durante al menos 16 horas. Después del periodo de saturación, se agrega agua destilada y se agita muy bien la mezcla de suelo y el agente defloculante. Luego la muestra se transfiere a un cilindro de vidrio de 1000 ml. Se agrega más agua destilada al cilindro hasta alcanzar la marca de 1000 ml y se vuelve a agitar muy bien la mezcla. Se coloca un hidrómetro en el cilindro para medir la gravedad específica de la suspensión suelo-agua en la vecindad del bulbo del instrumento (figura 1.2), por lo general durante un periodo de 24 horas. Los hidrómetros se calibran para mostrar la cantidad de suelo que aún está en suspensión en cualquier tiempo t dado. El diámetro mayor de las partículas del suelo todavía en suspensión en el tiempo t se puede determinar mediante la ley de Stokes,

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

donde

D = diámetro de la partícula de suelo
G_s = gravedad específica de los sólidos del suelo
η = viscosidad del agua

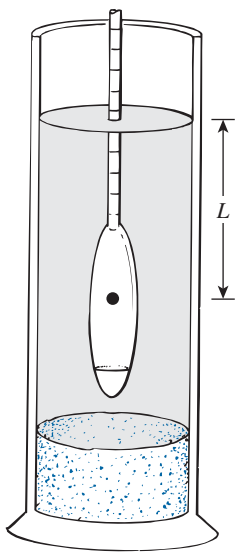


Figura 1.2 Análisis granulométrico con el hidrómetro.

www.elsolucionario.org

γ_w = peso específico del agua
L = longitud efectiva (es decir, longitud medida desde la superficie del agua en el cilindro hasta el centro de gravedad del hidrómetro; consulte 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. De esta manera, con las lecturas del hidrómetro tomadas en varios tiempos, el *porcentaje de suelo más fino* que el diámetro dado D se puede calcular y elaborar la gráfica de la distribución granulométrica. Las técnicas de las mallas y del hidrómetro se pueden combinar para un suelo que tenga constituyentes tanto de grano grueso como de grano fino.

1.3 Límites del tamaño para suelos

Varias organizaciones han intentado desarrollar límites del tamaño para *grava, arena, limo* y *arcilla* con base en los tamaños de los granos que hay en los suelos. En la tabla 1.2 se presentan los límites de los tamaños recomendados por los sistemas de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y del Unified Soil Classification (Corps of Engineers, Department of the Army y Bureau of Reclamation). En la tabla se muestra que las partículas de suelo menores que 0.002 mm se han clasificado como *arcilla*. Sin embargo, las arcillas son cohesivas por naturaleza y con ellas se pueden hacer rollos pequeños cuando están húmedas. Esta propiedad se debe a la presencia de *minerales de arcilla* como la *caolinita, ilita* y *montmorilonita*. En contraste, algunos minerales, como el *cuarzo* y el *feldespato*, pueden estar presentes en un suelo con tamaños de partículas tan pequeños como el de los minerales de arcilla, pero estas partículas no tendrán la propiedad cohesiva de los minerales de arcilla. De aquí que se denominen *partículas con tamaño de arcilla*, no *partículas de arcilla*.

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 sólido, las tres fases se pueden separar como se muestra en la figura 1.3a. Con base en esta separación, se pueden definir las relaciones del volumen.

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

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

Tabla 1.2 Límites del 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

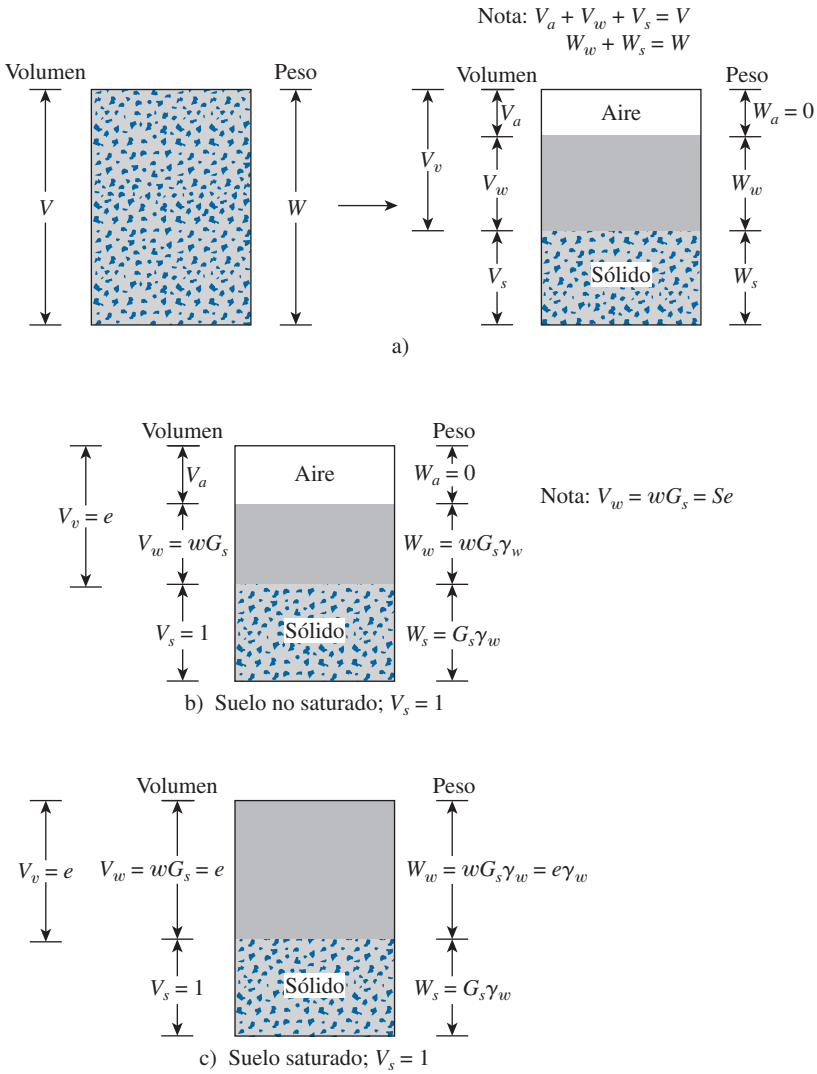


Figura 1.3 Relaciones peso-volumen.

donde

V_v = volumen de vacíos
V_s = volumen de sólidos del 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, que en general se expresa como un porcentaje, o

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

donde

V_w = volumen de agua

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

Las relaciones de peso son el *contenido de humedad,* el *peso específico húmedo*, el *peso específico seco* y el *peso específico saturado*, que con frecuencia se definen como sigue:

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

donde

W_s = peso de los sólidos del suelo
W_w = peso del agua

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

donde

W = peso total de la muestra de suelo = $W_s + W_w$

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

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

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

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

$$W_s = G_s \gamma_w$$

donde

G_s = gravedad específica de los sólidos del suelo
γ_w = peso específico del agua (9.81 kN/m^3)

www.elsolucionario.org

Además, de la ecuación (1.8), el peso del agua es $W_w = wW_s$. Por lo que para la muestra de suelo bajo consideración, $W_w = wW_s = wG_s\gamma_w$. Ahora, para la relación general para el peso específico húmedo dado en la ecuación (1.9),

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

De manera similar, el peso específico seco [ecuación (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), observe que

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

De acuerdo con la ecuación (1.7), el grado de saturación es

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

Ahora, con referencia a la figura 1.3b,

$$V_w = wG_s$$

y

$$V_v = e$$

Por lo tanto,

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{wG_s}{e} \tag{1.14}$$

Para un suelo saturado, $S = 1$. Por lo que

$$e = wG_s \tag{1.15}$$

Entonces el peso específico saturado del suelo es

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s\gamma_w + e\gamma_w}{1 + e} \tag{1.16}$$

En unidades del SI se emplean newtons o kilonewtons para el peso, y es una unidad derivada, y g o kg es masa. Las relaciones dadas en las ecuaciones (1.11), (1.12) y (1.16) se pueden expresar como densidades húmeda, seca y saturada como sigue:

$$\rho = \frac{G_s \rho_w (1 + w)}{1 + e} \tag{1.17}$$

$$\rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1 + e} \tag{1.18}$$

$$\rho_{\text{sat}} = \frac{\rho_w (G_s + e)}{1 + e} \tag{1.19}$$

donde ρ, ρ_d, ρ_{sat} = densidad húmeda, densidad seca y densidad saturada, respectivamente
ρ_w = densidad del agua (= 1000 kg/m^3)

También se pueden obtener relaciones similares a las ecuaciones (1.11), (1.12) y (1.16) en términos de la porosidad considerando una muestra representativa de suelo con un volumen unitario (figura 1.3c). Estas relaciones son

$$\gamma = G_s \gamma_w (1 - n)(1 + w) \tag{1.20}$$

$$\gamma_d = (1 - n) G_s \gamma_w \tag{1.21}$$

y

$$\gamma_{\text{sat}} = [(1 - n) G_s + n] \gamma_w \tag{1.22}$$

En la tabla 1.3 se resumen varias formas de las relaciones que se pueden obtener para γ, γ_d y γ_{sat}.

Tabla 1.3 Varias formas de relaciones para γ, γ_d y γ_{sat}.

Relaciones del peso específico	Peso específico seco	Peso específico saturado
$\gamma = \dfrac{(1 + w) G_s \gamma_w}{1 + e}$	$\gamma_d = \dfrac{\gamma}{1 + w}$	$\gamma_{\text{sat}} = \dfrac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e}$
$\gamma = \dfrac{(G_s + Se)\gamma_w}{1 + e}$	$\gamma_d = \dfrac{G_s \gamma_w}{1 + e}$	$\gamma_{\text{sat}} = [(1 - n)G_s + n]\gamma_w$
$\gamma = \dfrac{(1 + w) G_s \gamma_w}{1 + \dfrac{w G_s}{S}}$	$\gamma_d = G_s \gamma_w (1 - n)$	$\gamma_{\text{sat}} = \left(\dfrac{1 + w}{1 + w G_s}\right) G_s \gamma_w$
$\gamma = G_s \gamma_w (1 - n)(1 + w)$	$\gamma_d = \dfrac{G_s}{1 + \dfrac{w G_s}{S}} \gamma_w$	$\gamma_{\text{sat}} = \left(\dfrac{e}{w}\right)\left(\dfrac{1 + w}{1 + e}\right)\gamma_w$
	$\gamma_d = \dfrac{e S \gamma_w}{(1 + e) w}$	$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d + n\gamma_w$
	$\gamma_d = \gamma_{\text{sat}} - n\gamma_w$	$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d + \left(\dfrac{e}{1 + e}\right)\gamma_w$
	$\gamma_d = \gamma_{\text{sat}} - \left(\dfrac{e}{1 + e}\right)\gamma_w$	

Tabla 1.4 Gravedad específica 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
Marga	2.60-2.75
Loess	2.65-2.73
Turba	1.30-1.9

Excepto para la turba y suelos altamente orgánicos, el intervalo general de los valores de la gravedad específica de sólidos de suelos (G_s) encontrados en la naturaleza es muy pequeño. En la tabla 1.4 se dan algunos valores representativos. Para fines generales, se puede suponer un valor razonable en vez de realizar una prueba.

1.5 Densidad relativa

En *suelos granulares*, el grado de compactación en el campo se puede medir de acuerdo con la *densidad relativa*, definida como

$$D_r(\%) = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100 \tag{1.23}$$

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*

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

$$D_r(\%) = \left\{\frac{\gamma_d - \gamma_{d(mín)}}{\gamma_{d(máx)} - \gamma_{d(mín)}}\right\}\frac{\gamma_{d(máx)}}{\gamma_d} \times 100 \tag{1.24}$$

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 $e_{máx}$

La densidad de un suelo granular está relacionado a veces con la densidad relativa del suelo. En la tabla 1.5 se da la correlación general de la densidad y D_r. Para arenas naturales, las magnitudes de $e_{máx}$ y $e_{mín}$ [ecuación (1.23)] pueden variar ampliamente. Las razones principales de estas variaciones amplias son el coeficiente de uniformidad, C_u, y la redondez de las partículas.

www.elsolucionario.org

Tabla 1.5 Densidad de un suelo granular.

Densidad relativa, D_r(%)	Descripción
0-20	Muy suelto
20-40	Suelto
40-60	Medio
60-80	Denso
80-100	Muy denso

Ejemplo 1.1

El peso húmedo de 28.3×10^{-4} m^3 de un suelo es de 54.27 N. Si el contenido de humedad es de 12% y la gravedad específica de los sólidos del suelo es de 2.72, determine lo siguiente:

a. Peso específico húmedo (kN/m^3)
b. Peso específico seco (kN/m^3)
c. Relación de vacíos
d. Porosidad
e. Grado de saturación (%)
f. Volumen ocupado por agua (m^3)

Solución

Parte a

De la ecuación (1.9),

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{54.27 \times 10^{-3}}{0.00283} = \mathbf{19.18\ kN/m^3}$$

Parte b

De la ecuación (1.13),

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} = \frac{19.18}{1 + \frac{12}{100}} = \mathbf{17.13\ kN/m^3}$$

Parte c

De la ecuación (1.12),

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

o

$$17.13 = \frac{(2.72)(9.81)}{1 + e}$$

$$e = 0.56$$

Parte d

De la ecuación (1.6),

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.56}{1+0.56} = \mathbf{0.359}$$

Parte e

De la ecuación (1.14),

$$S = \frac{wG_s}{e} = \frac{(0.12)(2.72)}{0.56} = \mathbf{0.583}$$

Parte f

De la ecuación (1.12),

$$W_s = \frac{W}{1+w} = \frac{54.27 \times 10^{-3}}{1.12} = 48.46 \times 10^{-3}\ \text{kN}$$

$$W_w = W - W_s = 54.27 \times 10^{-3} - 48.46 \times 10^{-3} = 5.81 \times 10^{-3}\ \text{kN}$$

$$V_w = \frac{5.81 \times 10^{-3}}{9.81} = \mathbf{0.592 \times 10^{-3}\ m^3}$$

■

Ejemplo 1.2

La densidad seca de una arena con una porosidad de 0.387 es de 1600 kg/m^3. Encuentre la relación de vacíos del suelo y la gravedad específica de los sólidos del suelo.

Solución

Relación de vacíos

Dado: $n = 0.387$. De la ecuación (1.6),

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0.387}{1-0.387} = \mathbf{0.631}$$

Gravedad específica de los sólidos del suelo
De la ecuación (1.18),

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

$$1600 = \frac{G_s(1000)}{1.631}$$

$$G_s = \mathbf{2.61}$$

■

Ejemplo 1.3

El peso específico húmedo de un suelo es de 19.2 kN/m^3. Dados $G_s = 2.69$ y el contenido de humedad $w = 9.8\%$, determine

a. Peso específico seco (kN/m^3)
b. Relación de vacíos
c. Porosidad
d. Grado de saturación (%)

Solución

Parte a

De la ecuación (1.13),

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} = \frac{19.2}{1 + \dfrac{9.8}{100}} = \mathbf{17.49\ kN/m^3}$$

Parte b

De la ecuación (1.12),

$$\gamma_d = 17.49\ \text{kN/m}^3 = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.69)(9.81)}{1 + e}$$

$$e = \mathbf{0.509}$$

Parte c

De la ecuación (1.6),

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.509}{1 + 0.509} = \mathbf{0.337}$$

Parte d

De la ecuación (1.14),

$$S = \frac{wG_s}{e} = \left[\frac{(0.098)(2.69)}{0.509}\right](100) = \mathbf{51.79\%}$$

■

Ejemplo 1.4

Para un suelo saturado, dados $w = 40\%$ y $G_s = 2.71$, determine los pesos específicos saturado y seco en lb/ft^3 y en kN/m^3.

Solución

Para suelo saturado, de la ecuación (1.15),

$$e = wG_s = (0.4)(2.71) = 1.084$$

www.elsolucionario.org

De la ecuación (1.16),

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.71 + 1.084)9.81}{1 + 1.084} = \mathbf{17.86\ kN/m^3}$$

De la ecuación (1.12),

$$\gamma_d = \frac{G_s\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.71)(9.81)}{1 + 1.084} = 12.76\ \text{kN/m}^3$$

■

Ejemplo 1.5

La masa de una muestra de un suelo húmedo recolectada del campo es de 465 gramos y su masa secada en un horno es de 405.76 gramos. Se determinó en el laboratorio que la gravedad específica de los sólidos del suelo es de 2.68. Si la relación de vacíos en el estado natural es de 0.83, encuentre lo siguiente:

a. La densidad húmeda del suelo en el campo (kg/m^3).
b. La densidad seca del suelo en el campo (kg/m^3).
c. La masa de agua, en kilogramos, que se debe agregar por metro cúbico de suelo en el campo para su saturación.

Solución

Parte a

De la ecuación (1.8),

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{465 - 405.76}{405.76} = \frac{59.24}{405.76} = 14.6\%$$

De la ecuación (1.17),

$$\rho = \frac{G_s\rho_w + wG_s\rho_w}{1 + e} = \frac{G_s\rho_w(1 + w)}{1 + e} = \frac{(2.68)(1000)(1.146)}{1.83}$$

$$= \mathbf{1678.3\ kg/m^3}$$

Parte b

De la ecuación (1.18),

$$\rho_d = \frac{G_s\rho_w}{1 + e} = \frac{(2.68)(1000)}{1.83} = \mathbf{1\,468.48\ kg/m^3}$$

Parte c

Masa de agua que se debe agregar $= \rho_{sat} - \rho$
De la ecuación (1.19),

$$\rho_{sat} = \frac{G_s\rho_w + e\rho_w}{1 + e} = \frac{\rho_w(G_s + e)}{1 + e} = \frac{(1000)(2.68 + 0.83)}{1.83} = 1918 \text{ kg/m}^3$$

Por lo tanto, masa de agua que se debe agregar $= 1918 - 1678.3 =$ **239.7 kg/m^3**. ■

Ejemplo 1.6

Los pesos específicos máximo y mínimo de una arena son 17.1 kN/m^3 y 14.2 kN/m^3, respectivamente. La arena en el campo tiene una densidad relativa de 70% con un contenido de humedad de 8%. Determine el peso específico húmedo de la arena en el campo.

Solución

De la ecuación (1.24),

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

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

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

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

■

1.6 Límites de Atterberg

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, puede fluir como un *semilíquido*. Si el suelo se seca gradualmente, se comportará como un material *plástico, semisólido* o *sólido*, dependiendo de su contenido de humedad. El contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo cambia de un estado líquido a uno plástico se define como *límite líquido* (LL). De manera similar, el contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo cambia de un estado plástico a uno semisólido y de un estado semisólido a uno sólido se definen como *límite plástico* (LP) y *límite de contracción* (LC), respectivamente. A estos límites se les refiere como *límites de Atterberg* (figura 1.4):

- El *límite líquido* de un suelo se determina utilizando la copa de Casagrande (designación de prueba D-4318 de la ASTM) y se define como el contenido de humedad en el que se cierra una ranura de 12.7 mm mediante 25 golpes.
- El *límite plástico* se define como el contenido de humedad en el que el suelo se agrieta al formar un rollito de 3.18 mm de diámetro (designación de prueba D-4318 de la ASTM).

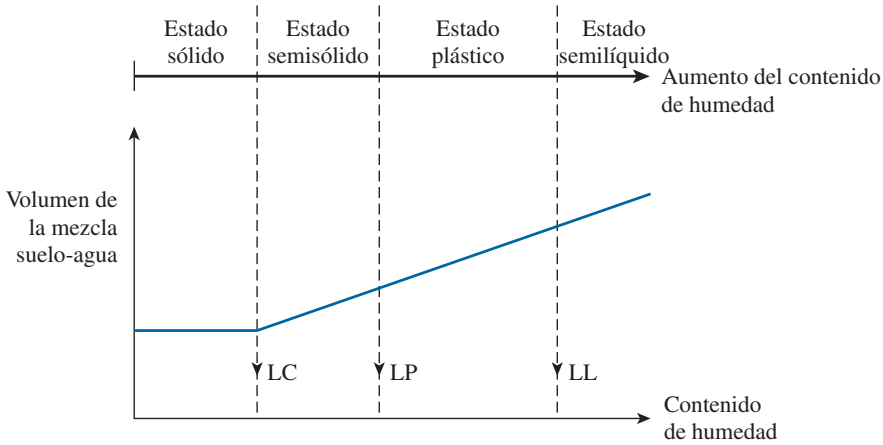


Figura 1.4 Definición de los límites de Atterberg.

- El *límite de contracción* se define como el contenido de humedad en el que el suelo no experimenta ningún cambio adicional en su volumen con la pérdida de humedad (designación de prueba D-427 de la ASTM).

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

$$\text{IP} = \text{LL} - \text{LP} \tag{1.25}$$

1.7 Índice de liquidez

La consistencia relativa de un suelo cohesivo en el estado natural se puede definir por medio de una relación denominada *índice de liquidez*, que está dado por

$$\text{IL} = \frac{w - \text{LP}}{\text{LL} - \text{LP}} \tag{1.26}$$

donde w = contenido de humedad *in situ* del suelo.

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

$$\text{IL} > 1 \tag{1.27}$$

Estos suelos, cuando se remoldean, se pueden transformar en una forma viscosa y fluir como un líquido.

www.elsolucionario.org

Los depósitos del suelo que están altamente sobreconsolidados pueden tener un contenido de humedad natural menor que el límite plástico. En este caso

$$\text{IL} < 0$$

1.8 Actividad

Debido a que la plasticidad de un suelo se ocasiona por el agua adsorbida que rodea a las partículas de arcilla, se puede esperar que el tipo de minerales de arcilla y sus cantidades proporcionales en un suelo afectarán los límites líquido y plástico. Skempton (1953) observó que el índice de plasticidad de un suelo aumenta linealmente con el porcentaje de la fracción del tamaño de arcilla (% más fino que 2 μm en peso) presente. Las correlaciones del IP con las fracciones de tamaño de arcilla para diferentes arcillas proporcionan dos trazos de líneas separadas. Esta diferencia se debe a las características de plasticidad distintas de los varios tipos de minerales de arcilla. Con base en estos resultados, Skempton definió una cantidad denominada *actividad*, que es la pendiente de la línea que correlaciona el IP y el % más fino que 2 μm. Esta actividad se puede expresar como

$$A = \frac{\text{IP}}{(\%\text{ de la fracción de tamaño de arcilla, en peso})} \tag{1.27}$$

La actividad se utiliza como un índice para identificar el potencial de expansión de los suelos arcillosos. En la tabla 1.6 se indican los valores comunes de actividades para varios minerales de arcilla.

1.9 Sistemas de clasificación de suelos

Los sistemas de clasificación de suelos dividen los suelos en grupos y subgrupos con base en propiedades ingenieriles comunes como la *distribución granulométrica,* el *límite líquido* y el *límite plástico*. Los dos sistemas de clasificación principales de uso actual son 1) el *sistema de la American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) y 2) el *Sistema unificado de clasificación de suelos* (*Unified Soil Classification System* (también es el sistema de la ASTM). El sistema de la AASHTO se emplea principalmente para la clasificación de las capas del pavimento de una carretera. No se utiliza en la construcción de cimentaciones.

Tabla 1.6 Actividades de minerales de arcilla.

Mineral	Actividad (A)
Esmectitas	1-7
Ilita	0.5-1
Caolinita	0.5
Haloysita ($4H_2O$)	0.5
Haloysita ($2H_2O$)	0.1
Atapulgita	0.5-1.2
Alofana	0.5-1.2

Sistema de la AASHTO

El Sistema de clasificación de suelos de la AASHTO fue propuesto originalmente para el Highway Research Board´s Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads (1945). De acuerdo con la forma presente de este sistema, los suelos se pueden clasificar según ocho grupos principales, A-1 a A-8, con base en su distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad. Los suelos listados 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 materiales de grano fino. La turba, el fango y otros suelos altamente orgánicos se clasifican en el grupo A-8 y se identifican mediante una inspección visual.

El sistema de clasificación de la AASHTO (para suelos A-1 a A-7) se presenta en la tabla 1.7. Observe que el grupo A-7 incluye dos tipos de suelos. Para el tipo A-7-5, el índice de

Tabla 1.7 Sistema de clasificación de suelos de la AASHTO

Clasificación general	**Materiales granulares (35% o menos de la muestra total pasa la malla núm. 200)**						
	A-1			**A-2**			
Clasificación de grupo	**A-1-a**	**A-1-b**	**A-3**	**A-2-4**	**A-2-5**	**A-2-6**	**A-2-7**
Análisis por mallas (% que pasa)							
Malla núm. 10	50 máx						
Malla núm. 40	30 máx	50 máx	51 mín				
Malla núm. 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx
Para la fracción que pasa Malla núm. 40							
Límite líquido (LL)				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (IP)	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			
Clasificación de la capa	Excelente a buena						

Clasificación general	**Materiales de limo y arcilla (más de 35% de la muestra total pasa la malla núm. 200)**			
Clasificación de grupo	**A-4**	**A-5**	**A-6**	**A-7**
				A-7-5[a] A-7-6[b]
Análisis por mallas (% que pasa)				
Malla núm. 10				
Malla núm. 40				
Malla núm. 200	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Para la fracción que pasa Malla núm. 40				
Límite líquido (LL)	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (IP)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Principalmente suelos limosos		Principalmente suelos arcillosos	
Calificación subrasante	Regular a malo			

[a] Si IP $\leq$ LL $-$ 30, la clasificación es A-7-5.
[b] Si IP $>$ LL $-$ 30, la clasificación es A-7-6.

plasticidad del suelo es menor que o igual al 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 de capa subrasante de un camino, también se desarrolló un número al que se le refiere como *índice de grupo* (IG). Entre mayor sea el valor del índice de grupo para un suelo dado, más deficiente será el desempeño del suelo como capa subrasante. Un índice de grupo de 20 o mayor indica un material muy deficiente para utilizarlo como capa subrasante. La fórmula para el índice de grupo es

$$\text{IG} = (F_{200} - 35)[0.2 + 0.005(\text{LL} - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(\text{IP} - 10) \tag{1.28}$$

donde

F_{200} = porcentaje que pasa la malla núm. 200, expresado como un número entero
LL = límite líquido
IP = índice de plasticidad

Al calcular el índice de grupo para un suelo que pertenece al grupo A-2-6 o al A-2-7, sólo se utiliza la ecuación parcial del índice de grupo que se relaciona con el índice de plasticidad:

$$\text{IG} = 0.01(F_{200} - 15)(\text{IP} - 10) \tag{1.29}$$

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

$$\underbrace{\text{A-4}}_{\text{Grupo de suelo}} \qquad \underbrace{(5)}_{\text{Índice de grupo}}$$

El índice de grupo para suelos que se encuentran en los grupos A-1-a, A-1-b, A-3, A-2-4 y A-2-5 siempre es cero.

Sistema unificado

El Sistema unificado de clasificación de suelos (Unified Soil Classification System) lo propuso originalmente A. Casagrande en 1942 y más tarde lo revisó y adoptó el United States Bureau of Reclamation y el US Army Corps of Engineers. En la actualidad el sistema se utiliza prácticamente en todo el trabajo geotécnico.

En el sistema unificado se utilizan los símbolos siguientes para fines de 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 graduado	Mal graduado

www.elsolucionario.org

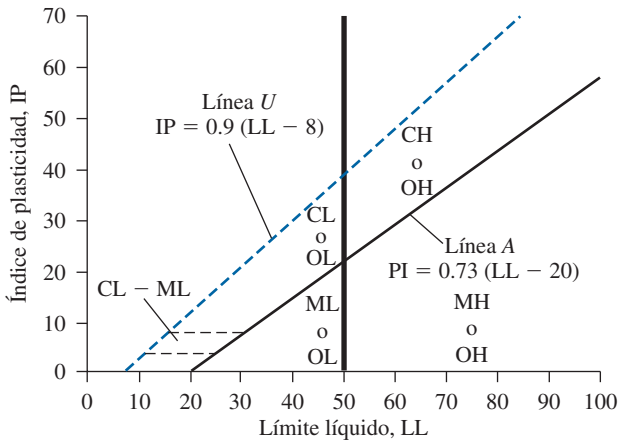


Figura 1.5 Gráfica de plasticidad.

En la gráfica de plasticidad (figura 1.5) y en la tabla 1.8 se muestra 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 generalmente describe el suelo, junto con el símbolo respectivo. En las figuras 1.6, 1.7 y 1.8 se presentan los diagramas de flujo para obtener los nombres de grupos para suelos de grano grueso, suelos inorgánicos de grano fino y suelos orgánicos de grano fino, respectivamente.

Ejemplo 1.7

Clasifique el suelo siguiente mediante el sistema de clasificación de la AASHTO.

Porcentaje que pasa la malla núm. 4	= 92
Porcentaje que pasa la malla núm. 10	= 87
Porcentaje que pasa la malla núm. 40	= 65
Porcentaje que pasa la malla núm. 200	= 30
Límite líquido	= 22
Índice de plasticidad	= 8

Solución

En la tabla 1.7 se indica que se trata de un material granular ya que menos de 35% pasa la malla núm. 200. Con LL = 22 (es decir, menos que 40) e IP = 8 (es decir, menos que 10), el suelo pertenece al grupo A-2-4.

El suelo es **A-2-4(0)**. ■

Tabla 1.8 Gráfica de la Unified Soil Classification (según la ASTM, 2009) (ASTM D2487-98: Práctica estándar para la clasificación de suelos para fines ingenieriles (Unified Soil Classification). Derechos de autor de la ASTM INTERNATIONAL. Reimpresa con permiso).

	Criterios para asignar símbolos y nombres de grupo utilizando pruebas de laboratorio[a]			Clasificación del suelo	
				Símbolo de grupo	Nombre de grupo[b]
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en la malla núm. 200	Gravas Más de 50% de la fracción gruesa retenida en la malla núm. 4	Gravas limpias Menos de 5% finos[c]	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3$[e]	GW	Grava bien graduada[f]
			$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3$[e]	GP	Grava mal graduada[f]
		Gravas con finos Más de 12% finos[c]	Los finos se clasifican como ML o MH	GM	Grava limosa[f, g, h]
			Los finos se clasifican como CL o CH	GC	Grava arcillosa[f, g, h]
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa la malla núm. 4	Arenas limpias Menos de 5% finos[d]	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3$[e]	SW	Arena bien graduada[i]
			$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3$[e]	SP	Arena mal graduada[i]
		Arena con finos Más de 12% finos[d]	Los finos se clasifican como ML o MH	SM	Arena limosa[g, h, i]
			Los finos se clasifican como CL o CH	SC	Arena arcillosa[g, h, i]
Suelos de grano fino 50% o más pasa la malla núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánicos	IP > 7 y se encuentra en o arriba de la línea "A"[j]	CL	Arcilla de baja compresibilidad[k, l, m]
			IP < 4 o se encuentra debajo de la línea "A"[j]	ML	Limo de baja compresibilidad[k, l, m]
		Orgánicos	$\frac{\text{Límite líquido—secado en horno}}{\text{Límite líquido—no secado}} < 0.75$	OL	Arcilla orgánica[k, l, m, n] / Limo orgánico[k, l, m, o]
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o mayor	Inorgánicos	IP se encuentra en o arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta compresibilidad[k, l, m, n]
			IP se encuentra debajo de la línea "A"	MH	Limo de alta compresibilidad[k, l, m, n]
		Orgánicos	$\frac{\text{Límite líquido—secado en horno}}{\text{Límite líquido—no secado}} < 0.75$	OH	Arcilla orgánica[k, l, m, p] / Limo orgánico[k, l, m, q]
Suelos altamente orgánicos	Principalmente materia orgánica, de color oscuro y olor orgánico			PT	Turba

[a]Con base en el material que pasa la malla de 75 mm (3 in).
[b]Si la muestra de campo contenía cantos rodados o piedra bola, o ambos, agregue "con cantos rodados o piedra bola, o ambos" al nombre de grupo.
[c]Gravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: grava bien graduada con limo, GW-GM; grava bien graduada con arcilla, GW-GC; grava mal graduada con limo, GP-GM; grava mal graduada con arcilla, GP-GC.
[d]Arenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: arena bien graduada con limo SW-SM; arena bien graduada con arcilla SW-SC; arena mal graduada con limo SP-SM; arena mal graduada con arcilla SP-SC.
[e]$C_u = D_{60}/D_{10}$ $C_c = \dfrac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$
[f]Si el suelo contiene ≥ 15% de arena, agregue "con arena" al nombre de grupo.
[g]Si los finos se clasifican como CL-ML, utilice el símbolo doble GC-GM o SC-SM.
[h]Si los finos son orgánicos, agregue "con finos orgánicos" al nombre de grupo.
[i]Si el suelo contiene ≥ 15% de grava, agregue "con grava" al nombre de grupo.
[j]Si los límites de Atterberg se encuentran en el área sombreada, el suelo es una arcilla limosa, CL-ML.
[k]Si el suelo contiene 15 a 29% más la malla núm. 200, agregue "con arena" o "con grava," lo que predomine.
[l]Si el suelo contiene ≥ 30% más la malla núm. 200, predominantemente arena, agregue "arenoso" al nombre de grupo.
[m]Si el suelo contiene ≥ 30% más la malla núm. 200, predominantemente grava, agregue "gravoso" al nombre de grupo.
[n]Si IP ≥ 4 y se encuentra en o arriba de la línea "A."
[o]Si IP < 4 o se encuentra debajo de la línea "A."
[p]Si IP se encuentra en o arriba de la línea "A."
[q]Si IP se encuentra debajo de la línea "A."

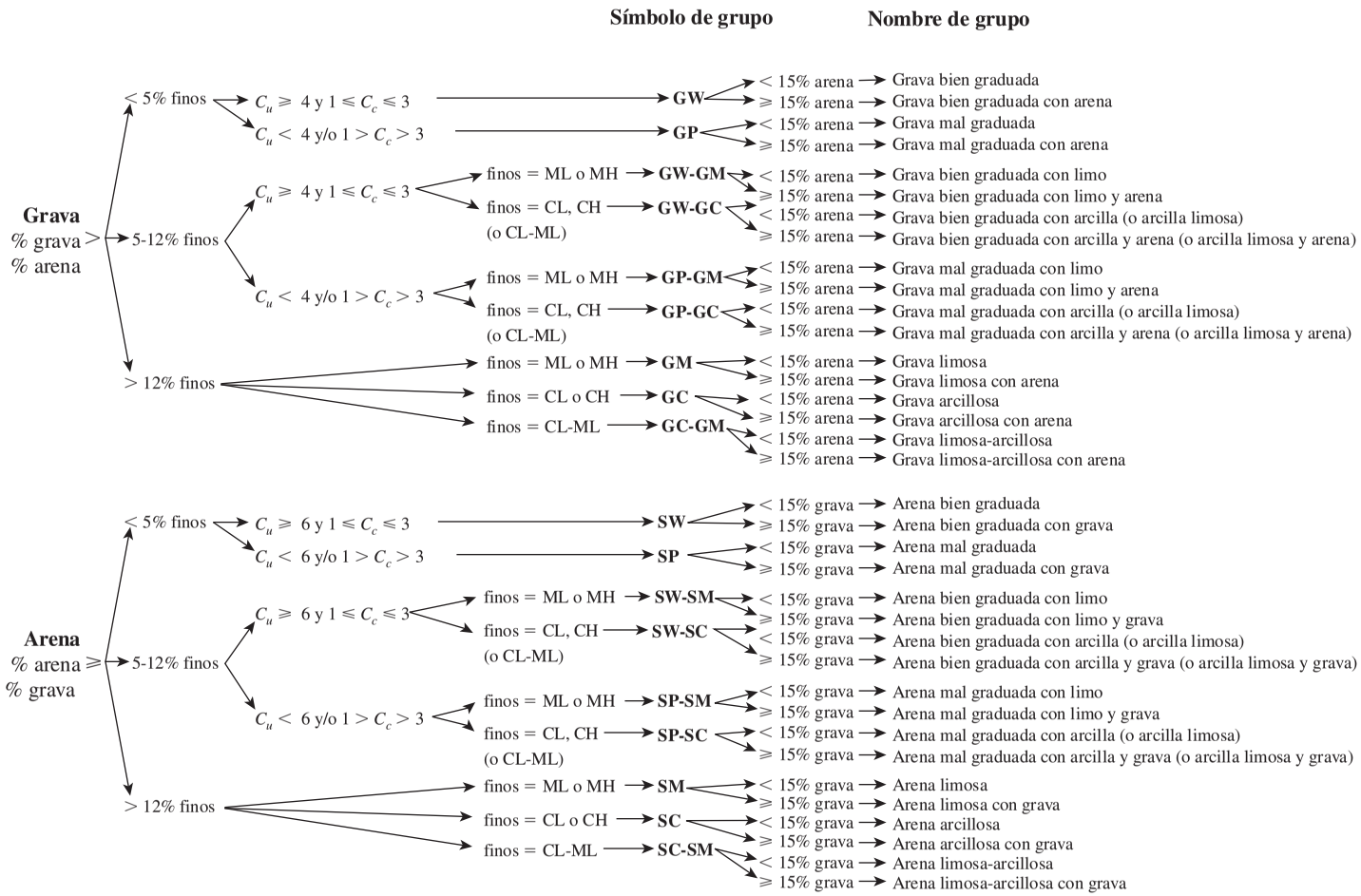


Figura 1.6 Diagrama de flujo para clasificar suelos de grano grueso (más de 50% retenido en la malla núm. 200) (según ASTM, 2009) (ASTM D2487-98: Práctica estándar para clasificación de suelos para fines ingenieriles (Unified Soil Classification). Derechos de autor ASTM INTERNATIONAL. Reimpresa con permiso).

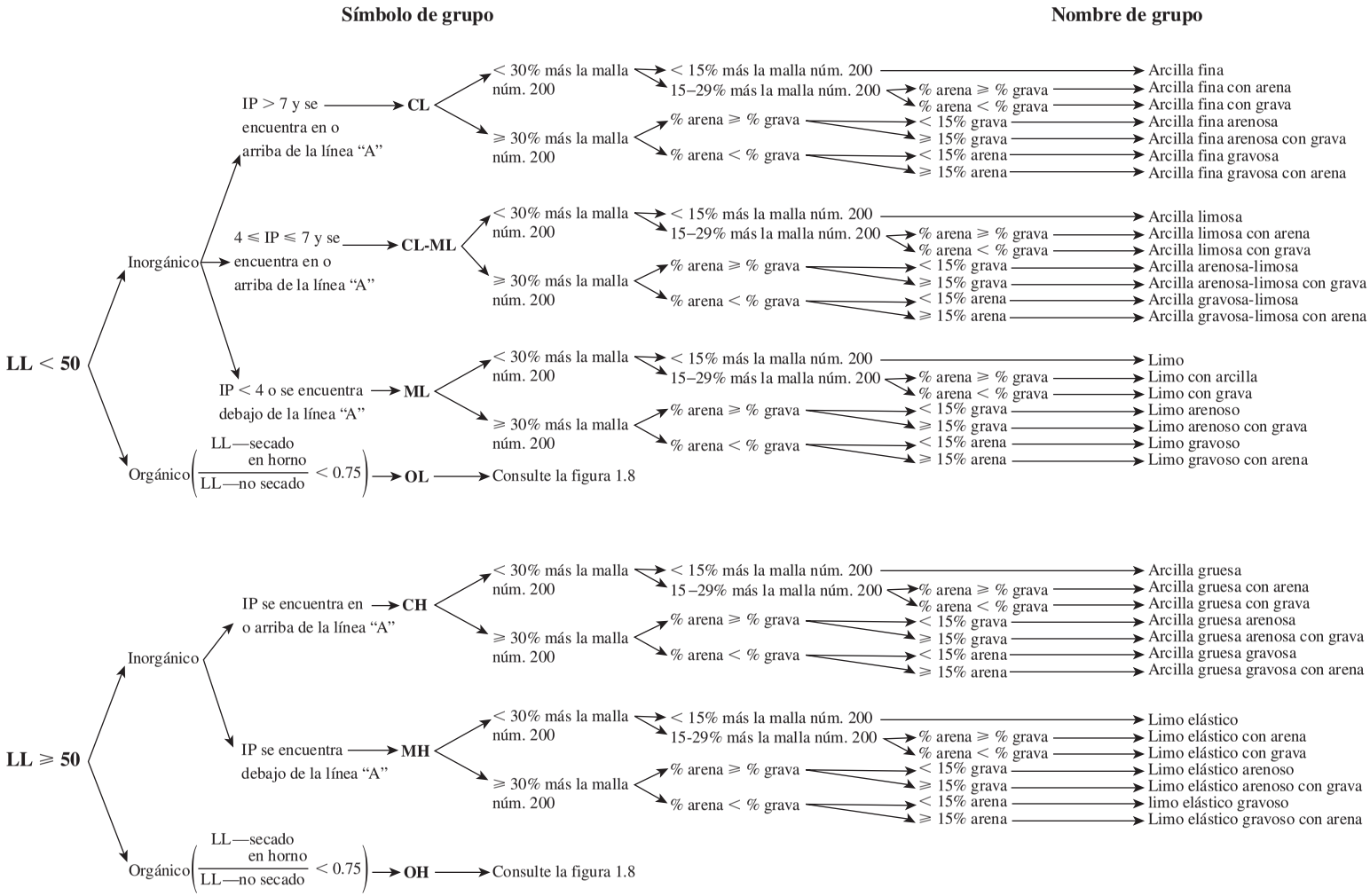


Figura 1.7 Diagrama de flujo para clasificar suelos de grano fino (50% o más pasa la malla núm. 200) (según ASTM, 2009) (ASTM D2487-98: Práctica estándar para clasificar suelos para fines ingenieriles (Unified Soil Classification). Derechos de autor ASTM INTERNATIONAL. Reimpresa con permiso).

www.elsolucionario.org

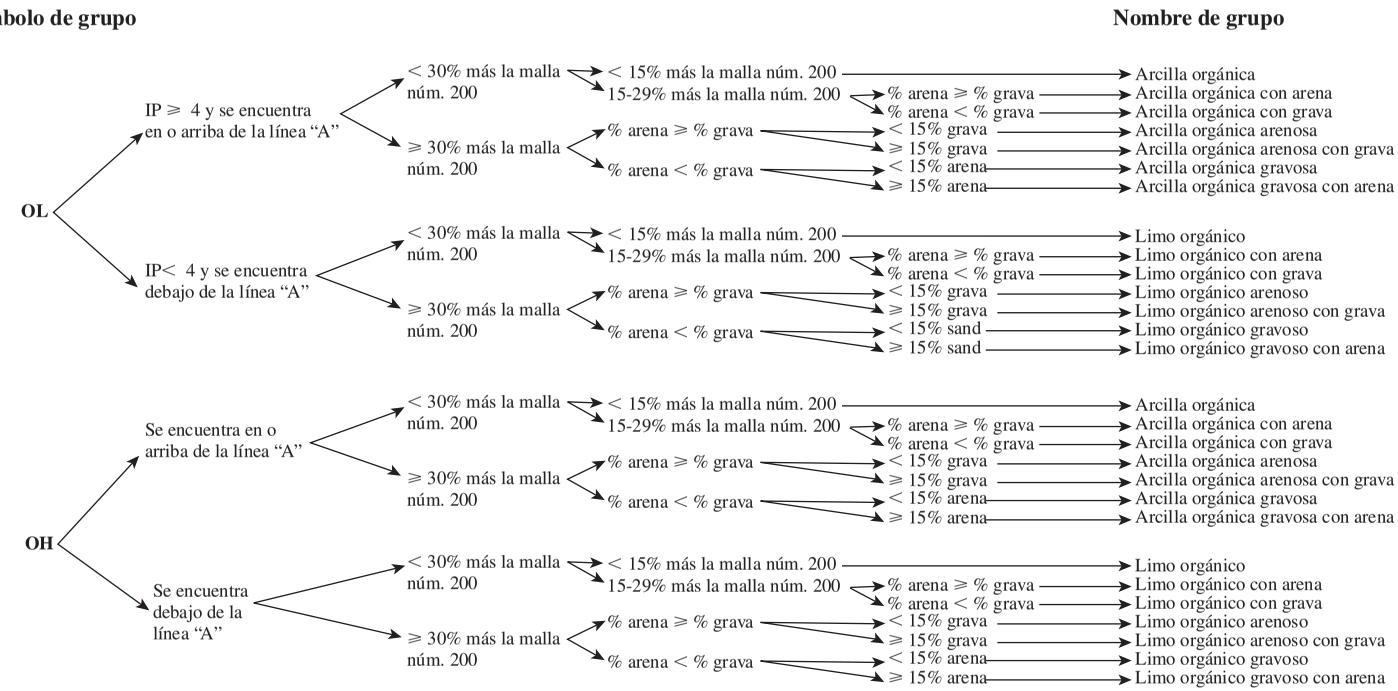


Figura 1.8 Diagrama de flujo para clasificar suelos orgánicos de grano fino (50% o más pasa la malla núm. 200) (según ASTM, 2009) (ASTM D2487-98: Práctica estándar para clasificación de suelos para fines ingenieriles (Unified Soil Classification). Derechos de autor ASTM INTERNATIONAL. Reimpresa con permiso).

Ejemplo 1.8

Clasifique el suelo siguiente mediante el Sistema unificado de clasificación de suelos:

Porcentaje que pasa la malla núm. 4 = 82
Porcentaje que pasa la malla núm. 10 = 71
Porcentaje que pasa la malla núm. 40 = 64
Porcentaje que pasa la malla núm. 200 = 41
Límite líquido = 31
Índice de plasticidad = 12

Solución

Como datos se tiene que $F_{200} = 41$, LL = 31 e IP = 12. Como 59% de la muestra se retiene en la malla núm. 200, el suelo es un material de grano grueso. El porcentaje que pasa la malla núm. 4 es 82, por lo tanto, 18% se retiene en la malla núm. 4 (fracción de grava). La fracción gruesa que pasa la malla núm. 4 (fracción de arena) es 59 – 18 = 41% (lo que es mayor que 50% de la fracción gruesa total). De aquí que la muestra sea un suelo arenoso.

Ahora, consultando la tabla 1.8 y la figura 1.5, se identifica el símbolo de grupo del suelo como **SC**.

De nuevo de la figura 1.6, puesto que la fracción de grava es mayor que 15%, el nombre de grupo es **arena arcillosa con grava.** ■

1.10 Permeabilidad hidráulica del suelo

Los espacios vacíos, o poros, entre granos del suelo permiten que el agua fluya a través de ellos. En mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones se debe conocer cuánta agua fluye a través de un suelo por tiempo unitario. Este conocimiento se requiere para diseñar presas de tierra, para determinar la cantidad de filtraciones debajo de estructuras hidráulicas y para desaguar cimentaciones antes y después de su construcción. Darcy (1856) propuso la ecuación siguiente (figura 1.9) para calcular la velocidad del flujo de agua a través de un suelo:

$$v = ki \tag{1.30}$$

En esta ecuación,

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

El gradiente hidráulico se define como

$$i = \frac{\Delta h}{L} \tag{1.31}$$

donde

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

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

www.elsolucionario.org

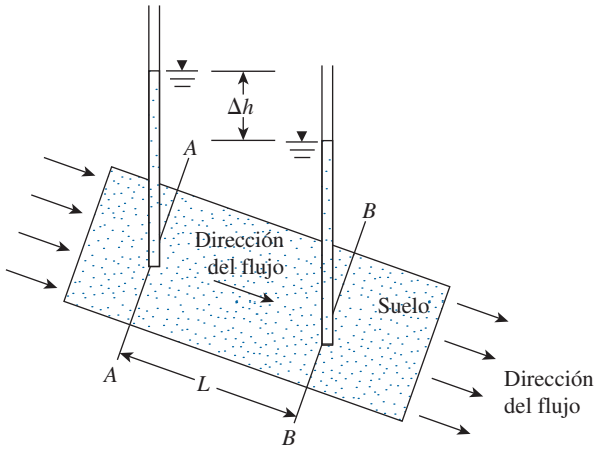


Figura 1.9 Definición de la ley de Darcy.

La ley de Darcy [ecuación (1.30)] es válida para una gran variedad de suelos. Sin embargo, con materiales como grava limpia y pedraplenes de graduación abierta, esta ley no funciona debido a la naturaleza turbulenta del flujo a través de ellos.

El valor de la permeabilidad hidráulica de los suelos varía en gran medida. En el laboratorio se puede determinar por medio de pruebas de permeabilidad *con carga constante* o *carga variable*. La prueba con carga constante es más adecuada para suelos gruesos. En la tabla 1.9 se indica el intervalo general de los valores de k de varios suelos. En suelos granulares, el valor depende principalmente de la relación de vacíos. En el pasado se propusieron varias ecuaciones para relacionar el valor de k con la relación de vacíos en suelos granulares. No obstante, el autor recomienda utilizar la ecuación siguiente (también consulte Carrier, 2003):

$$k \propto \frac{e^3}{1 + e} \tag{1.32}$$

donde

k = permeabilidad hidráulica
e = relación de vacíos

Chapuis (2004) propuso una relación empírica para k en conjunto con la ecuación (1.32) como

$$k\,(\text{cm/s}) = 2.4622\left[D_{10}^2 \frac{e^3}{(1 + e)}\right]^{0.7825} \tag{1.33}$$

donde D = tamaño efectivo (mm).

Tabla 1.9 Intervalo 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

La ecuación anterior es válida para arena y grava naturales y uniformes para predecir k que se encuentre en el intervalo de 10^{-1} a 10^{-3} cm/s. Ésta se puede ampliar a arenas arcillosas naturales sin plasticidad. No es válida para materiales triturados o suelos limosos con cierta plasticidad.

Con base en resultados experimentales de laboratorio, Amer y Awad (1974) propusieron la relación siguiente para k en un suelo granular:

$$k = 3.5 \times 10^{-4}\left(\frac{e^3}{1+e}\right)C_u^{0.6}D_{10}^{2.32}\left(\frac{\rho_w}{\eta}\right) \tag{1.34}$$

donde

k está en cm/s

C_u = coeficiente de uniformidad
D_{10} = tamaño efectivo (mm)
ρ_w = densidad del agua (g/cm^3)
η = viscosidad (g·s/cm^2)

A 20°C, $\rho_w = 1$ g/cm^3 y $\eta \approx 0.1 \times 10^{-4}$ g·s/cm^2. Por lo tanto,

$$k = 3.5 \times 10^{-4}\left(\frac{e^3}{1+e}\right)C_u^{0.6}D_{10}^{2.32}\left(\frac{1}{0.1 \times 10^{-4}}\right)$$

o

$$k\ (\text{cm/sec}) = 35\left(\frac{e^3}{1+e}\right)C_u^{0.6}D_{10}^{2.32} \tag{1.35}$$

Permeabilidad hidráulica de suelos cohesivos

De acuerdo con observaciones experimentales, Samarasinghe, Huang y Drnevich (1982) sugirieron que la permeabilidad hidráulica de arcillas normalmente consolidadas se podría obtener mediante la ecuación

$$k = C\frac{e^n}{1+e} \tag{1.36}$$

donde C y n son constantes que se deben determinar de manera experimental.

Algunas otras relaciones empíricas para estimar la permeabilidad hidráulica en suelos arcillosos se dan en la tabla 1.10. Sin embargo, se debe tener en cuenta que cualquier relación

Tabla 1.10 Relaciones empíricas para estimar la permeabilidad hidráulica en un suelo arcilloso.

Tipo de suelo	Fuente	Relación[a]
Arcilla	Mesri y Olson (1971)	$\log k = A' \log e + B'$
	Taylor (1948)	$\log k = \log k_0 - \dfrac{e_0 - e}{C_k}$
		$C_k \approx 0.5e_0$

[a] k_0 = permeabilidad hidráulica in situ a una relación de vacíos e_0
k = permeabilidad hidráulica a una relación de vacíos e
C_k = índice del cambio de la permeabilidad hidráulica

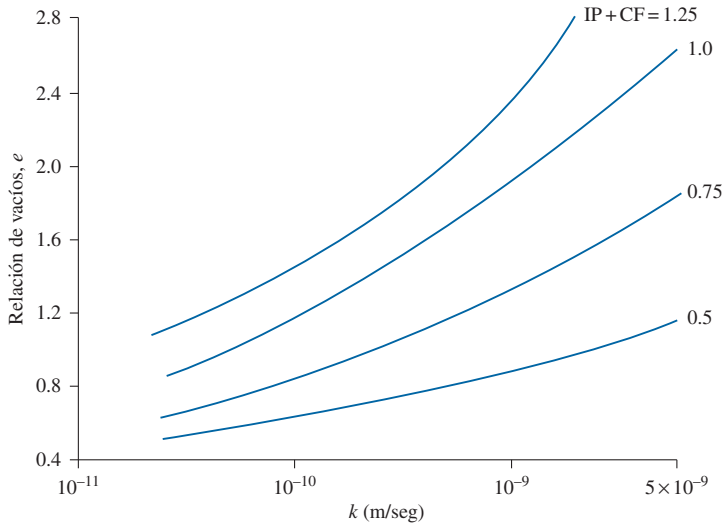


Figura 1.10 Variación de la relación de vacíos con la permeabilidad hidráulica de suelos arcillosos (según Tavenas y colaboradores, 1983).

empírica de este tipo es para sólo obtener una estimación, ya que la magnitud de k es un parámetro altamente variable y depende de varios factores.

Tavenas y colaboradores (1983) también proporcionan una correlación entre la relación de vacíos y la permeabilidad hidráulica de un suelo arcilloso. Esta correlación se muestra en la figura 1.10. Sin embargo, un punto importante que se debe observar es que en la figura 6.10, IP, el índice de plasticidad, y CF, la fracción de tamaño de arcilla en el suelo, están en forma *fraccional* (decimal).

1.11 Filtración en 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 esos casos, una manera de determinar la tasa de filtración es mediante una elaboración gráfica denominada *red de flujo*, que es un concepto basado en la teoría de la continuidad de Laplace. De acuerdo con esta teoría, para una condición en régimen de flujo establecido, el flujo en cualquier punto A (figura 1.11) se puede representar mediante la ecuación

$$k_x\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \tag{1.37}$$

donde

k_x, k_y, k_z = permeabilidad hidráulica del suelo en las direcciones x y z, respectivamente
h = carga hidráulica en el punto A (es decir, la carga de agua que un piezómetro colocado en A indicaría con el *nivel de agua corriente abajo* como *referencia*, como se muestra en la figura 1.11)

Para una condición de flujo bidimensional, como se muestra en la figura 1.11,

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

www.elsolucionario.org

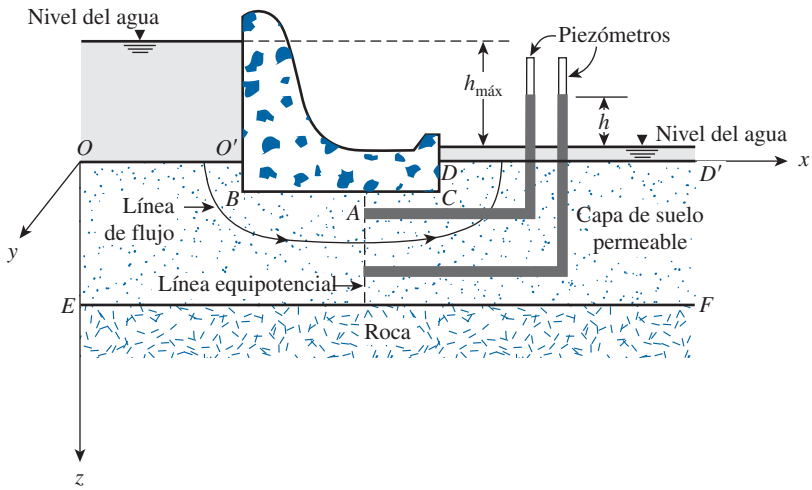


Figura 1.11 Filtración en régimen establecido.

por lo tanto, la ecuación (1.37) adopta la forma

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \tag{1.38}$$

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

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \tag{1.39}$$

La ecuación (1.39), a la cual se le refiere como ecuación de Laplace y que es válida para flujo confinado, representa dos conjuntos de curvas ortogonales conocidos 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 seguirá al viajar del lado corriente arriba al lado corriente abajo. Una línea equipotencial es una línea a lo largo de la cual el agua, en piezómetros, subiría a la misma elevación. (Consulte la figura 1.11.)

Al trazar la red de flujo es necesario establecer las *condiciones de frontera*. Por ejemplo, en la figura 1.11, las superficies del terreno en los lados corriente arriba (OO') y corriente abajo (DD') son líneas equipotenciales. La base de la presa debajo de la superficie del terreno, $O'BCD$, es una línea de flujo. La parte superior de la superficie de roca, EF, también es una línea de flujo. Una vez que se establecen las condiciones de frontera, se traza una cantidad de líneas de flujo y equipotenciales mediante prueba y error tal que todos los elementos en la red tengan la misma relación longitud/ancho (L/B). En la mayoría de los casos, L/B se mantiene igual a 1, es decir, los elementos se trazan como "cuadrados" curvilíneos. Este método se ilustra por la red de flujo de la figura 1.12. Observe que todas las líneas de flujo deben intersecar todas las líneas equipotenciales a *ángulos rectos*.

Una vez que se ha trazado la red de flujo, la filtración (en tiempo unitario por longitud unitaria de la estructura) se puede calcular como

$$q = k h_{máx} \frac{N_f}{N_d} n \tag{1.40}$$

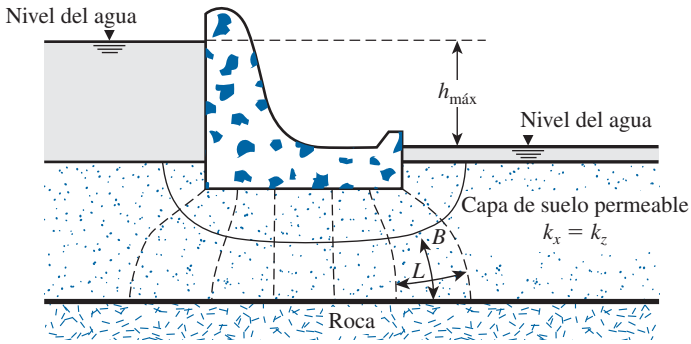


Figura 1.12 Red de flujo.

donde

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

El espacio entre dos líneas de flujo consecutivas se define como *canal de flujo* y el espacio entre dos líneas equipotenciales consecutivas se denomina *caída*. En la figura 1.12, $N_f = 2$, $N_d = 7$ y $n = 1$. Cuando se trazan elementos cuadrados en una red de flujo.

$$q = kh_{máx}\frac{N_f}{N_d} \tag{1.41}$$

1.12 Esfuerzo efectivo

El esfuerzo *total* en un punto dado en una masa de suelo se puede expresar como

$$\sigma = \sigma' + u \tag{1.42}$$

donde

σ = esfuerzo total
σ' = esfuerzo efectivo
u = presión de poro del agua

El esfuerzo efectivo, σ', es la componente vertical de las fuerzas en puntos de contacto de sólido con sólido sobre un área de sección transversal unitaria. Con referencia a la figura 1.13a, en el punto A

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

donde

γ_w = peso unitario del agua
γ_{sat} = peso unitario saturado del suelo

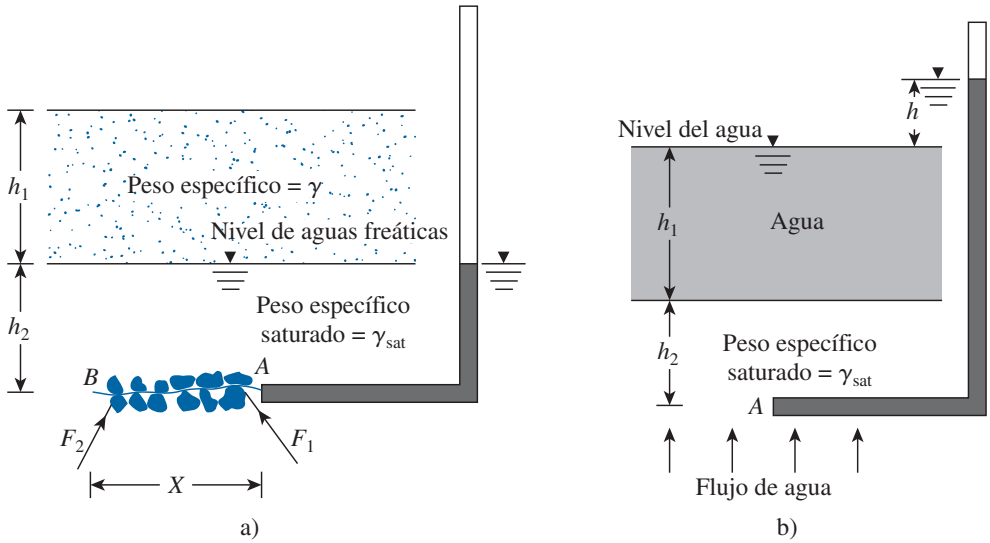


Figura 1.13 Cálculo del esfuerzo efectivo.

Por lo tanto

$$\begin{aligned}\sigma' &= (\gamma h_1 + \gamma_{sat} h_2) - (h_2 \gamma_w) \\ &= \gamma h_1 + h_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) \\ &= \gamma h_1 + \gamma' h_2\end{aligned} \tag{1.43}$$

donde $\gamma' =$ peso unitario efectivo o sumergido del suelo.

Para el problema en la figura 1.13a, *no hubo filtración de agua* en el suelo. En la figura 1.13b se muestra una condición simple en un perfil de suelo en el cual hay filtración ascendente. Para este caso, en el punto A,

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

y

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

Entonces, de la ecuación (1.42),

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

o

$$\sigma' = h_2\left(\gamma' - \frac{h}{h_2}\gamma_w\right) = h_2(\gamma' - i\gamma_w) \tag{1.44}$$

Observe en la ecuación (1.44) que h/h_2 es el gradiente hidráulico i. Si el gradiente hidráulico es muy alto, de manera que $\gamma' - i\gamma_w$ resulta cero, *el esfuerzo efectivo será cero*. En otras palabras, no hay esfuerzo de contacto entre las partículas del suelo y la estructura del suelo se romperá. A esta situación se le refiere como *condición rápida* o *falla por levantamiento*. Por lo tanto, para el levantamiento,

$$i = i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \tag{1.45}$$

www.elsolucionario.org

donde i_{cr} = gradiente hidráulico crítico

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

1.13 Consolidación

En el 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 en la arcilla aumentará. Dado que la permeabilidad hidráulica de las arcillas es muy pequeña, se requerirá de determinado tiempo para que se disipe el exceso de presión de poro del agua y que el aumento en el esfuerzo se transfiera al armazón sólido. De acuerdo con la figura 1.14, si $\Delta\sigma$ es una sobrecarga en la superficie del terreno sobre un área muy grande, el incremento en el esfuerzo total a cualquier profundidad de la capa de arcilla será igual a $\Delta\sigma$.

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

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

De aquí que el incremento en el esfuerzo efectivo en el tiempo $t = 0$ será

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

En teoría, en el tiempo $t = \infty$, cuando todo el exceso de presión de poro del agua exceso en la capa de arcilla se ha disipado como resultado del drenaje hacia las capas de arena,

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

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

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

Este incremento gradual en el esfuerzo efectivo en la capa de arcilla ocasionará un asentamiento durante un periodo y se le refiere como *consolidación*.

Se pueden efectuar pruebas de laboratorio en muestras de arcilla saturada sin alterar (ASTM Test Designation D-2435) para determinar el asentamiento por consolidación ocasionado por varias cargas incrementales. Las muestras de prueba suelen ser de 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm

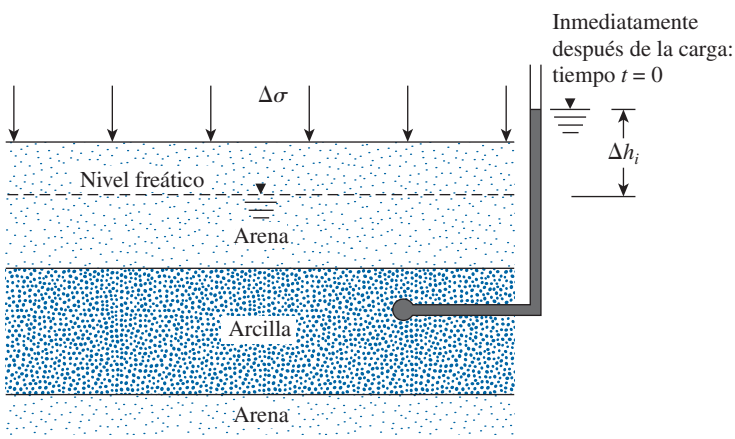


Figura 1.14 Principios de la consolidación.

de altura. Las muestras se colocan dentro de un anillo, con una piedra porosa en la parte superior y otra en la parte inferior de la muestra (figura 1.15a). Luego se aplica una carga a la muestra de manera que el esfuerzo vertical total es igual a σ. Durante 24 horas o más se toman periódicamente lecturas del asentamiento de la muestra. Después, la carga sobre la muestra se duplica y se toman más lecturas del asentamiento. En todo momento durante la prueba, la muestra se mantiene bajo agua. El procedimiento continúa hasta que se alcance el límite deseado del esfuerzo en la muestra de arcilla.

Con base en las pruebas de laboratorio, se elabora una gráfica que muestre la variación de la relación de vacíos e al *final* de la consolidación contra el esfuerzo vertical efectivo correspondiente σ'. (En papel semilogarítmico, e se traza en la escala aritmética y σ' en la escala logarítmica.) En la figura 1.15b se muestra la naturaleza de la variación de e contra log σ' para una muestra de arcilla. Después de que se ha alcanzado la presión de consolidación deseada, la muestra puede descargarse gradualmente, lo que resultará en la expansión de la muestra. En la figura también se muestra la variación de la relación de vacíos durante el periodo de descarga.

A partir de la curva e-log σ' que se muestra en la figura 1.15b, se pueden determinar tres parámetros necesarios para calcular el asentamiento en el campo. Éstos son la presión de preconsolidación σ'_c, el índice de compresión (C_c) y el índice de expansión (C_s). Las siguientes son descripciones más detalladas de cada uno de los parámetros.

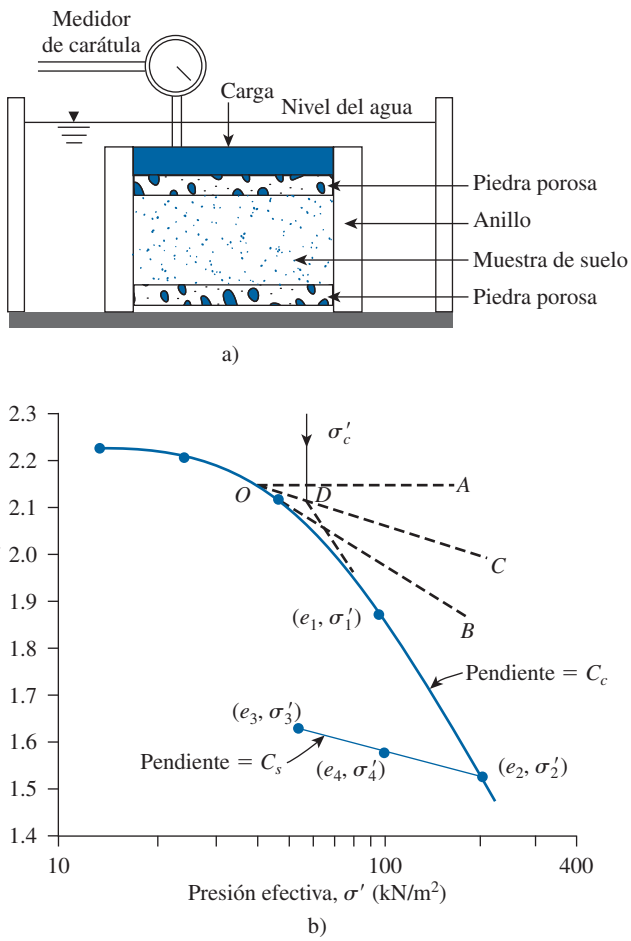


Figura 1.15 a) Diagrama esquemático de la configuración de la prueba de consolidación; b) curva e-log σ' para una arcilla suave del este de San Louis, Illinois. (*Nota:* Al final de la consolidación $\sigma = \sigma'$.)

Presión de preconsolidación

La *presión de preconsolidación*, σ'_c, es la *presión de sobrecarga máxima después de la efectiva* a la que se ha sometido la muestra de suelo. Se puede determinar utilizando un procedimiento gráfico simple propuesto por Casagrande (1936). El procedimiento comprende cinco pasos (consulte la figura 1.15b):

a. Determine el punto *O* en la curva *e*-log σ' que tenga la curvatura más pronunciada (es decir, el radio de curvatura menor).
b. Trace una línea horizontal *OA*.
c. Trace una línea *OB* que sea tangente a la curva *e*-log σ' en *O*.
d. Trace una línea *OC* que divida en dos partes iguales el ángulo *AOB*.
e. Prolongue la parte de la línea recta de la curva *e*-log σ' hacia atrás hasta intersecar *OC*. Este es el punto *D*. La presión que corresponde a este punto *D* es la presión de preconsolidación σ'_c.

Los depósitos naturales de suelos pueden estar *normalmente consolidados* o *sobreconsolidados* (o *preconsolidados*). Si la presión de sobrecarga efectiva presente $\sigma' = \sigma'_o$ es igual a la presión de preconsolidación σ'_c el suelo está *normalmente consolidado*. Sin embargo, si $\sigma'_o < \sigma'_c$, el suelo está *sobreconsolidado*.

Stas y Kulhawy (1984) correlacionaron la presión de preconsolidación con el índice líquido en la forma siguiente:

$$\frac{\sigma'_c}{p_a} = 10^{(1.11 - 1.62\,\mathrm{IL})} \tag{1.46}$$

donde

p_a = presión atmosférica (≈ 100 kN/m^2)
IL = índice de liquidez

Kulhawy y Mayne (1990) propusieron una correlación similar basada en el trabajo de Wood (1983) como

$$\sigma'_c = \sigma'_o \left\{ 10^{\left[1 - 2.5\mathrm{IL} - 1.25\log\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)\right]} \right\} \tag{1.47}$$

donde σ'_o = presión de sobrecarga efectiva *in situ*.

Nagaraj y Murthy (1985) propusieron una correlación entre σ'_c y la presión de sobrecarga efectiva *in situ* que se puede expresar como

$$\log \sigma'_o(\mathrm{kN/m^2}) = \frac{1.122 - \left(\frac{e_o}{e_L}\right) - 0.0463 \log \sigma'_o(\mathrm{kN/m^2})}{0.188} \tag{1.48}$$

donde

σ'_o = presión de sobrecarga efectiva *in situ*
e_o = relación de vacíos *in situ*
e_L = relación de vacíos en el límite líquido = $\left[\frac{\mathrm{LL}(\%)}{100}\right] G_s$
G_s = gravedad específica de los sólidos del suelo.

www.elsolucionario.org

Índice de compresión

El *índice de compresión*, C_c, es la pendiente de la parte de la línea recta (la última parte) de la curva de carga, o

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)} \tag{1.49}$$

donde e_1 y e_2 son las relaciones de vacíos al final de la consolidación ante los esfuerzos efectivos σ'_1 y σ'_2, respectivamente.

El *índice de compresión*, según su determinación con la curva e-log σ' en el laboratorio, será algo diferente del encontrado en el campo. La razón principal es que el suelo se remoldea a sí mismo hasta cierto punto durante la exploración de campo. La naturaleza de la variación de la curva e-log σ' en el campo para una arcilla normalmente consolidada se muestra en la figura 1.16. La curva, a la que se le refiere por lo general como *curva virgen de compresión*, interseca aproximadamente la curva de laboratorio a una relación de vacíos de $0.42e_o$ (Terzaghi y Peck, 1967). Observe que e_o es la relación de vacíos de la arcilla en el campo. Al conocer los valores de e_o y σ'_c, es fácil trazar la curva virgen y calcular su índice de compresión utilizando la ecuación (1.49).

El valor de C_c puede variar ampliamente, dependiendo del suelo. Skempton (1944) dio la correlación empírica siguiente para el índice de compresión en el que

$$C_c = 0.009(\text{LL} - 10) \tag{1.50}$$

donde LL = límite líquido.

Además de Skempton, varios otros investigadores también propusieron correlaciones para el índice de compresión. Algunas de éstas son las siguientes:

Rendon-Herrero (1983):

$$C_c = 0.141 G_s^{1.2}\left(\frac{1 + e_o}{G_s}\right)^{2.38} \tag{1.51}$$

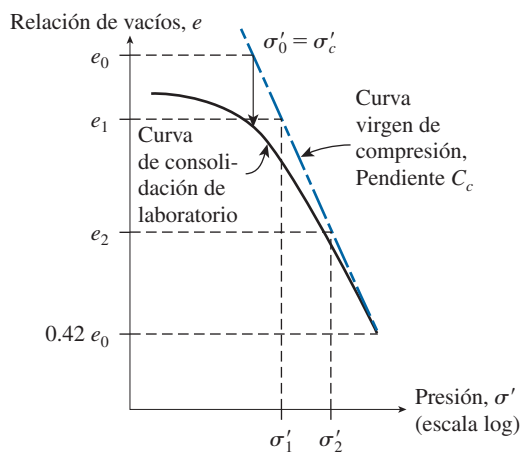


Figura 1.16 Trazo de la curva virgen de compresión para una arcilla consolidada.

Nagaraj y Murty (1985):

$$C_c = 0.2343\left[\frac{\text{LL}(\%)}{100}\right]G_s \tag{1.52}$$

Park y Koumoto (2004):

$$C_c = \frac{n_o}{371.747 - 4.275n_o} \tag{1.53}$$

donde n_o = porosidad del suelo *in situ*.
Wroth y Wood (1978):

$$C_c = 0.5G_s\left(\frac{\text{IP}(\%)}{100}\right) \tag{1.54}$$

Si en la ecuación (1.54) se utiliza un valor común de $G_s = 2.7$, se obtiene (Kulhawy y Mayne, 1990)

$$C_c = \frac{\text{IP}(\%)}{74} \tag{1.55}$$

Índice de expansión

El *índice de expansión*, C_s, es la pendiente de la parte de descarga de la curva e-log σ'. En la figura 1.15b, se define como

$$C_s = \frac{e_3 - e_4}{\log\left(\frac{\sigma'_4}{\sigma'_3}\right)} \tag{1.56}$$

En la mayoría de los casos, el valor del índice de expansión es de $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{5}$ del índice de compresión. Los siguientes son algunos valores representativos de C_s/C_c para depósitos naturales de suelos:

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

Al índice de expansión también se le refiere como *índice de recompresión*.

La determinación del índice de expansión es importante en la estimación del asentamiento por consolidación de *arcillas sobreconsolidadas*. En el campo, dependiendo del incremento de presión, una arcilla sobreconsolidada seguirá una trayectoria *abc* en la curva e-log σ', como se muestra en la figura 1.17. Observe que el punto a, con coordenadas σ'_o y e_o, corresponde a las condiciones de campo antes de cualquier incremento en la presión. El punto b corresponde a la presión de preconsolidación (σ'_c) de la arcilla. La línea ab es aproximadamente paralela a la curva de descarga cd en el laboratorio (Schmertmann, 1953). De aquí, si se conocen e_o, σ'_o, σ'_c, C_c y C_s, es fácil trazar la curva de consolidación de campo.

Utilizando el modelo Cam-clay modificado y la ecuación (1.54), Kulhawy y Mayne (1990) demostraron que

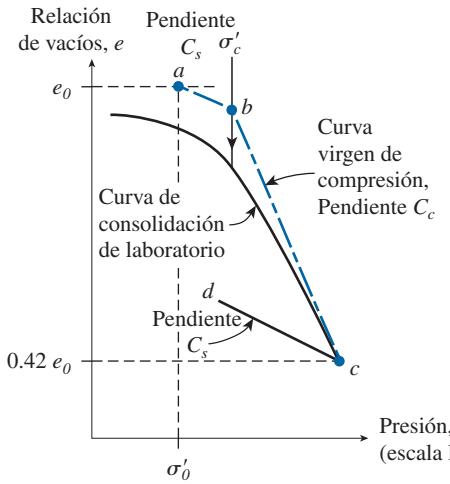


Figura 1.17 Trazo de la curva de consolidación de campo para una arcilla sobreconsolidada.

$$C_s = \frac{\text{IP}(\%)}{370} \tag{1.57}$$

Comparando las ecuaciones (1.55) y (1.57), se obtiene

$$C_s \approx \frac{1}{5} C_c \tag{1.58}$$

1.14 Cálculo del asentamiento por consolidación primario

El asentamiento por consolidación primario unidimensional (ocasionado por una carga adicional) de una capa de arcilla (figura 1.18) con espesor H_c se calcula con

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H_c \tag{1.59}$$

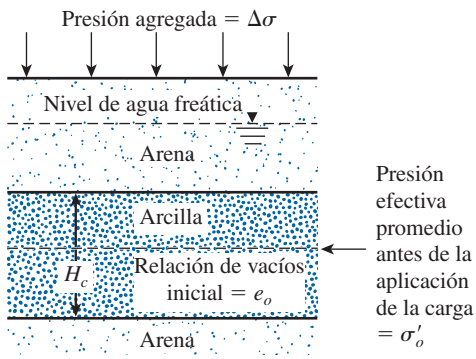


Figura 1.18 Cálculo del asentamiento unidimensional.

www.elsolucionario.org

donde

S_c = asentamiento por consolidación primario
Δe = cambio total de la relación de vacíos ocasionada por la aplicación de carga adicional
e_o = relación de vacíos de la arcilla antes de la aplicación de la carga

Para arcilla normalmente consolidada (es decir, $\sigma'_o = \sigma'_c$)

$$\Delta e = C_c \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \tag{1.60}$$

donde

σ'_o = esfuerzo vertical efectivo promedio sobre la capa de arcilla
$\Delta\sigma' = \Delta\sigma$ (es decir, presión agregada)

Ahora, al combinar las ecuaciones (1.59) y (1.60) se obtiene

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \tag{1.61}$$

Para arcilla sobreconsolidada con $\sigma'_o + \Delta\sigma' \leqslant \sigma'_c$,

$$\Delta e = C_s \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \tag{1.62}$$

Al combinar las ecuaciones (1.59) y (1.62) se obtiene

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \tag{1.63}$$

Para arcilla sobreconsolidada, si $\sigma'_o < \sigma'_c < \sigma'_o + \Delta\sigma'$, entonces

$$\Delta e = \Delta e_1 + \Delta e_2 = C_s \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + C_c \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \tag{1.64}$$

Ahora, al combinar las ecuaciones (1.59) y (1.62) da

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \tag{1.65}$$

1.15 Rapidez de consolidación

En la sección 1.13 (consulte la figura 1.14), se mostró que la consolidación es el resultado de la disipación gradual de la presión de poro del agua de una capa de arcilla. La disipación de la presión de poro del agua, a su vez, incrementa el esfuerzo efectivo, lo que induce los asentamientos. De aquí que para estimar el grado de consolidación de una capa de arcilla en un cierto tiempo t después de aplicar una carga, se necesita conocer la rapidez de disipación del exceso de presión de poro del agua.

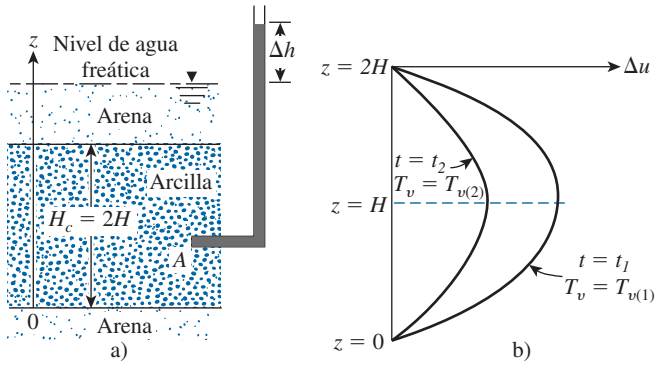


Figura 1.19 a) Deducción de la ecuación (1.68); b) naturaleza de la variación de Δu con el tiempo.

En la figura 1.19 se muestra un estrato de arcilla de espesor H_c que tiene capas de arena altamente permeables en sus partes superior e inferior. Aquí, el exceso de presión de poro del agua en cualquier punto A y a cualquier tiempo t después de aplicar la carga es $\Delta u = (\Delta h)\gamma_w$. Para una condición de drenaje vertical (es decir, sólo en la dirección de z) desde el estrato de arcilla, Terzaghi dedujo la ecuación diferencial

$$\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2} \tag{1.66}$$

donde C_v = coeficiente de consolidación, definido por

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} = \frac{k}{\dfrac{\Delta e}{\Delta \sigma'(1 + e_{av})}\gamma_w} \tag{1.67}$$

en la cual

k = permeabilidad hidráulica de la arcilla
Δe = cambio total de la relación de vacíos ocasionada por un incremento en el esfuerzo efectivo de $\Delta\sigma'$
e_{av} = relación de vacíos promedio durante la consolidación
m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrica = $\Delta e/[\Delta\sigma'(1 + e_{av})]$

La ecuación (1.66) se puede manipular para obtener Δu como una función del tiempo t con las condiciones de frontera siguientes:

1. Como se tienen estratos de arena altamente permeable ubicados en $z = 0$ y $z = H_c$, el exceso de presión de poro del agua desarrollado en la arcilla en esos puntos se disipará de inmediato. Por consiguiente,

$$\Delta u = 0 \quad \text{en} \quad z = 0$$

y

$$\Delta u = 0 \quad \text{en} \quad z = H_c = 2H$$

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 $t = 0$, $\Delta u = \Delta u_0$ = exceso inicial de presión de poro del agua después de aplicar la carga. Con las condiciones de frontera anteriores, la ecuación (1.66) da

$$\Delta u = \sum_{m=0}^{m=\infty}\left[\frac{2(\Delta u_0)}{M}\text{sen}\left(\frac{Mz}{H}\right)\right]e^{-M^2T_v} \tag{1.68}$$

donde

$M = [(2m + 1)\pi]/2$
m = un entero = 1, 2, . . .
T_v = factor de tiempo adimensional = $(C_v t)/H^2$ (1.69)
e = base de los logaritmos neperianos

El valor de Δu para varios profundidades (es decir, de $z = 0$ a $z = 2H$) en cualquier tiempo dado t (y, por lo tanto, T_v) se puede calcular de la ecuación (1.68). La naturaleza de esta variación de Δu se muestra en las figuras 1.20a y b. En la figura 1.20c se muestra la variación de $\Delta u/\Delta u_0$ con T_v y H/H_c utilizando las ecuaciones (1.68) y (1.69).

El *grado de consolidación promedio* de la capa de arcilla se puede definir como

$$U = \frac{S_{c(t)}}{S_{c(\text{máx})}} \tag{1.70}$$

donde

$S_{c(t)}$ = asentamiento de una capa de arcilla en el tiempo t después de aplicar la carga
$S_{c(\text{máx})}$ = asentamiento por consolidación máximo que puede experimentar la arcilla ante una carga dada

Si la distribución de la presión inicial de poro del agua (Δu_0) es constante con la profundidad, como se muestra en la figura 1.20a, el grado de consolidación promedio también se puede expresar como

$$U = \frac{S_{c(t)}}{S_{c(\text{máx})}} = \frac{\int_0^{2H}(\Delta u_0)dz - \int_0^{2H}(\Delta u)dz}{\int_0^{2H}(\Delta u_0)dz} \tag{1.71}$$

o

$$U = \frac{(\Delta u_0)2H - \int_0^{2H}(\Delta u)dz}{(\Delta u_0)2H} = 1 - \frac{\int_0^{2H}(\Delta u)dz}{2H(\Delta u_0)} \tag{1.72}$$

Ahora, al combinar las ecuaciones (1.68) y (1.72), se obtiene

$$U = \frac{S_{c(t)}}{S_{c(\text{máx})}} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty}\left(\frac{2}{M^2}\right)e^{-M^2T_v} \tag{1.73}$$

La variación de U con T_v se puede calcular con la ecuación (1.73) y está trazada en la figura 1.21. Observe que la ecuación (1.73) y, por consiguiente, la figura 1.21 también son válidas cuando un estrato impermeable se ubica abajo de la capa de arcilla (figura 1.20). En ese caso, la disipación

www.elsolucionario.org

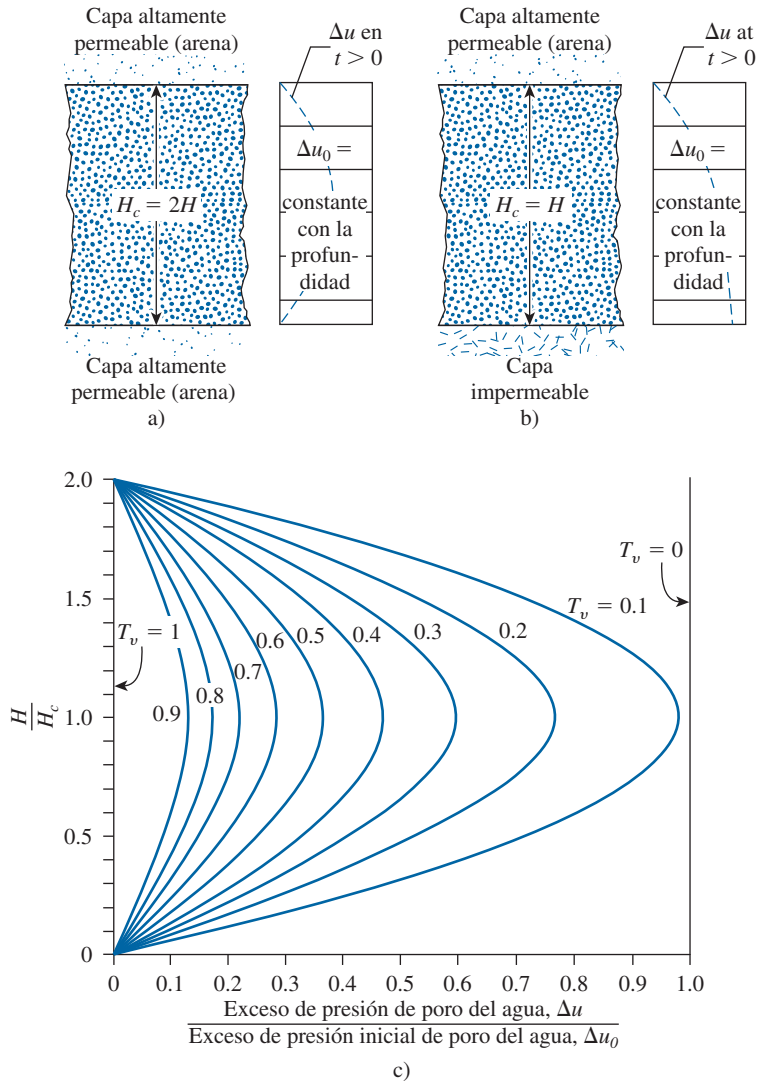


Figura 1.20 Condición de drenaje para la consolidación: a) drenaje en dos sentidos; b) drenaje en un sentido; c) gráfica de $\Delta u/\Delta u_0$ con T_v y H/H_c.

del exceso de la presión de poro del agua puede tener lugar sólo en una dirección. Entonces la longitud de la *trayectoria máxima de drenaje* es igual a $H = H_c$.

La variación de T_v con U que se muestra en la figura 1.21 también se puede aproximar por

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U\%}{100}\right)^2 \quad (\text{para } U = 0 \text{ a } 60\%) \tag{1.74}$$

y

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log (100 - U\%) \quad (\text{para } U > 60\%) \tag{1.75}$$

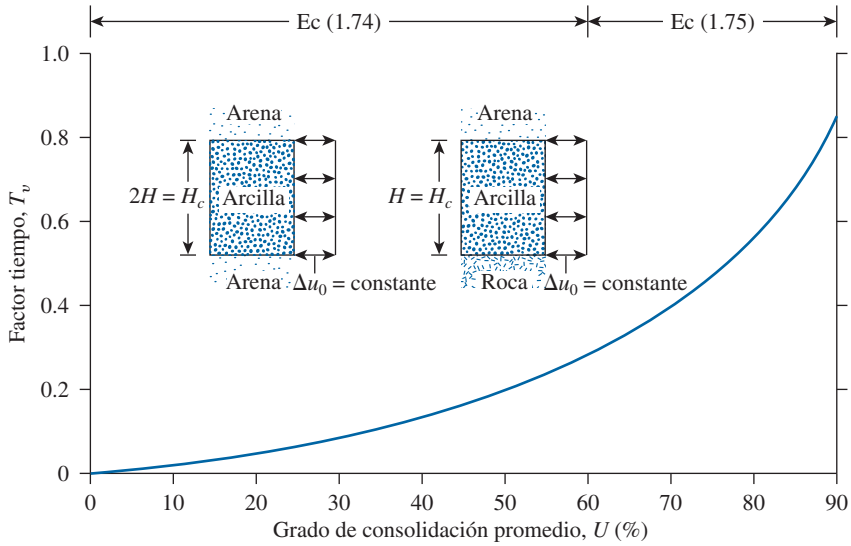


Figura 1.21 Gráfica del factor tiempo contra el grado de consolidación promedio (Δu_0 = constante).

En la tabla 1.11 se da la variación de T_v con U con base en las ecuaciones (1.74) y (1.75).

Sivaram y Swamee (1977) proporcionan la ecuación siguiente para U variando de 0 a 100%:

$$\frac{U\%}{100} = \frac{(4T_v/\pi)^{0.5}}{[1 + (4T_v/\pi)^{2.8}]^{0.179}} \tag{1.76}$$

o

$$T_v = \frac{(\pi/4)(U\%/100)^2}{[1 - (U\%/100)^{5.6}]^{0.357}} \tag{1.77}$$

Las ecuaciones (1.76) y (1.77) dan un error en T_v de menos de 1% para $0\% < U < 90\%$ y de menos de 3% para $90\% < U < 100\%$.

Tabla 1.11 Variación de T_v con U.

U (%)	T_v	U (%)	T_v	U (%)	T_v	U (%)	T_v
0	0	26	0.0531	52	0.212	78	0.529
1	0.00008	27	0.0572	53	0.221	79	0.547
2	0.0003	28	0.0615	54	0.230	80	0.567
3	0.00071	29	0.0660	55	0.239	81	0.588
4	0.00126	30	0.0707	56	0.248	82	0.610
5	0.00196	31	0.0754	57	0.257	83	0.633
6	0.00283	32	0.0803	58	0.267	84	0.658
7	0.00385	33	0.0855	59	0.276	85	0.684
8	0.00502	34	0.0907	60	0.286	86	0.712
9	0.00636	35	0.0962	61	0.297	87	0.742
10	0.00785	36	0.102	62	0.307	88	0.774

Tabla 1.11 (*Continuación*)

U (%)	T_v	U (%)	T_v	U (%)	T_v	U (%)	T_v
11	0.0095	37	0.107	63	0.318	89	0.809
12	0.0113	38	0.113	64	0.329	90	0.848
13	0.0133	39	0.119	65	0.304	91	0.891
14	0.0154	40	0.126	66	0.352	92	0.938
15	0.0177	41	0.132	67	0.364	93	0.993
16	0.0201	42	0.138	68	0.377	94	1.055
17	0.0227	43	0.145	69	0.390	95	1.129
18	0.0254	44	0.152	70	0.403	96	1.219
19	0.0283	45	0.159	71	0.417	97	1.336
20	0.0314	46	0.166	72	0.431	98	1.500
21	0.0346	47	0.173	73	0.446	99	1.781
22	0.0380	48	0.181	74	0.461	100	∞
23	0.0415	49	0.188	75	0.477		
24	0.0452	50	0.197	76	0.493		
25	0.0491	51	0.204	77	0.511		

Ejemplo 1.9

De una prueba de consolidación de laboratorio en una arcilla normalmente consolidada se obtuvieron los resultados siguientes:

Carga, $\Delta\sigma'$ (kN/m^2)	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 se drenó en los dos lados. El tiempo requerido para que la muestra alcanzara 50% de consolidación fue de 4.5 min.

Una capa similar de arcilla en el campo de 2.8 m de espesor y drenada en los dos lados, se sometió a un incremento similar en la presión efectiva promedio (es decir, $\sigma'_0 = 140$ kN/m^2 y $\sigma'_0 + \Delta\sigma' = 212$ kN/m^2). Determine:

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

Solución

Parte a

Para una arcilla normalmente consolidada [ecuación (1.49)],

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)} = \frac{0.92 - 0.86}{\log\left(\frac{212}{140}\right)} = 0.333$$

www.elsolucionario.org

De la ecuación (1.61),

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_0' + \Delta\sigma'}{\sigma_0'} = \frac{(0.333)(2.8)}{1 + 0.92} \log \frac{212}{140} = 0.0875 \text{ m} = \mathbf{87.5 \text{ mm}}$$

Parte b

De la ecuación (1.70), el grado de consolidación promedio es

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

El coeficiente de consolidación, C_v, se puede calcular a partir de la prueba de laboratorio. De la ecuación (1.69),

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

Para 50% de consolidación (figura 1.21), $T_v = 0.197$, $t = 4.5$ min y $H = H_c/2 = 12.7$ mm, por lo tanto

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

De nuevo, para la consolidación en campo, $U = 45.7\%$. De la ecuación (1.74)

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

Pero

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

o

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

■

1.16 Grado de consolidación ante carga de rampa

En las relaciones deducidas en la sección 1.15 para el grado de consolidación promedio, se supone que la sobrecarga por área unitaria ($\Delta\sigma$) se aplica de manera instantánea en el tiempo $t = 0$. Sin embargo, en la mayoría de las situaciones prácticas, $\Delta\sigma$ aumenta gradualmente con el tiempo hasta un valor máximo y permanece constante después. En la figura 1.22 se muestra $\Delta\sigma$ aumentando linealmente con el tiempo (t) hasta un máximo en el tiempo t_c (una condición denominada

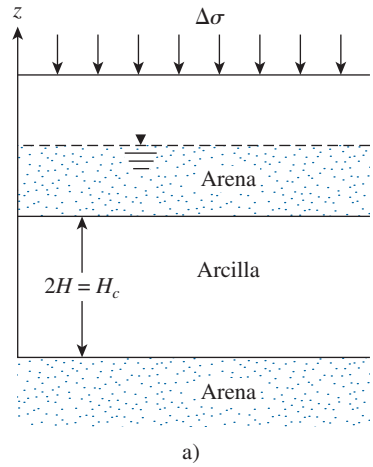


Figura 1.22 Consolidación unidimensional debida a una carga de rampa única

carga de rampa). Para $t \geq t_c$, la magnitud de $\Delta\sigma$ permanece constante. Olson (1977) consideró este fenómeno y presentó el grado de consolidación promedio, U, en la forma siguiente:

Para $T_v \geq T_c$,

$$U = \frac{T_v}{T_c}\left\{1 - \frac{2}{T_v}\sum_{m=0}^{m=\infty}\frac{1}{M^4}\left[1 - \exp(-M^2T_v)\right]\right\} \tag{1.78}$$

y para $T_v < T_c$,

$$U = 1 - \frac{2}{T_c}\sum_{m=0}^{m=\infty}\frac{1}{M^4}\left[\exp(M^2T_c) - 1\right]\exp(-M^2T_c) \tag{1.79}$$

donde m, M y T_v tienen la misma definición que en la ecuación (1.68) y donde

$$T_c = \frac{C_v t_c}{H^2} \tag{1.80}$$

En la figura 1.23 se muestra la variación de U con T_v para varios valores de T_c, con base en la solución dada por las ecuaciones (1.78) y (1.79).

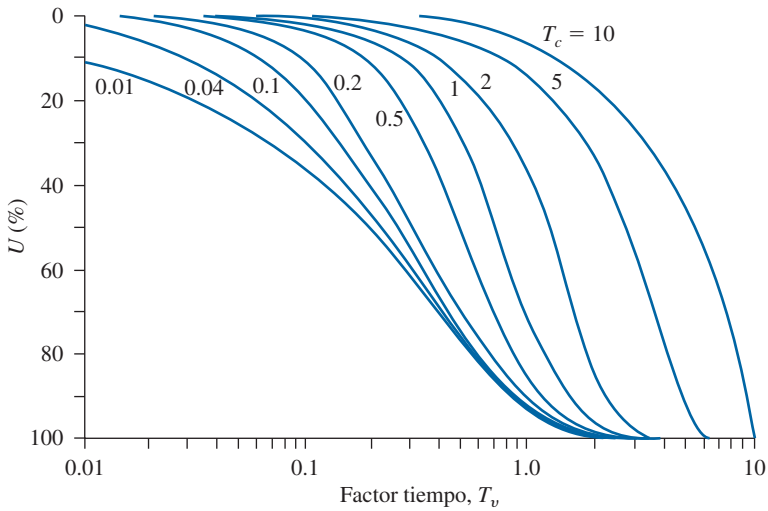


Figura 1.23 Solución de la carga de rampa de Olson: gráfica de U contra T_v (ecuaciones 1.78 y 1.79).

Ejemplo 1.10

En el ejemplo 1.9, parte b), si el incremento en $\Delta\sigma$ hubiera sido de la manera que se muestra en la figura 1.24, calcule el asentamiento del estrato de arcilla en el tiempo $t = 31.6$ días después del inicio de la sobrecarga.

Solución

De la parte b) del ejemplo 1.9, $C_v = 7.061\ \text{mm}^2/\text{min}$. De la ecuación (1.80),

$$T_c = \frac{C_v t_c}{H^2} = \frac{(7.061\ \text{mm}^2/\text{min})\,(15 \times 24 \times 60\ \text{min})}{\left(\frac{2.8}{2} \times 1000\ \text{mm}\right)^2} = 0.0778$$

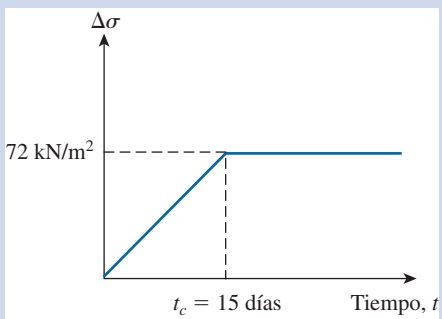


Figura 1.24 Carga de rampa.

www.elsolucionario.org

Además,

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{(7.061 \text{ mm}^2/\text{min})\,(31.6 \times 24 \times 60 \text{ min})}{\left(\frac{2.8}{2} \times 1000 \text{ mm}\right)^2} = 0.164$$

De la figura 1.23, para $T_v = 0.164$ y $T_c = 0.0778$, el valor de U es casi 36%. Por tanto,

$$S_{c(t\,=\,31.6\text{ días})} = S_{c(\text{máx})}(0.36) = (87.5)(0.36) = \mathbf{31.5\ mm}$$ ■

1.17 Resistencia al corte

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

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \tag{1.81}$$

donde

σ' = esfuerzo normal efectivo en el plano de corte
c' = resistencia no drenada, o cohesión aparente
ϕ' = ángulo de fricción por esfuerzo efectivo

A la ecuación (1.81) se le refiere como *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 del trabajo cotidiano, los parámetros de la resistencia al corte de un suelo (es decir, c' y ϕ') se determinan mediante dos pruebas estándar de laboratorio: la *prueba de corte directo* y la *prueba triaxial*.

Prueba de corte directo

La arena seca se puede probar de manera conveniente por medio de las pruebas de corte directo. La arena se coloca en una caja de corte que está dividida en dos mitades (figura 1.25a). Primero se aplica una carga normal a la muestra. Luego se aplica una fuerza cortante a la parte superior de la caja de corte para causar la falla en la arena. Los esfuerzos normal y cortante a la falla son

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

y

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

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

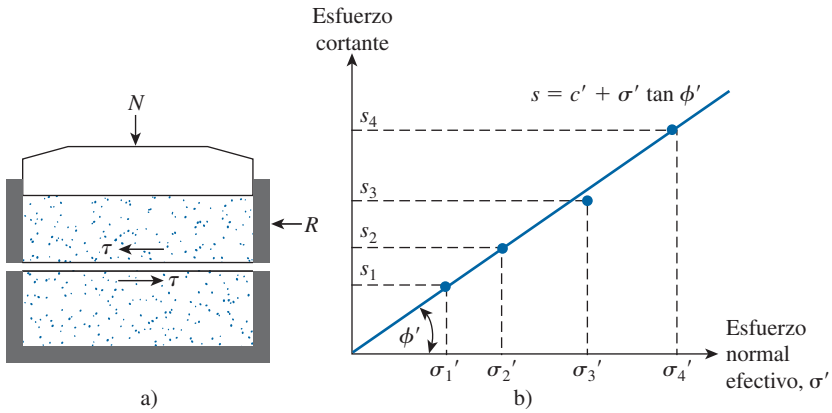


Figura 1.25 Prueba de corte directo en arena: a) diagrama esquemático del equipo de prueba; b) gráfica de los resultados de la prueba para obtener el ángulo de fricción.

Se pueden efectuar varias pruebas de este tipo variando la carga normal. El ángulo de fricción de la arena se puede determinar elaborando una gráfica de s contra σ' ($= \sigma$ para arena seca), como se muestra en la figura 1.25b, o

$$\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{s}{\sigma'}\right) \tag{1.82}$$

Para arenas, el ángulo de fricción suele variar de 26° a 45°, aumentando con la densidad relativa de compactación. En la tabla 1.12 se muestra un intervalo general del ángulo de fricción, ϕ', para arenas.

En 1970, Brinch Hansen (consulte Hansbo, 1975 y Thinh, 2001) proporcionó la correlación siguiente para ϕ' de suelos granulares.

$$\phi' \text{ (grados)} = 26° + 10D_r + 0.4C_u + 1.6 \log (D_{50}) \tag{1.83}$$

donde

D_r = densidad relativa (fracción)
C_u = coeficiente de uniformidad
D_{50} = tamaño medio del grano, en mm (es decir, el diámetro a través del cual pasa 50% del suelo)

Tabla 1.12 Relación entre la densidad relativa y el ángulo de fricción de suelos cohesivos.

Estado del empaquetamiento	Densidad relativa (%)	Ángulo de fricción, ϕ' (grados)
Muy suelto	< 20	< 30
Suelto	20-40	30-35
Compacto	40-60	35-40
Denso	60-80	40-45
Muy denso	> 80	> 45

Teferra (1975) sugirió la correlación empírica siguiente basada en una gran base de datos:

$$\phi'(\text{grados}) = \tan^{-1}\left(\frac{1}{ae+b}\right) \tag{1.84}$$

donde

e = relación de vacíos

$$a = 2.101 + 0.097\left(\frac{D_{85}}{D_{15}}\right) \tag{1.85}$$

$$b = 0.845 - 0.398a \tag{1.86}$$

D_{85} y D_{15} = diámetros a través de los cuales, respectivamente, pasa 85% y 15% de suelo.

Thinh (2001) sugirió que la ecuación (1.84) proporciona una mejor correlación para ϕ' comparada con la ecuación (1.83).

Pruebas triaxiales

Las pruebas de compresión triaxial se pueden realizar en arenas y arcillas. En la figura 1.26a se muestra un diagrama esquemático de la configuración de la prueba triaxial. En esencia, la prueba consiste en colocar una muestra de suelo confinada por una membrana de caucho en una cámara de lucita y luego se aplica una presión de confinamiento (σ_3) alrededor de la muestra mediante un fluido en la cámara (por lo general, agua o glicerina). También se puede aplicar un esfuerzo agregado ($\Delta\sigma$) a la muestra en la dirección axial para causar la falla ($\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ a la falla). Puede permitirse el drenaje de la muestra o detenerse, dependiendo de la condición de la prueba. Para arcillas, se pueden efectuar tres tipos de pruebas con el equipo triaxial (consulte la figura 1.27):

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

Pruebas consolidadas drenadas:

Paso 1. Se aplica presión a la cámara σ_3. Se permite el drenaje completo, tal que la presión de poro del agua ($u = u_0$) desarrollada es cero.

Paso 2. Se aplica un esfuerzo desviador $\Delta\sigma$ lentamente. Se permite el drenaje, tal que la presión de poro del agua ($u = u_d$) desarrollada mediante la aplicación de $\Delta\sigma$ es cero. En la falla, $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$; la presión total de poro del agua $u_f = u_0 + u_d = 0$.

Por lo tanto, para las *pruebas consolidadas drenadas*, a la falla,

Esfuerzo efectivo principal mayor $= \sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1 = \sigma'_1$
Esfuerzo efectivo principal menor $= \sigma_3 = \sigma'_3$

Al cambiar σ_3 permite que se efectúen varias pruebas de este tipo en varias muestras de arcilla. Ahora se pueden determinar los parámetros de la resistencia cortante (c' y ϕ') trazando el círculo de Mohr a la falla, como se muestra en la figura 1.26b y trazando una línea tangente común a los círculos de Mohr. Esta es la *envolvente de falla de Mohr-Coulomb*. (*Nota:* Para arcilla normalmente consolidada, $c' \approx 0$). A la falla,

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \tag{1.87}$$

www.elsolucionario.org

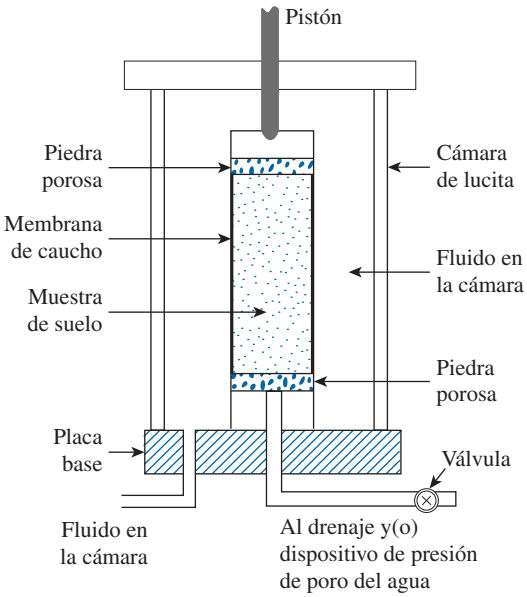
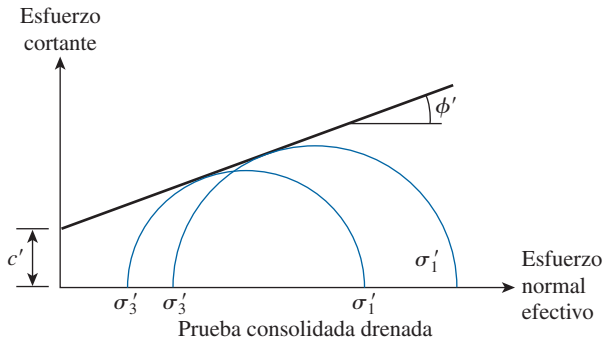


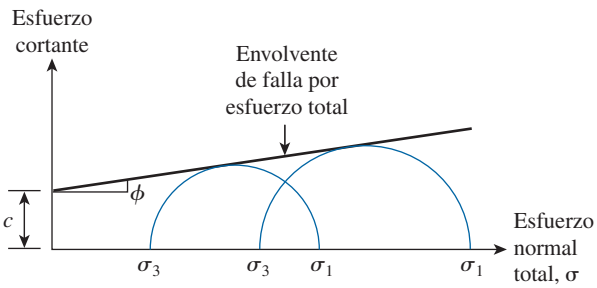
Diagrama esquemático del equipo de la prueba triaxial

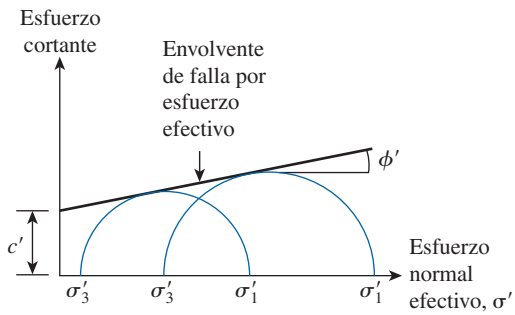
a)



Prueba consolidada drenada

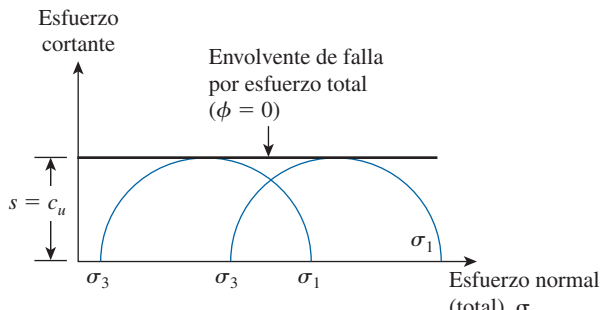
b)





Prueba consolidada no drenada

c)



Prueba no consolidad no drenada

d)

Figura 1.26 Prueba triaxial.

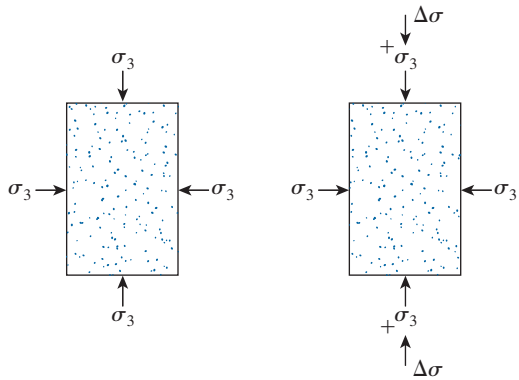


Figura 1.27 Secuencia de aplicación del esfuerzo en una prueba triaxial.

Pruebas consolidadas no drenadas:

Paso 1. Se aplica presión a la cámara σ_3. Se permite el drenaje completo, tal que la presión de poro del agua ($u = u_0$) es cero.

Paso 2. Se aplica un esfuerzo desviador $\Delta\sigma$. No se permite el drenaje, tal que la presión de poro del agua $u = u_d \neq 0$. A la falla, $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$; la presión de poro del agua $u_f = u_0 + u_d = 0 + u_{d(f)}$.

De aquí, a la falla,

$$\text{Esfuerzo total principal mayor} = \sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$$
$$\text{Esfuerzo total principal menor} = \sigma_3$$
$$\text{Esfuerzo efectivo principal mayor} = (\sigma_3 + \Delta\sigma_f) - u_f = \sigma'_1$$
$$\text{Esfuerzo efectivo principal menor} = \sigma_3 - u_f = \sigma'_3$$

Al cambiar σ_3 permite que se efectúen pruebas múltiples de este tipo en varias muestras de suelo. Ahora se pueden trazar los círculos de Mohr del esfuerzo total a la falla, como se muestra en la figura 1.26c, y luego se puede trazar una línea tangente común para definir la *envolvente de falla*. Esta *envolvente de falla por esfuerzo total* se define por la ecuación:

$$s = c + \sigma \tan \phi \tag{1.88}$$

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

De manera similar, se pueden trazar los círculos de Mohr del esfuerzo efectivo para determinar la *envolvente de falla por esfuerzo efectivo* (figura 1.26c), lo que satisface la relación expresada en la ecuación (1.81).

Pruebas no consolidadas no drenadas:

Paso 1. Se aplica presión a la cámara σ_3. No se permite el drenaje, tal que la presión de poro del agua ($u = u_0$) desarrollada mediante la aplicación de σ_3 no es cero.

Paso 2. Se aplica un esfuerzo desviador $\Delta\sigma$. No se permite el drenaje ($u = u_d \neq 0$). A la falla, $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$; la presión de poro del agua $u_f = u_0 + u_{d(f)}$.

Para pruebas triaxiales *no consolidadas no drenadas*,

$$\text{Esfuerzo total principal mayor} = \sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$$
$$\text{Esfuerzo total principal menor} = \sigma_3$$

Ahora se puede trazar el círculo de Mohr por esfuerzo total a la falla, como se muestra en la figura 1.26d. Para arcillas saturadas, el valor de $\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma_f$ es una constante, sin importar la presión de confinación en la cámara σ_3 (también se muestra en la figura 1.26d). La tangente para estos círculos de Mohr será una línea horizontal, denominada condición $\phi = 0$. La resistencia cortante para esta condición es

$$s = c_u = \frac{\Delta\sigma_f}{2} \tag{1.89}$$

donde c_u = cohesión no drenada (o resistencia cortante no drenada).

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

$$u = u_0 + u_d \tag{1.90}$$

La presión de poro u_0 es la contribución de la presión hidrostática en la cámara σ_3. Por consiguiente,

$$u_0 = B\sigma_3 \tag{1.91}$$

donde B = parámetro de la presión de poro de Skempton.

De manera similar, el parámetro de poro u_d es el resultado del esfuerzo axial agregado $\Delta\sigma$, por lo tanto,

$$u_d = A\Delta\sigma \tag{1.92}$$

donde A = parámetro de la presión de poro de Skempton.

Sin embargo,

$$\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3 \tag{1.93}$$

Al combinar las ecuaciones (1.90), (1.91), (1.92) y (1.93) se obtiene

$$u = u_0 + u_d = B\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) \tag{1.94}$$

El parámetro de la presión de poro del agua B en suelos saturados es aproximadamente igual a 1, por lo tanto,

$$u = \sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) \tag{1.95}$$

El valor del parámetro de la presión de poro del agua A a la falla variará con el tipo de suelo. El siguiente es un intervalo general de valores de A a la falla para varios tipos de suelos arcillosos encontrados en la naturaleza:

Tipo de suelo	*A* a la falla
Arcillas arenosas	0.5-0.7
Arcillas normalmente consolidadas	0.5-1
Arcillas sobreconsolidadas	−0.5-0

1.18 Prueba de compresión simple

La *prueba de compresión simple* (figura 1.28a) es un tipo especial de prueba triaxial no consolidada no drenada, en la que la presión de confinación $\sigma_3 = 0$, como se muestra en la figura 1.28b. En esta prueba, se aplica un esfuerzo axial $\Delta\sigma$ a la muestra para ocasionar su falla (es decir,

www.elsolucionario.org

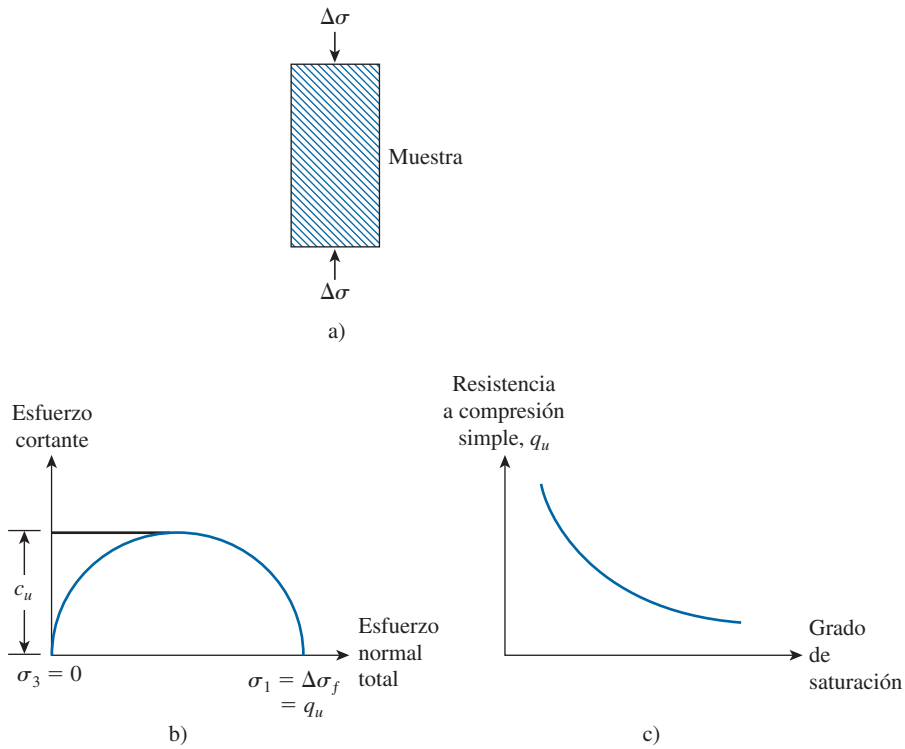


Figura 1.28 Prueba de compresión simple: a) muestra de suelo; b) círculo de Mohr para la prueba; c) variación de q_u con el grado de saturación.

$\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$). El círculo de Mohr correspondiente se muestra en la figura 1.28b. Observe que, para este caso,

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

Al esfuerzo axial a la falla, $\Delta\sigma_f = q_u$, se le refiere por lo general como *resistencia a la compresión simple*. La resistencia cortante de arcillas saturadas ante esta condición ($\phi = 0$), de la ecuación (1.81), es

$$s = c_u = \frac{q_u}{2} \tag{1.96}$$

La resistencia a la compresión simple se puede utilizar como un indicador de la consistencia de las arcillas.

Las pruebas de compresión simples se efectúan en ocasiones en suelos no saturados. Con la relación de vacíos de una muestra de suelo que permanece constante, la resistencia a la compresión simple disminuye rápidamente con el grado de saturación (figura 1.28c).

1.19 Comentarios sobre el ángulo de fricción, ϕ'

Ángulo de fricción por esfuerzo efectivo de suelos granulares

En general, la prueba de corte directo produce un ángulo de fricción mayor comparado con el obtenido mediante la prueba triaxial. Además, observe que la envolvente de falla para un suelo dado es curva en realidad. El criterio de falla de Mohr-Coulomb definido por la ecuación (1.81) sólo es una aproximación. Debido a la naturaleza curva de la envolvente de falla, un suelo probado a un esfuerzo normal mayor producirá un valor menor de ϕ'. Un ejemplo de esta relación se muestra en la figura 1.29, que es una gráfica de ϕ' contra la relación de vacíos e para arena del Chattachoochee River cerca de Atlanta, Georgia (Vesic, 1963). Los ángulos de fricción que se muestran se obtuvieron de pruebas triaxiales. Observe que, para un valor dado de e, la magnitud de ϕ' es de aproximadamente 4 a 5° menor cuando la presión de confinamiento σ'_3 es mayor que aproximadamente 70 kN/m^2, comparada a la que se tiene cuando $\sigma'_3 < 70$ kN/m^2.

Ángulo de fricción por esfuerzo efectivo de suelos cohesivos

En la figura 1.30 se muestra la variación del ángulo de fricción por esfuerzo efectivo, ϕ', para varias arcillas normalmente consolidadas (Bjerrum y Simons, 1960; Kenney, 1959). En la figura se puede observar que, en general, el ángulo de fricción ϕ' disminuye al aumentar el índice de plasticidad. El valor de ϕ' disminuye por lo general de aproximadamente 37 a 38° con un índice de plasticidad de aproximadamente 10 a 25° o menos con un índice de plasticidad de aproximadamente 100. El ángulo de fricción consolidado no drenado (ϕ) de arcillas saturadas normalmente consolidadas varía por lo general de 5 a 20°.

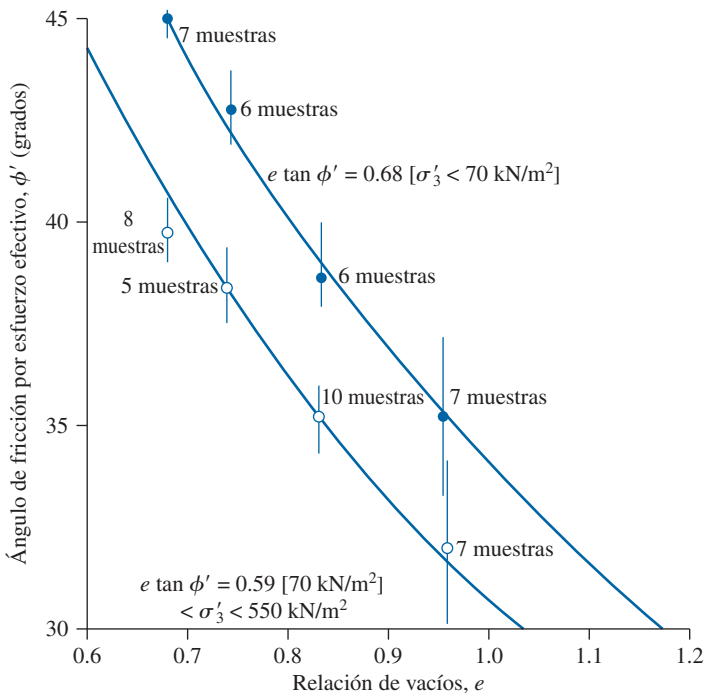


Figura 1.29 Variación del ángulo de fricción ϕ' con la relación de vacíos para arena del Chattachoochee River (según Vesic, 1963) (De Vesic, A. B., Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. En Highway Research Record 39, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1963, Figura 11, p. 123. Reproducida con permiso del Transportation Research Board).

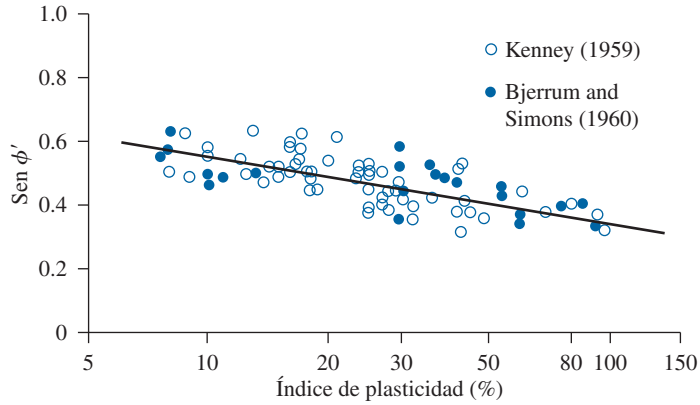


Figura 1.30 Variación del sen ϕ' con el índice de plasticidad (IP) para varias arcillas normalmente consolidadas.

La prueba triaxial consolidada drenada se describió en la sección 1.17. En la figura 1.31 se muestra un diagrama esquemático de una gráfica de $\Delta\sigma$ contra la deformación unitaria axial en una prueba triaxial drenada para una arcilla. En la falla, para esta prueba, $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$. Sin embargo, a una deformación unitaria axial grande (es decir, la condición de resistencia última), se tiene la relación siguiente:

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

A la falla (es decir, resistencia pico), la relación entre σ'_1 y σ'_3 está dada por la ecuación (1.87). Sin embargo, para la resistencia última, se puede demostrar que

$$\sigma'_{1(\text{últ})} = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_r}{2}\right) \tag{1.97}$$

donde ϕ'_r = ángulo de fricción por esfuerzo efectivo residual.

En la figura 1.32 se muestra la naturaleza general de las envolventes de falla a resistencia pico y resistencia última (o *resistencia residual*). La resistencia cortante residual de las arcillas es importante en la evaluación de la estabilidad a largo plazo de pendientes nuevas y existentes y en el diseño de medidas correctivas. Los ángulos de fricción residuales por esfuerzo efectivo ϕ'_r de arcillas pueden ser considerablemente menores que el ángulo de fricción pico por esfuerzo efectivo ϕ'. En la investigación pasada se demostró que la fracción de arcilla (es decir, el

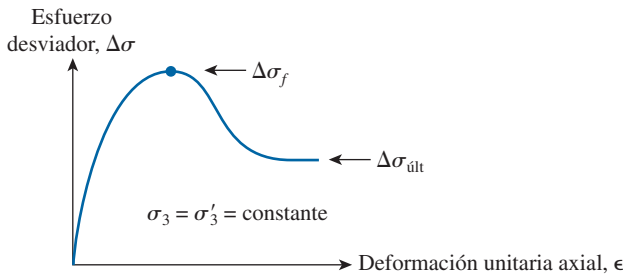


Figura 1.31 Gráfica del esfuerzo desviador contra la deformación unitaria axial para una prueba triaxial drenada.

www.elsolucionario.org

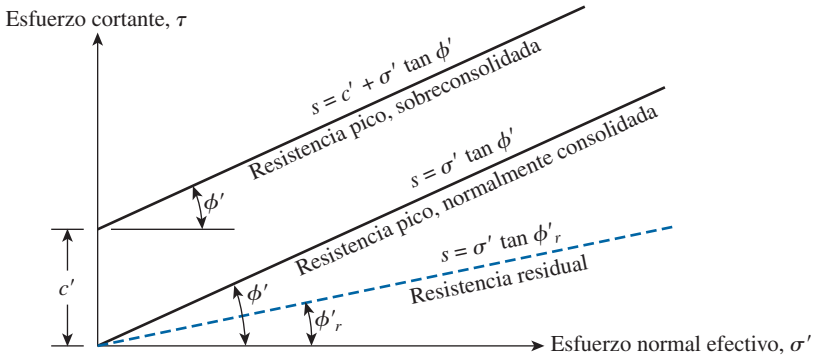


Figura 1.32 Envolventes de la resistencia pico y residual para arcillas.

porcentaje más fino que 2 micras) presente en un suelo dado, FA, y la mineralogía de arcilla son dos factores importantes que controlan ϕ'_r. El siguiente es un resumen de los efectos de FA en ϕ'_r.

1. Si FA es menor que aproximadamente 15%, entonces ϕ'_r es mayor que aproximadamente 25°.
2. Para FA > que aproximadamente 50%, ϕ'_r está gobernada por completo por el deslizamiento de los minerales de la arcilla y puede estar en el intervalo de aproximadamente 10 a 15°.
3. Para caolinita, ilita y montmorilonita, ϕ'_r es aproximadamente de 15, 10 y 5°, respectivamente.

Para ilustrar estos hechos en la figura 1.33 se muestra la variación de ϕ'_r con FA para varios suelos (Skempton, 1985).

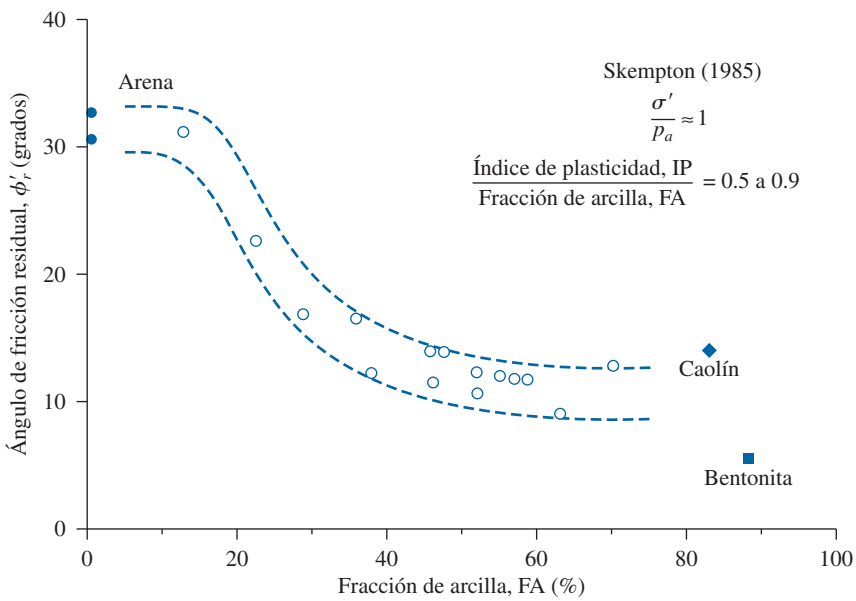


Figura 1.33 Variación de ϕ'_r con FA (*Nota:* p_a = presión atmosférica).

1.20 Correlaciones para la resistencia cortante no drenada, C_u

Se pueden observar varias relaciones empíricas entre c_u y la presión de sobrecarga efectiva (σ'_0) en el campo. Algunas de estas relaciones se resumen en la tabla 1.13.

Tabla 1.13 Ecuaciones empíricas relacionadas con c_u y σ'_0.

Referencia	Relación	Comentarios
Skempton (1957)	$\frac{c_{u(\text{VST})}}{\sigma'_0} = 0.11 + 0.00037\ (\text{IP})$ IP = índice de plasticidad (%) $c_{u(\text{VST})}$ = resistencia cortante no drenada de la prueba de corte con veleta	Para arcilla normalmente consolidada.
Chandler (1988)	$\frac{c_{u(\text{VST})}}{\sigma'_c} = 0.11 + 0.0037\ (\text{IP})$ σ'_c = presión de preconsolidación	Se puede utilizar en suelo sobreconsolidado; precisión ±25%; no válida para arcillas sensitivas y fisuradas.
Jamiolkowski y cols. (1985)	$\frac{c_u}{\sigma'_c} = 0.23 \pm 0.04$	Para arcillas ligeramente consolidadas.
Mesri (1989)	$\frac{c_u}{\sigma'_0} = 0.22$	
Bjerrum y Simons (1960)	$\frac{c_u}{\sigma'_0} = 0.45\left(\frac{\text{IP}\%}{100}\right)^{0.5}$ para IP $> 50\%$	Arcilla normalmente consolidada.
	$\frac{c_u}{\sigma'_0} = 0.118\ (\text{IL})^{0.15}$ para IL = índice líquido > 0.5	Arcilla normalmente consolidada.
Ladd y cols. (1977)	$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_0}\right)_{\text{sobreconsolidada}}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_0}\right)_{\text{normalmente consolidada}}} = \text{OCR}^{0.8}$ OCR = relación de sobreconsolidación = σ'_c/σ'_0	

1.21 Sensitividad

Para muchos suelos arcillosos naturalmente depositados, la resistencia a la compresión simple es mucho menor cuando los suelos se prueban después de ser remoldeados sin ningún cambio en el contenido de humedad. Esta propiedad del suelo arcilloso se denomina *sensitividad*. El grado de sensitividad es la relación de la resistencia a la compresión simple en un estado sin alterar a la correspondiente en un estado remoldeado, o

$$S_t = \frac{q_{u(\text{inalterado})}}{q_{u(\text{remoldeado})}} \tag{1.98}$$

La relación de sensitividad de la mayoría de las arcillas varía de aproximadamente 1 a 8; sin embargo, los depósitos marinos de arcilla altamente floculenta pueden tener relaciones que varían de aproximadamente 10 a 80. Algunas arcillas se vuelven líquidos viscosos al remoldearlas y se les refiere como arcillas "rápidas." La pérdida de resistencia de los suelos arcillosos por su remoldeo se debe principalmente a la destrucción de la estructura de las partículas de arcilla que se desarrolló durante el proceso de sedimentación original.

Problemas

1.1 Un suelo húmedo tiene una relación de vacíos de 0.65. El contenido de humedad del suelo es de 14% y $G_s = 2.7$. Determine:
- **a.** La porosidad
- **b.** El grado de saturación (%)
- **c.** El peso específico seco (kN/m^3)

1.2 Para el suelo descrito en el problema 1.1:
- **a.** ¿Cuál es el peso específico saturado en kN/m^3?
- **b.** ¿Cuánta agua, en kN/m^3, se necesita agregar al suelo para su saturación completa?
- **c.** ¿Cuál sería el peso específico húmedo en kN/m^3 cuando el grado de saturación es de 70%

1.3 El peso específico húmedo de un suelo es de 18.79 kN/m^3. Para un contenido de humedad de 12% y $G_s = 2.65$, calcule:
- **a.** La relación de vacíos
- **b.** La porosidad
- **c.** El grado de saturación
- **d.** El peso específico seco

1.4 Una muestra de suelo saturado tiene $w = 36\%$ y $\gamma_d = 13.43$ kN/m^3. Determine:
- **a.** La relación de vacíos
- **b.** La porosidad
- **c.** La gravedad específica de los sólidos del suelo
- **d.** El peso específico saturado (kN/m^3)

1.5 Los resultados de una prueba de laboratorio de una arena son $e_{máx} = 0.91$, $e_{mín} = 0.48$ y $G_s = 2.67$. ¿Cuáles serán los pesos específicos seco y húmedo de esta arena cuando se compacta a un contenido de humedad de 10% hasta una densidad relativa de 65%?

1.6 Los resultados de las pruebas de laboratorio de seis suelos se indican en la tabla siguiente. Clasifique los suelos mediante el sistema de clasificación de suelos de la AASHTO y proporcione los índices de grupo.

Análisis con mallas-porcentaje que pasa

Malla núm.	Suelo A	Suelo B	Suelo C	Suelo D	Suelo E	Suelo F
4	92	100	100	95	100	100
10	48	60	98	90	91	82
40	28	41	82	79	80	74
200	13	33	72	64	30	55
Límite líquido	31	38	56	35	43	35
Límite plástico	26	25	31	26	29	21

1.7 Clasifique los suelos del problema 1.6 utilizando el Sistema unificado de clasificación de suelos. Proporcione los símbolos de grupo y los nombres de grupo.

1.8 La permeabilidad de una arena probada en el laboratorio a una relación de vacíos de 0.6 se determinó igual a 0.14 cm/s. Utilice la ecuación (1.32) para estimar la permeabilidad hidráulica de esta arena a una relación de vacíos de 0.8.

www.elsolucionario.org

1.9 Para una arena con los datos siguientes: $D_{10} = 0.08$ mm; $D_{60} = 0.37$ mm; relación de vacíos $e = 0.6$.
- **a.** Determine la permeabilidad hidráulica utilizando la ecuación (1.33).
- **b.** Determine la permeabilidad hidráulica utilizando la ecuación (1.35).

1.10 La permeabilidad hidráulica *in situ* de una arcilla normalmente consolidada es 5.4×10^{-6} cm/s a una relación de vacíos de 0.92. ¿Cuál será su permeabilidad hidráulica a una relación de vacíos de 0.72? Utilice la ecuación (1.36) y $n = 5.1$.

1.11 Consulte el perfil de suelo que se muestra en la figura P1.11. Determine el esfuerzo total, la presión de poro del agua y el esfuerzo efectivo en A, B, C y D.

1.12 Para una capa de arcilla normalmente consolidada, se cuenta con los datos siguientes:

Espesor	= 3 m
Relación de vacíos	= 0.75
Límite líquido	= 42
G_s	= 2.72
Esfuerzo efectivo promedio sobre la capa de arcilla	= 110 kN/m^2

¿Cuál es el valor del asentamiento por consolidación que experimentaría la arcilla si el esfuerzo efectivo promedio sobre la capa de arcilla se incrementa a 155 kN/m^2 como resultado de la construcción de una cimentación? Utilice la ecuación (1.51) para estimar el índice de compresión.

1.13 Consulte el problema 1.12. Suponga que la capa de arcilla está preconsolidada, $\sigma'_c = 130$ kN/m^2 y $C_s = \frac{1}{5} C_c$. Estime el asentamiento por consolidación.

1.14 Un depósito de arcilla saturada debajo del nivel de agua freática en el campo tiene un límite líquido = 61%, un límite plástico = 21% y un contenido de humedad = 38%. Estime la presión de preconsolidación, σ'_c utilizando la ecuación (1.46).

1.15 Un estrato de arcilla normalmente consolidada en el campo tiene un espesor de 3.2 m con un esfuerzo efectivo promedio de 70 kN/m^2. Una prueba de consolidación de la arcilla en el laboratorio dio los resultados siguientes:

Presión (kN/m^2)	Relación de vacíos
100	0.905
200	0.815

- **a.** Determine el índice de compresión, C_c.
- **b.** Si el esfuerzo efectivo promedio sobre la capa de arcilla ($\sigma'_o + \Delta\sigma$) se incrementa a 115 kN/m^2, ¿cuál será el asentamiento total por consolidación?

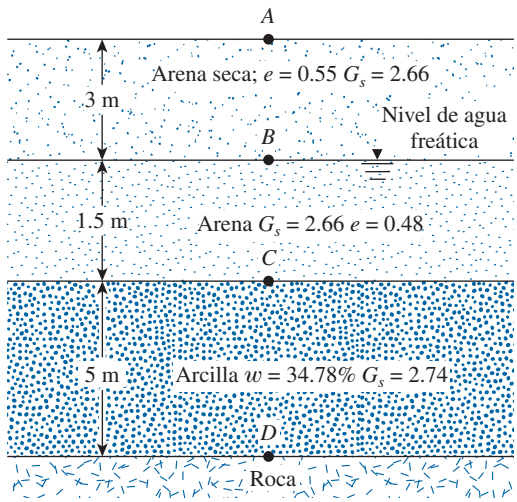


Figura P1.11

1.16 Una muestra de arcilla de 25.4 mm de espesor (drenada arriba y abajo), se probó en el laboratorio. Para un incremento dado de la carga, el tiempo para 50% de consolidación fue de 5 min 20 s. ¿Qué tiempo se requiere para alcanzar una consolidación de 50% de una capa de arcilla similar en el campo que tiene un espesor de 2.5 m y que está drenada sólo en un lado?

1.17 Una muestra de arcilla de 25.4 mm de espesor (drenada sólo por la parte superior) se probó en el laboratorio. Para un incremento dado de la carga, el tiempo para 60% de consolidación fue de 6 min 20 s. ¿Qué tiempo se requiere para alcanzar una consolidación de 50% de una capa similar de arcilla en el campo que tiene un espesor de 3.05 m y que está drenada por los dos lados?

1.18 Consulte la figura P1.18. Un asentamiento por consolidación total de 60 mm se espera en los dos estratos de arcilla debido a una sobrecarga $\Delta\sigma$. Determine la duración de la aplicación de la sobrecarga para la que tendrá lugar un asentamiento total de 30 mm.

1.19 El coeficiente de consolidación de una arcilla para un intervalo de presión dado se obtuvo igual 8×10^{-3} mm^2/s con base en los resultados de una prueba de consolidación unidimensional. En el campo, hay un estrato de 2 m de espesor de la misma arcilla (figura P1.19a). Con base en la suposición de que una sobrecarga uniforme de 70 kN/m^2 se aplicó instantáneamente, el asentamiento total por consolidación se estimó igual a 150 mm.

Sin embargo, durante una construcción, la carga fue gradual; la sobrecarga resultante se puede aproximar como se muestra en la figura P1.19b. Estime el asentamiento en $t = 30$ días y $t = 120$ días después del inicio de la construcción.

1.20 De una prueba de corte directo en una muestra de arena seca de 2×2 se obtuvieron los resultados siguientes:

Fuerza normal (N)	Fuerza cortante a la falla (N)
146.8	91.9
245.4	159.2
294.3	178.8

Elabore una gráfica del esfuerzo cortante a la falla contra el esfuerzo normal y determine el ángulo de fricción del suelo.

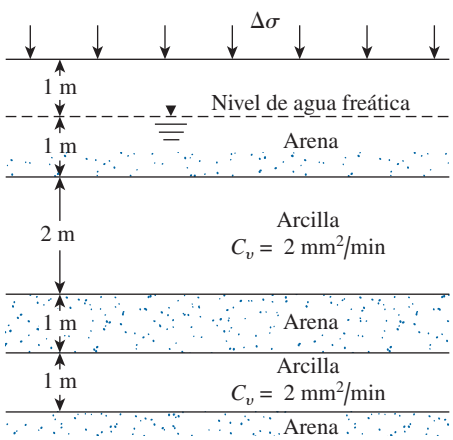


Figura P1.18

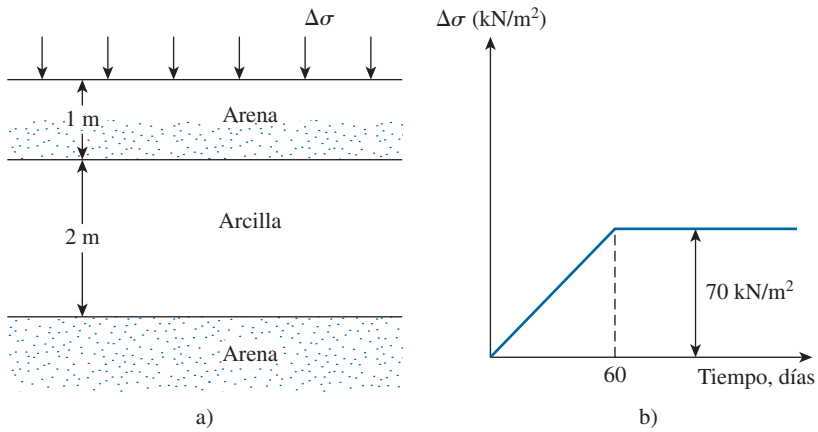


Figura P1.19

1.21 Para una arena se tienen los datos siguientes:

$D_{85} = 0.21$ mm
$D_{50} = 0.13$ mm
$D_{15} = 0.09$ mm
Coeficiente de uniformidad, $C_u = 2.1$
Relación de vacíos, $e = 0.68$
Densidad relativa = 53%

Estime el ángulo de fricción del suelo utilizando

a. La ecuación (1.83)
b. La ecuación (1.84)

1.22 Una prueba triaxial consolidada drenada en una arcilla normalmente consolidada produce los resultados siguientes:

Presión de confinamiento global, $\sigma'_3 = 138$ kN/m^2
Esfuerzo axial agregado a la falla, $\Delta\sigma = 276$ kN/m^2

Determine los parámetros de la resistencia al corte.

1.23 Los siguientes son los resultados de dos pruebas triaxiales consolidadas drenadas en una arcilla.

Prueba I: $\sigma'_3 = 82.8$ kN/m^2; $\sigma'_{1(\text{falla})} = 329.2$ kN/m^2
Prueba II: $\sigma'_3 = 165.6$ kN/m^2; $\sigma'_{1(\text{falla})} = 558.6$ kN/m^2

Determine los parámetros de la resistencia al corte, es decir, c' y ϕ'.

1.24 Una prueba triaxial consolidad no drenada se efectúo en una arcilla saturada normalmente consolidada. Los resultados son:

$\sigma_3 = 89.7$ kN/m^2
$\sigma_{1(\text{falla})} = 220.8$ kN/m^2
Presión de poro del agua a la falla = 37.95 kN/m^2
Determine c, ϕ, c' y ϕ'.

1.25 Una arcilla normalmente consolidada tiene $\phi = 20°$ y $\phi' = 28°$. Si una prueba consolidada no drenada se efectúa en esta arcilla con una presión global de $\sigma_3 = 148.35$ kN/m^2, ¿cuál será la magnitud del esfuerzo principal mayor, σ_1, y la presión de poro del agua, u, a la falla?

www.elsolucionario.org

Referencias

Amer, A.M. y Awad, A.A. (1974). "Permeability of Cohesionless Soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 100, núm. GT12, pp. 1309-1316.

American Society for Testing and Materials (2009). *Annual Book of ASTM Standards*, vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

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

Carrier III, W.D. (2003). "Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 129, núm. 11, pp. 1054-1056.

Casagrande, A. (1936). "Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance", *Proceedings, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, MA, 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*, American Society for Testing and Materials, pp. 13-44.

Chapuis, R.P. (2004). "Predicting the Saturated Hydraulic Conductivity of Sand and Gravel Using Effective Diameter and Void Ratio", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 41, núm. 5, pp. 787-795.

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

Das, B.M. (2009). *Soil Mechanics Laboratory Manual*, 7ª ed., Oxford University Press, Nueva York.

Hansbo, S. (1975), *Jordmateriallära:* 211, Estocolmo. Awe/Gebers.

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

Jamilkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. y Lancellotta, R. (1985). "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils", *Proceedings, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundations 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, núm. SM3, pp. 67-69.

Kulhawy, F.H. y Mayne, P.W. (1990), *Manual of Estimating Soil Properties for Foundation Design,* Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.

Ladd, C.C., Foote, R., Ishihara, K., Schlosser, F. y Poulos, H.G. (1977). "Stress Deformation and Strength Characteristics", *Proceedings Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokio, vol. 2, pp. 421-494.

Mesri, G. (1989). "A Re-evaluation of $s_{u(\text{mob})} \approx 0.22\sigma_p$, Using Laboratory Shear Tests", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 26, núm. 1, pp. 162-164.

Mesri, G. y Olson, R.E. (1971). "Mechanism Controlling the Permeability of Clays", *Clay and Clay Minerals*, vol. 19, pp. 151-158.

Nagaraj, T.S. y 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, núm. 4, pp. 199-202.

Olson, R.E. (1977). "Consolidation Under Time-Dependent Loading", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 103, núm. GT1, pp. 55-60.

Park, J.H. y Koumoto, T. (2004). "New Compression Index Equation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 130, núm. 2, pp. 223-226.

Rendón-Herrero, O. (1980). "Universal Compression Index Equation", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 106, núm. GT11, pp. 1178-1200.

Samarasinghe, A.M., Huang, Y.H. y Drnevich, V.P. (1982). "Permeability and Consolidation of Normally Consolidated Soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 108, núm. GT6, pp. 835-850.

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

Sivaram, B. y Swamee, A. (1977). "A Computational Method for Consolidation Coefficient", *Soils and Foundations*, vol. 17, núm. 2, pp. 48-52.

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

Skempton, A.W. (1953). "The Colloidal Activity of Clays", *Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Londres, vol. 1, pp. 57-61.

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

Skempton. A.W. (1985). "Residual Strength of Clays in Landslides, Folded Strata, and the Laboratory", *Geotechnique*, vol. 35, núm. 1, pp. 3-18.

Stas, C.V. y Kulhawy, F.H. (1984). "Critical Evaluation of Design Methods for Foundations Under Axial Uplift and Compression Loading", *REPORT EL-3771*, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.

Tavenas, F., Jean, P., Leblond, F.T.P. y Leroueil, S. (1983). "The Permeability of Natural Soft Clays, Part II: Permeability Characteristics", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20, núm. 4, pp. 645-660.

Taylor, D.W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*, Wiley, Nueva York.

Teferra, A. (1975). *Beziehungen zwischen Reibungswinkel, Lagerungsdichte und Sonderwiderständen nichtbindiger Böden mit verschiedener Kornverteilung*. Tesis doctoral, Technical University of Aachen Germany.

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

Thinh, K.D. (2001). "How Reliable is Your Angle of Internal Friction?" *Proceedings, XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Estambul, Turquía, vol. 1, pp. 73-76.

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

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

Wroth, C.P. y Wood, D.M. (1978). "The Correlation of Index Properties with Some Basic Engineering Properties of Soils", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, núm. 2, pp. 137-145.

2 Depósitos naturales de suelo y exploración del subsuelo

2.1 Introducción

Para diseñar una cimentación que soporte una estructura, un ingeniero debe comprender los tipos de depósitos de suelo que soportarán la cimentación. Además, los ingenieros especialistas en cimentaciones deben recordar que el suelo en cualquier emplazamiento con frecuencia no es homogéneo; es decir, el perfil del suelo puede variar. Las teorías de mecánica de suelos comprenden condiciones idealizadas, por lo que la aplicación de las teorías a problemas de ingeniería de cimentaciones implica una evaluación inteligente de las condiciones del emplazamiento y de los parámetros del suelo. Para hacer esto se requiere de cierto conocimiento del proceso geológico mediante el cual se formó el depósito de suelo en el sitio, 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 está dividido en dos partes. La primera es un panorama de los depósitos naturales de suelo que, por lo general, se encuentran en un proyecto de cimentación 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. Hay dos tipos generales de intemperismo. 1) intemperismo mecánico y 2) intemperismo químico.

El *intemperismo mecánico* es un proceso mediante el cual las rocas se descomponen en piezas cada vez más pequeñas por las fuerzas físicas sin ningún cambio en su composición química. Los cambios en la temperatura dan por resultado *expansión y contracción de las rocas* debido a una ganancia y pérdida de calor. La expansión y contracción continuas provocarán grietas en las rocas. Hojuelas y grandes fragmentos de rocas se desprenden. La *acción de congelamiento* es otra fuente del intemperismo mecánico de las rocas. El agua puede entrar en los poros, grietas y otras aberturas en la roca. Cuando la temperatura baja, el agua se congela, por lo que aumenta su volumen en aproximadamente 9%. Esto da por resultado una presión hacia fuera desde el interior de la roca. El congelamiento y

www.elsolucionario.org

descongelamiento continuos provocarán el rompimiento de una masa de roca. La *exfoliación* es otro proceso de intemperismo mecánico mediante el cual placas de roca se desprenden de rocas grandes por medio de fuerzas físicas. El intemperismo mecánico de las rocas también tiene lugar debido a la acción de *corrientes de agua,* de *glaciares,* del *viento,* de las *olas del océano*, etcétera.

El *intemperismo químico* es un proceso de descomposición o alteración mineral en el que los minerales originales se transforman en algo completamente diferente. Por ejemplo, los minerales comunes en las rocas ígneas son el cuarzo, el feldespato y los minerales ferromagnesianos. Los productos descompuestos de estos minerales debido al intemperismo químico se indican en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Algunos productos descompuestos de minerales en rocas ígneas.

Mineral	Producto descompuesto
Cuarzo	Cuarzo (granos de arena)
Feldespato de potasio ($KAlSi_3O_8$) y feldespato de sodio ($NaAlSi_3O_8$)	Caolinita (arcilla) Bauxita Ilita (arcilla) Sílice
Feldespato de calcio ($CaAl_2Si_2O_8$)	Sílice Calcita
Biotita	Arcilla Limonita Hematita Sílice Calcita
Olivino $(Mg, Fe)_2SiO_4$	Limonita Serpentina Hematita Sílice

La mayor parte del intemperismo de las rocas es una combinación del intemperismo mecánico y del químico. El suelo producido por el intemperismo de las rocas puede ser transportado por procesos físicos a otros lugares. Los depósitos de suelo resultantes se denominan *suelos transportados*. En contraste, algunos suelos permanecen donde se formaron y cubren la superficie de las rocas de las cuales se derivaron. A estos suelos se les refiere como *suelos residuales*.

Los suelos transportados se pueden subdividir en cinco categorías principales con base en su *agente de transportación*:

1. Suelo *transportado por gravedad.*
2. Depósitos *lacustres* (lagos).
3. Suelo *aluvial* o *fluvial* depositado por corrientes de agua.
4. *Glaciales* depositados por glaciares.
5. *Eólicos* depositados por el viento.

Además de los suelos transportados y residuales, existen *turbas* y *suelos orgánicos*, que se derivan de la descomposición de materiales orgánicos.

2.3 Suelo residual

Los suelos residuales se encuentran en áreas donde la intensidad del intemperismo es mayor que la rapidez a la cual los materiales intemperizados se transportan por los agentes de transporte. La intensidad del intemperismo es mayor en regiones cálidas y húmedas comparada con regiones frías y secas y, dependiendo de las condiciones climáticas, el efecto del intemperismo puede variar en gran medida.

Los depósitos de suelos residuales son comunes en los trópicos, en islas como Hawai y en el sureste de Estados Unidos. La naturaleza de los depósitos de suelos residuales dependerá por lo general de la roca madre. Cuando las rocas duras como el granito y el gneis experimentan intemperismo, es probable que la mayoría de los materiales derivados permanezcan en el mismo lugar. Estos depósitos de suelos tienen en general una capa o estrato superior de material arcilloso o de arcilla limosa, debajo de la cual se encuentran estratos de suelo limoso o arenoso. Estas capas o estratos se ubican a su vez sobre una roca parcialmente intemperizada, misma que se encuentra sobre una capa de roca sana. La profundidad del lecho de roca sana puede variar en gran medida, incluso a una distancia de algunos metros. En la figura 2.1 se muestra el registro de perforaciones de un depósito de suelo residual derivado del intemperismo de un granito.

En contraste con las rocas duras, existen algunas rocas químicas, como la caliza, que se componen principalmente de mineral de calcita ($CaCO_3$). El yeso y la dolomita tienen grandes concentraciones de minerales de dolomita [$CaMg(CO_3)_2$]. Estas rocas tienen grandes cantidades de materiales

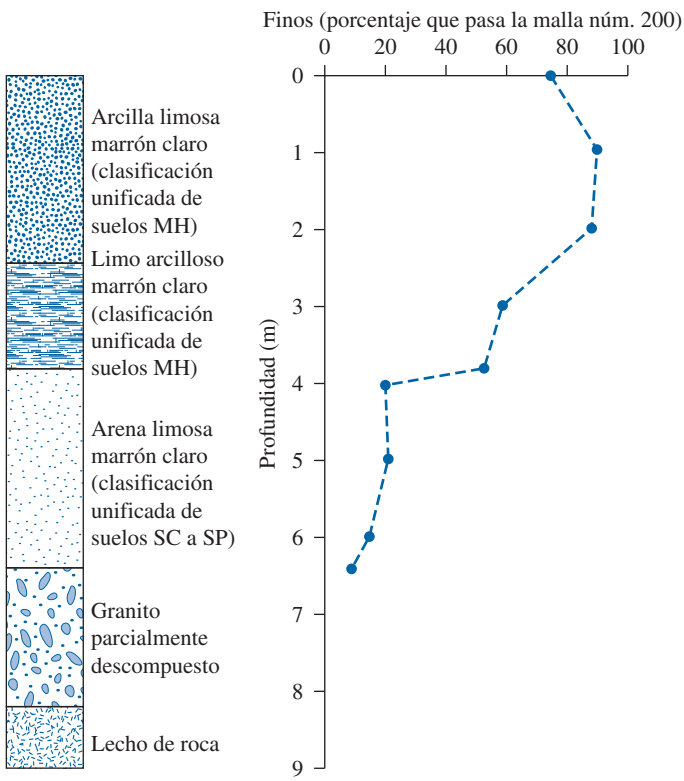


Figura 2.1 Registro de perforación de un suelo residual derivado.

solubles, algunos de los cuales se remueven por el agua subterránea, dejando atrás la fracción insoluble de la roca. Los suelos residuales que se derivan de rocas químicas no poseen una zona de transición gradual hasta el lecho de roca, como se observa en la figura 2.1. Los suelos residuales derivados del intemperismo de rocas tipo calizas son casi todos de color rojo. Aunque de tipo uniforme, la profundidad del intemperismo puede variar de manera considerable. Los suelos residuales inmediatamente arriba del lecho de roca pueden estar normalmente consolidados. En estos suelos las cimentaciones grandes con cargas pesadas pueden ser susceptibles a asentamientos por consolidación considerables.

2.4 Suelo transportado por gravedad

Los suelos residuales sobre una pendiente natural se pueden mover hacia abajo. Cruden y Varnes (1996) propusieron una escala de velocidad para el movimiento de un suelo sobre una pendiente, la cual se resume en la tabla 2.2. Cuando los suelos residuales se mueven por una pendiente natural muy lentamente, al proceso suele referírsele como *cedencia*. Cuando el movimiento hacia abajo de un suelo es repentino y rápido, se denomina *deslizamiento de tierra*. Los depósitos formados por la cedencia de una pendiente y los deslizamientos de tierra son *coluvión*.

Tabla 2.2 Escala de velocidad para el movimiento de suelo de una pendiente.

Descripción	Velocidad (mm/s)
Muy lenta	5×10^{-5} a 5×10^{-7}
Lenta	5×10^{-3} a 5×10^{-5}
Moderada	5×10^{-1} a 5×10^{-3}
Rápida	5×10^{1} a 5×10^{-1}

El coluvión es una mezcla heterogénea de suelos y fragmentos de rocas que varían de partículas de tamaño de arcilla a rocas con diámetros de un metro o más. Los *flujos de lodo* son un tipo de suelo transportado por gravedad. Los flujos son movimientos descendentes de tierra que se parecen a un fluido viscoso (figura 2.2) y llegan al reposo en una condición más densa. Los depósitos de suelo derivados de flujos de lodo anteriores tienen una composición muy heterogénea.

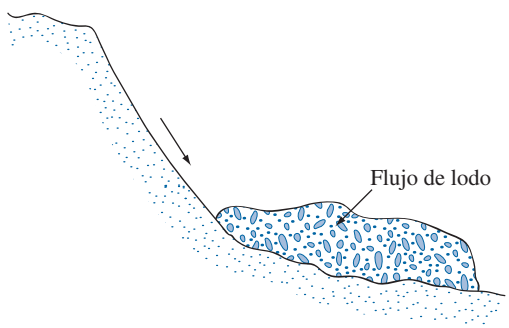


Figura 2.2 Flujo de lodo.

www.elsolucionario.org

2.5 Depósitos aluviales

Los depósitos aluviales se derivan de la acción de corrientes y ríos y se pueden dividir en dos categorías principales: 1) *depósitos de corrientes interconectadas* y 2) depósitos causados por el *cinturón meándrico de corrientes*.

Depósitos de corrientes interconectadas

Las corrientes interconectadas son corrientes de flujo rápido y con alto gradiente que son muy erosivas y transportan grandes cantidades de sedimento. Debido al alto acarreo de fondo, un cambio menor en la velocidad del flujo ocasionará que se depositen los sedimentos. Mediante este proceso, estas corrientes pueden acumular una maraña compleja 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 intervalo amplio de tamaños de granos. En la figura 2.3 se muestra la sección transversal de un depósito de este tipo. Estos depósitos tienen varias características comunes:

1. Los tamaños de los granos suelen variar entre los de grava y limo. Las partículas de tamaño de arcilla *no* se encuentran por lo general en depósitos de corrientes interconectadas.
2. Aunque el tamaño de los granos varía ampliamente, el suelo en un bolsón o lente dada es bastante uniforme.
3. A cualquier profundidad dada, la relación de vacíos y el peso específico pueden variar en un intervalo amplio dentro de una distancia lateral de sólo algunos metros. Esta variación se puede observar durante la exploración del suelo para la construcción de una cimentación para una estructura. La resistencia a la penetración estándar a una profundidad dada obtenida en varias perforaciones será muy irregular y variable.

Los depósitos aluviales se encuentran en varias partes del oeste de Estados Unidos, como en el sur de California, en Utah y en las zonas de cuenca y cadena montañosa de Nevada. Además, una gran cantidad de sedimento originalmente derivada de la cadena de las Montañas Rocallosas fue acarreada hacia el este para formar los depósitos aluviales de las Grandes Planicies. A una escala menor, este tipo de depósito de suelo natural, dejado atrás por las corrientes interconectadas, se puede encontrar localmente.

Depósitos de cinturones meándricos

El término *meander* (*serpentear*) se deriva de la palabra griega *maiandros*, por el río Maiandros (actualmente Menderes) en Asia, famoso por su curso sinuoso. Las corrientes maduras en un valle

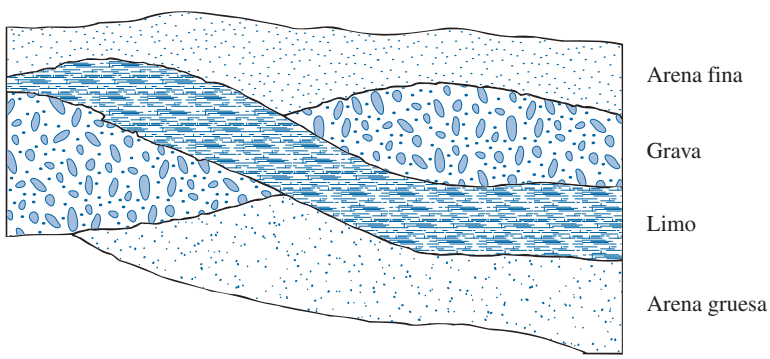


Figura 2.3 Sección transversal de un depósito de corrientes interconectadas.

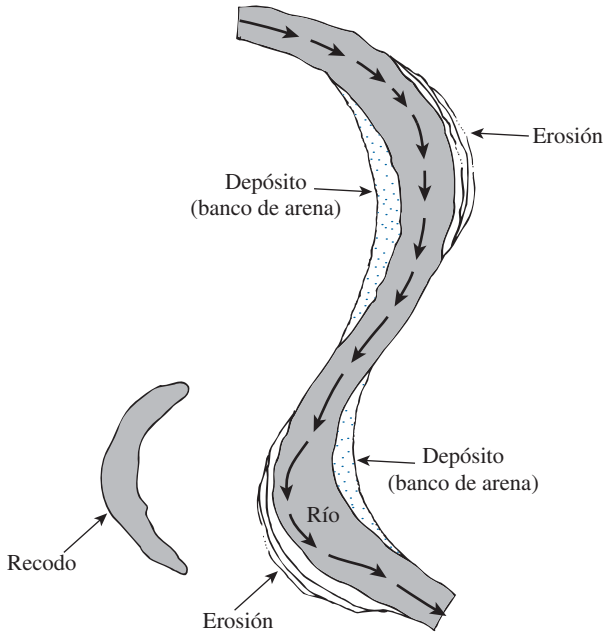


Figura 2.4 Formación de depósitos en bancos de arena y recodos en una corriente meándrica.

se curvan hacia delante y hacia atrás. Al piso de un valle en el cual un río serpentea se le refiere como *cinturón meándrico*. En un río meándrico, el suelo de sus orillas se erosiona continuamente en los puntos donde tiene forma cóncava y se deposita en las orillas donde el banco tiene forma convexa, como se muestra en la figura 2.4. Estos depósitos se denominan *bancos de arena* y suelen consistir de arena y partículas de tamaño de limo. En ocasiones, durante el proceso de erosión y depósito, el río abandona un meandro y forma una trayectoria más corta. El meandro abandonado, cuando está lleno de agua, se denomina *recodo*. (Consulte la figura 2.4).

Durante las grandes avenidas, los ríos se desbordan inundando zonas de bajo nivel. La arena y las partículas de tamaño de limo transportadas por el río se depositan a lo largo de las orillas formando líneas conocidas como *bordos naturales* (figura 2.5).

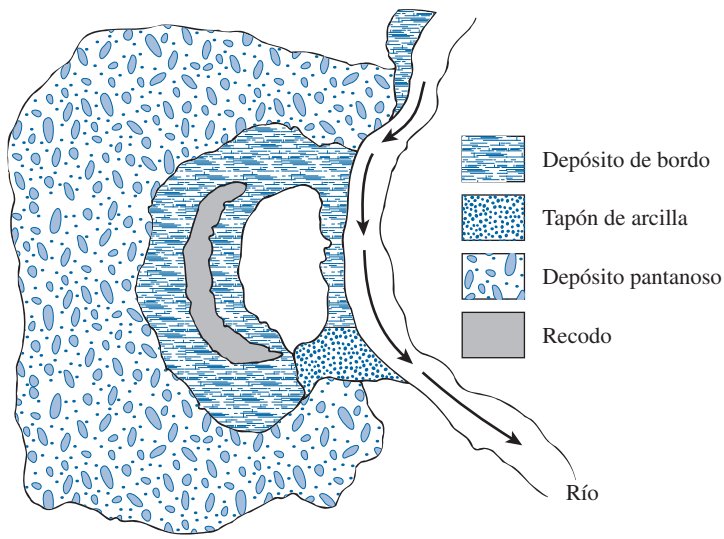


Figura 2.5 Depósito de bordo y pantanoso.

Tabla 2.3 Propiedades de depósitos dentro del valle aluvial del Mississippi.

Entorno	Textura del suelo	Contenido natural de agua (%)	Límite líquido	Índice de plasticidad
Bordo natural	Arcilla (CL) Limo (ML)	25-35 15-35	35-45 NP-35	15-25 NP-5
Banco de arena	Limo (ML) y arena limosa (SM)	25-45	30-55	10-25
Canal abandonado	Arcilla (CL, CH)	30-95	30-100	10-65
Pantanos	Arcilla (CH)	25-70	40-115	25-100
Ciénaga	Arcilla orgánica (OH)	100-265	135-300	100-165

(*Nota:* NP-no plástico)

Las partículas de suelo más finas que consisten de limos y arcillas son arrastradas por el agua más lejos hacia las planicies de inundación. Estas partículas se sedimentan a velocidades diferentes y forman lo que se le refiere como *depósitos pantanosos* (figura 2.5), que a menudo son arcillas altamente plásticas.

En la tabla 2.3 se indican algunas de las propiedades de los depósitos de suelos encontrados en bordos naturales, bancos de arena, canales abandonados, pantanos y ciénagas dentro del valle aluvial del Mississippi (Kolb y Shockley, 1959).

2.6 Depósitos lacustres

El agua de ríos y manantiales fluye hacia los lagos. En regiones áridas, las corrientes transportan grandes cantidades de sólidos en suspensión. En el lugar donde las corrientes desembocan en un lago, las partículas granulares se depositan en el área que forma un delta. Algunas de las partículas más gruesas y las partículas más finas (es decir, limo y arcilla) se depositan en el fondo del lago en capas alternadas de partículas de grano grueso y fino. Los deltas formados en regiones húmedas suelen tener depósitos de suelos de grano más fino en comparación con los de las regiones áridas.

Las *arcillas estratificadas* son estratos alternados de limo y arcilla limosa con espesores que pocas veces sobrepasan 13 mm. El limo y la arcilla limosa que constituyen los estratos se transportaron hacia los lagos de agua dulce por el agua derretida al final de la Era del Hielo. La permeabilidad hidráulica (sección 1.10) de las arcillas estratificadas presenta un alto grado de anisotropía.

2.7 Depósitos glaciares

Durante la Era del Hielo del Pleistoceno, los glaciares cubrieron grandes áreas de la Tierra. Al paso del tiempo los glaciares avanzaron y retrocedieron. Durante su avance, arrastraron grandes cantidades de arena, limo arcilla y boleos. *Derrubio* es un término general que suele aplicarse a los depósitos sedimentados por los glaciares. Los derrubios se pueden dividir de manera general en dos categorías principales: a) no estratificados y b) estratificados. La siguiente es una descripción breve de cada una de estas categorías.

www.elsolucionario.org

Derrubios no estratificados

A los *derrubios no estratificados* depositados por el derretimiento de glaciares se les refiere como *tilita*. Las características físicas de la tilita pueden variar de un glaciar a otro. La tilita se denomina *tilita de arcilla* debido a la presencia de grandes cantidades de partículas de tamaño de arcilla. En algunas áreas, las tilitas constituyen grandes volúmenes de boleos, y a éstas se les refiere como *tilita de boleo*. El intervalo de los tamaños de los granos en una tilita dada varía en gran medida. La cantidad de fracciones de tamaño de arcilla presente y los índices de plasticidad de las tilitas también varían mucho. Durante el programa de exploración de campo, también se pueden esperar valores erráticos de la resistencia a la penetración estándar (sección 2.13).

Las formas del terreno que se desarrollaron de los depósitos de tilita se denominan *morenas*. Una *morena terminal* (figura 2.6) es una cresta de tilita que marca el límite máximo del avance de un glacial. Las *morenas recesionales* son crestas de tilita desarrollados detrás de una morena terminal a separaciones diferentes. Son el resultado de la estabilización temporal de un glacial durante el periodo recesional. A una tilita depositada por un glacial entre las morenas se le refiere como *morena de fondo* (figura 2.6). Las morenas de fondo constituyen áreas grandes del centro de Estados Unidos y se les refiere como *planicies de tilita*.

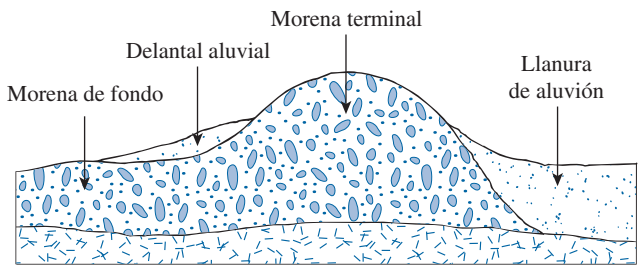


Figura 2.6 Morena terminal, morena de fondo y llanura de aluvión.

Derrubios estratificados

La arena, el limo y la grava arrastrados por el agua derretida del frente de un glaciar se denominan *material aluvial*. El agua derretida clasifica las partículas según el tamaño de los granos y forma depósitos estratificados. En un patrón similar al de los depósitos de corrientes interconectadas, el agua derretida también deposita los materiales de aluvión, formando llanuras de aluvión (figura 2.6), que también se llaman *depósitos glaciofluviales*.

2.8 Depósitos eólicos de suelos

El viento también es un agente de transporte importante que conduce a la formación de depósitos de suelos. Cuando grandes áreas de arena se encuentran expuestas, el viento puede soplar la arena y depositarla en otro lugar. Los depósitos de arena soplada adoptan por lo general la forma de *dunas* (figura 2.7). Conforme se forman las dunas, la arena se desplaza de sus crestas por el viento. Más allá de la cresta, las partículas de arena ruedan hacia abajo por la pendiente. El proceso tiende a formar un *depósito compacto de arena* sobre el *lado expuesto al viento* y un *depósito muy suelto* sobre el *lado opuesto al viento*, de la duna.

Las dunas existen a lo largo de las orillas del sur y del este del Lago Michigan, la Costa del Atlántico y la costa sur de California, y en varios lugares a lo largo de las costas de Oregón

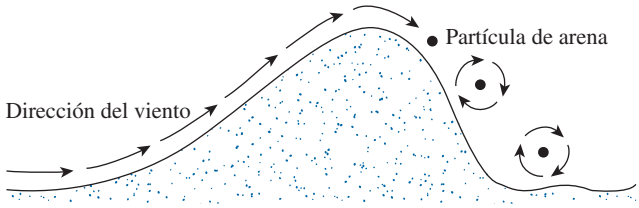


Figura 2.7 Duna de arena.

yWashington. Las dunas de arena también se pueden encontrar en las llanuras aluviales y rocosas de los estados del oeste de Estados Unidos. Las siguientes son algunas de las propiedades comunes de una *duna de arena*:

1. La granulometría de la arena en cualquier ubicación particular es sorprendentemente uniforme. Esta uniformidad se puede atribuir a la acción de clasificación del viento.
2. El tamaño general del grano disminuye con la distancia desde la fuente, debido a que el viento transporta más lejos las partículas más finas que las grandes.
3. La densidad relativa de la arena depositada sobre el lado expuesto al viento de las dunas puede tener valores hasta de 50 a 65%, disminuyendo a aproximadamente 0 a 15% sobre el lado opuesto al viento.

En la figura 2.8 se muestra una duna de arena del Thar Desert, la cual es una región grande y árida ubicada en la parte noroeste de la India que cubre un área de casi 200 000 kilómetros cuadrados.

El *loess* es un depósito eólico que consiste de partículas de limo y de tamaño de limo. La distribución granulométrica del loess es muy uniforme y su cohesión se deriva en general de un



Figura 2.8 Duna de arena del Thar Desert, India. (*Cortesía de A.S. Wayal, K.J. Somaiya Polytechnic, Mumbai, India*).

recubrimiento de arcilla sobre las partículas de tamaño de limo, que contribuye a la formación de una estructura estable de suelo en un estado no saturado. La cohesión también puede ser el resultado de la precipitación de productos químicos lixiviados por el agua de lluvia. El loess es un suelo *colapsible*, ya que cuando el suelo se satura, pierde su resistencia aglutinante entre sus partículas. En la construcción de cimentaciones sobre depósitos de loess es necesario tomar precauciones especiales. Existen depósitos extensos de loess en Estados Unidos, en su mayoría en los estados del medio oeste como Iowa, Missouri, Illinois y Nebraska y en tramos a lo largo del río Mississippi en Tennessee y Mississippi.

La ceniza volcánica (con tamaños de granos entre 0.25 y 4 mm) y el polvo volcánico (con tamaño de grano menor que 0.25 mm) se pueden clasificar como suelos transportados por el viento. La ceniza volcánica es una arena de peso ligero o grava arenosa. La descomposición de la ceniza volcánica resulta en arcillas altamente plásticas y compresibles.

2.9 Suelo orgánico

Los suelos orgánicos suelen encontrarse en áreas de poca altura donde el nivel de agua freática está cerca o arriba de la superficie del terreno. La presencia de un nivel de agua freática alto fomenta el crecimiento de plantas acuáticas que, al descomponerse, forman suelo orgánico. Este tipo de depósito de suelo se encuentra en general en regiones costeras y glaciales. Los suelos orgánicos presentan las características siguientes:

1. Su contenido natural de agua puede variar entre 200 a 300%.
2. Son altamente compresibles.
3. Las pruebas de laboratorio indican que, sometidos a cargas, un gran porcentaje del asentamiento se deriva de su consolidación secundaria.

2.10 Algunos nombres locales para suelos

En ocasiones a los suelos se les refiere por sus nombres locales. Los siguientes son algunos de esos nombres 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 suroeste 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. El agua se evapora por la alta temperatura local. Debido a la poca lluvia, los carbonatos no son lavados de la capa superior del suelo.
2. *Gumbo*: suelo arcilloso altamente plástico.
3. *Barro*: suelo arcilloso sumamente plástico encontrado en el suroeste 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 un contenido de humedad alto.
6. *Tierra turbosa:* depósito de suelo orgánico.
7. *Saprolita:* depósito de suelo residual derivado principalmente de rocas insolubles.
8. *Marga:* mezcla de granos de suelos de varios tamaños, como la arena, el limo y la arcilla.
9. *Laterita:* se caracteriza por la acumulación de óxido de hierro (Fe_2O_3) y óxido de aluminio (Al_2O_3) cerca de la superficie y la lixiviación de sílice. Los suelos lateríticos en América Central contienen entre 80 y 90% de arcilla y partículas de tamaño de limo. En Estados Unidos los suelos lateríticos se pueden encontrar en los estados del sureste como Alabama, Georgia y las Carolinas.

www.elsolucionario.org

Exploración subsuperficial

2.11 Propósito de la exploración subsuperficial

Al proceso para la identificación de los estratos de depósitos que subyacen bajo una estructura propuesta y sus características físicas se le refiere como *exploración subsuperficial*. Su propósito es obtener información que ayude al ingeniero geotécnico a:

1. Seleccionar el tipo y la profundidad de la cimentación adecuada para una estructura dada.
2. Evaluar la capacidad de soporte de carga de la cimentación.
3. Estimar el asentamiento probable de una estructura.
4. Determinar los problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsible, relleno sanitario, etcétera).
5. Determinar la ubicación del nivel freático.
6. Predecir la presión lateral de tierra en estructuras como muros de retención, muros de tablaestacas y cortes apuntalados.
7. Establecer los métodos de construcción para cambiar las condiciones del subsuelo.

La exploración subsuperficial también puede ser necesaria cuando se contemplen adiciones y alteraciones a estructuras existentes.

2.12 Programa de exploración subsuperficial

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

Recolección de información preliminar

Esta etapa incluye obtener información respecto al tipo de estructura que se construirá y a 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 determinar las longitudes de sus claros y la carga sobre pilares y estribos.

Una idea general de la topografía y del tipo de suelo que se encontrará cerca y alrededor del emplazamiento propuesto se puede obtener de las fuentes siguientes:

1. Mapas del United States Geological Survey.
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 registros de flujo de corrientes de agua, niveles altos de inundaciones, mareas, etcétera.
6. Manuales sobre suelos de los departamentos de carreteras publicados por varios estados.

La información obtenida de estas fuentes es muy útil en la planeación de la investigación de un emplazamiento. En algunos casos se pueden obtener ahorros sustanciales anticipando problemas que se pueden encontrar más adelante en el programa de exploración.

Reconocimiento

Un ingeniero siempre debe hacer una inspección visual del emplazamiento para obtener información sobre:

1. La topografía general del emplazamiento, la posible existencia de canales de drenaje, tiraderos de basura abandonados y otros materiales presentes en el emplazamiento. Además, la evidencia de deslizamientos de taludes y de grietas de contracción profundas y amplias a intervalos espaciados regularmente puede ser una indicación de un suelo expansivo.
2. La estratificación del suelo en cortes profundos, como los hechos en la construcción de caminos y ferrocarriles cercanos.
3. El tipo de vegetación en el emplazamiento, el cual puede indicar la naturaleza del suelo. Por ejemplo, una cubierta de mezquites en el centro de Texas puede indicar la existencia de arcillas expansivas que pueden ocasionar problemas en la cimentación.
4. Huellas de niveles altos de agua en edificios y estribos de puentes cercanos.
5. Los niveles del agua freática, los cuales se pueden determinar observando pozos cercanos.
6. Los tipos de construcciones vecinas y la existencia de grietas en paredes u otros problemas.

La naturaleza de la estratificación y las propiedades físicas de suelos cercanos también se pueden obtener de reportes disponibles de la exploración del suelo de estructuras existentes.

Investigación del emplazamiento

La fase de investigación del emplazamiento del programa de exploración consiste en planear, efectuar sondeos de prueba y recolectar muestras del suelo a intervalos deseados para su observación subsiguiente y pruebas de laboratorio. La profundidad mínima aproximada requerida de los sondeos se debe predeterminar. La profundidad se puede cambiar durante la operación de perforación, dependiendo del subsuelo encontrado. Para determinar la profundidad mínima aproximada de perforación, los ingenieros se basan en las reglas establecidas por la American Society of Civil Engineers (1972):

1. Se determina el incremento en el esfuerzo efectivo, $\Delta\sigma'$, bajo una cimentación con la profundidad, como se muestra en la figura 2.9. (Las ecuaciones generales para estimar el incremento en el esfuerzo se dan en el capítulo 5.)
2. Se estima la variación del esfuerzo efectivo vertical, σ'_o, con la profundidad.

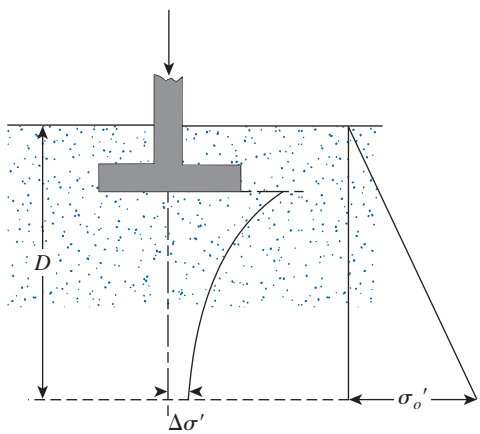


Figura 2.9 Determinación de la profundidad mínima de perforación.

1. Se determina la profundidad, $D = D_1$, en la que el incremento del esfuerzo efectivo $\Delta\sigma'$ es igual a $(1/10)q$ (q = esfuerzo neto estimado sobre la cimentación).
2. Se determina la profundidad, $D = D_2$, en la que $\Delta\sigma'/\sigma'_o = 0.05$.
3. Se elige la menor de las dos profundidades, D_1 y D_2, antes determinadas como la profundidad mínima estimada de perforación requerida, a menos de que se encuentre el lecho de una roca.

Si se aplican las reglas anteriores, las profundidades de perforación para un edificio con un ancho de 30 m será aproximadamente la siguiente, de acuerdo con Sowers y Sowers (1970):

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

Para determinar la profundidad de perforación para hospitales y edificios de oficinas, Sowers y Sowers (1970) también utilizan las reglas siguientes:

- Para edificios ligeros de acero o estrechos de concreto

$$\frac{D_b}{S^{0.7}} = a \tag{2.1}$$

donde

D_b = profundidad de perforación
S = números de pisos
a = 3 si D_b está en metros

- Para edificios pesados de acero o amplios de concreto,

$$\frac{D_b}{S^{0.7}} = b \tag{2.2}$$

donde

b = 6 si D_b está en metros
20 si D_b está en pies

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

En ocasiones las condiciones del subsuelo requieren que la carga de la cimentación se transmita al lecho de roca. La profundidad mínima de perforación para la extracción de núcleos en el lecho de roca es de aproximadamente 3 m. Si el lecho de roca es irregular o está intemperizado, la perforación para la extracción de núcleos puede ser más profunda.

No existen reglas fijas ni simples para determinar el espaciamiento de las perforaciones. En la tabla 2.4 se indican algunas directrices generales. El espaciamiento se puede incrementar o disminuir, dependiendo de la condición del subsuelo. Si varios estratos de suelo son más o menos uniformes y predecibles, se necesitarán menos perforaciones que en estratos de suelo no homogéneos.

www.elsolucionario.org

Tabla 2.4 Espaciamiento aproximado de las perforaciones.

Tipo de proyecto	Espaciamiento (m)
Edificios de muchos pisos	10 - 30
Plantas industriales de un piso	20 - 60
Carreteras	250 - 500
Subdivisión residencial	250 - 500
Presas y diques	40 - 80

Un ingeniero también debe tomar en cuenta el costo final de la estructura al tomar decisiones respecto a la extensión de la exploración de campo. El costo de la exploración en general debe estar entre 0.1 a 0.5% del costo de la estructura. Los sondeos del suelo se pueden realizar mediante varios métodos, como el sondeo con barrena para postes, el sondeo de perforación con lavado, el sondeo de perforación por percusión y el sondeo por perforación rotatoria.

2.13 Perforaciones exploratorias en el campo

La *perforación con barrena* es el método más simple para hacer perforaciones exploratorias. En la figura 2.10 se muestran dos tipos de barrenas manuales, la *barrena para postes* y la *barrena helicoidal*. Las barrenas manuales no se pueden utilizar para excavar agujeros a profundidades que sobrepasen 3 a 5 m. Sin embargo, se pueden emplear para el trabajo de exploración del suelo en algunos caminos y estructuras pequeñas. Existen *barrenas helicoidales eléctricas portátiles* (76 mm a 305 mm en diámetro) para hacer perforaciones más profundas. Las muestras de suelo obtenidas de esas perforaciones están muy alteradas. En algunos suelos no cohesivos o en suelos con baja cohesión, las paredes de las perforaciones no son estables sin algún tipo de soporte, por lo que se utiliza un tubo metálico como *ademe* para evitar que el suelo se derrumbe.

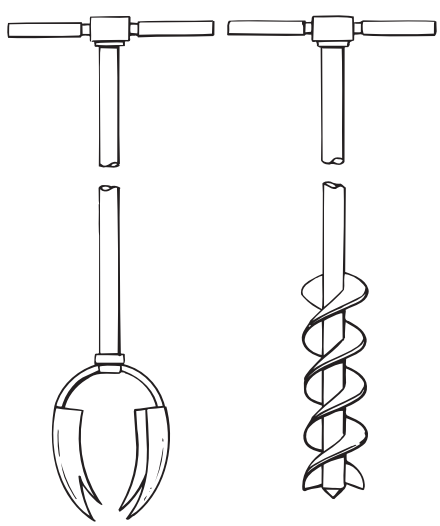


Figura 2.10 Herramientas manuales: a) barrena para postes; b) barrena helicoidal

Cuando se dispone de energía eléctrica, las *barrenas de paso continuo* probablemente sean el método más común para excavar un agujero. La energía para la perforación la suministran equipos montados en un camión o en un tractor. Mediante este método es fácil hacer perforaciones entre 60 a 70 m. Las barrenas de paso continuo están disponibles en secciones de 1 a 2 m con vástago sólido o hueco. Algunas de las barrenas de vástago sólido más comunes tienen diámetros exteriores de 66.68 mm, 82.55 mm, 101.6 mm y 114.3 mm. Las barrenas de vástago hueco disponibles comercialmente tienen dimensiones de 63.5 mm de diámetro interior (DI) y 158.75 mm de diámetro exterior (DE), 69.85 mm de DI y 177.8 mm de DE, 76.2 mm de DI y 203.2 de DE y 82.55 mm de DI y 228.6 mm de DE.

La punta de la barrena se conecta a una cabeza de corte (figura 2.11). Durante la operación de perforación (figura 2.12), se puede agregar una sección a la anterior a la barrena y así profundizar el agujero hacia abajo. Los pasos de las barrenas sacan el suelo suelto del fondo del agujero hacia la superficie. El perforador puede detectar cambios en el tipo de suelo observando los cambios en la velocidad y en el sonido de la perforación. Cuando se utilizan barrenas de vástago sólido, la barrena se debe sacar a intervalos regulares a fin de obtener muestras de suelo y también para realizar otras operaciones como las pruebas de penetración estándar. Las barrenas de vástago hueco tienen una ventaja distintiva sobre las barrenas de vástago sólido en que no se tienen que remover con

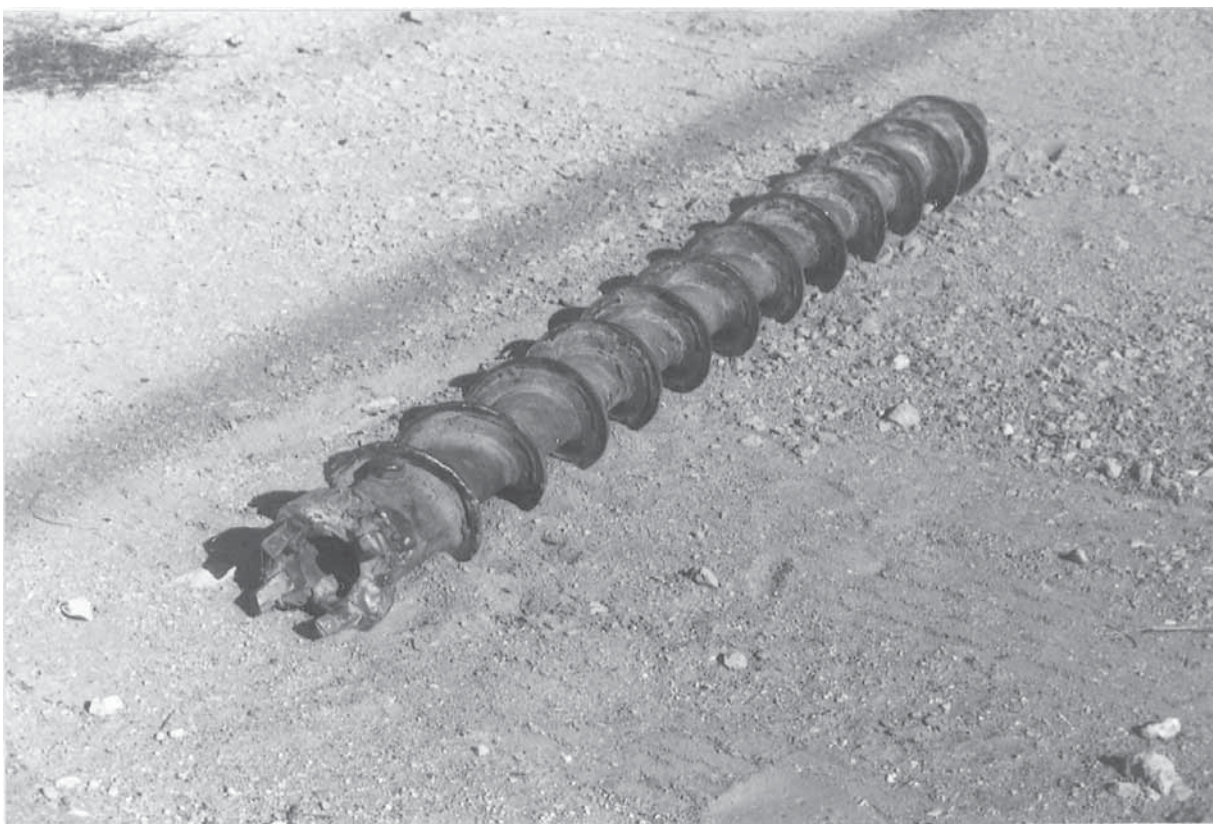


Figura 2.11 Cabeza de corte de punta de carburo de una barrena helicoidal. (*Cortesía de Braja M. Das, Henderson, NV.*)



Figura 2.12 Perforación con barrena de paso continuo. (Danny R. Anderson, ingeniero profesional de Professional Service Industries, Inc., El Paso, Texas.)

frecuencia para efectuar muestreos u otras pruebas. Como se muestra en el esquema de la figura 2.13, el exterior de una barrena de vástago hueco actúa como un ademe.

El sistema de barrena de vástago hueco incluye los componentes siguientes:

Componente exterior: a) secciones huecas de la barrena, b) capacete hueco de la barrena y c) capacete de hincado.
Componente interior: a) conjunto piloto, b) columna de la barra central y c) adaptador de barra a capacete.

La cabeza de la barrena contiene dientes de carburo reemplazables. Durante la perforación, si se deben recolectar muestras de suelo a una cierta profundidad, el conjunto piloto y la barra central se remueven. Luego se inserta el muestreador de suelo a través del vástago hueco de la columna de la barrena.

La *perforación por lavado* es otro método para excavar agujeros. En este método se hinca en el suelo un ademe de aproximadamente 2 a 3 m de longitud. Luego el suelo dentro del ademe se remueve por medio de un trépano de corte conectado a una barra de perforación. Se inyecta agua a través de la barra de perforación y sale a una velocidad muy elevada a través de los agujeros dispuestos en la parte inferior del trépano de corte (figura 2.14). El agua y las partículas desintegradas del suelo ascienden por el agujero taladrado y se derraman en la parte superior del

www.elsolucionario.org

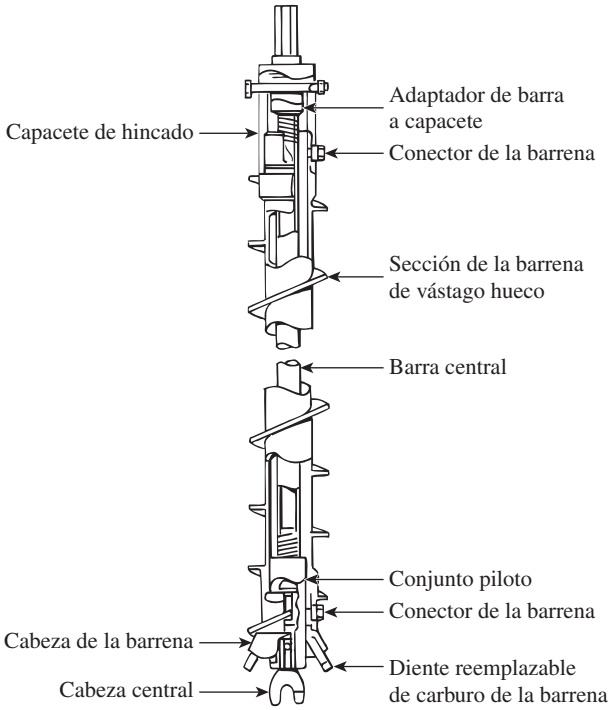


Figura 2.13 Componentes de una barrena de vástago hueco (según la ASTM, 2001). (Norma ASTM D4700-91: Guía estándar para el muestreo de suelo de una zona vadosa. Derechos de autor de la ASTM INTERNATIONAL. Reimpresa con permiso).

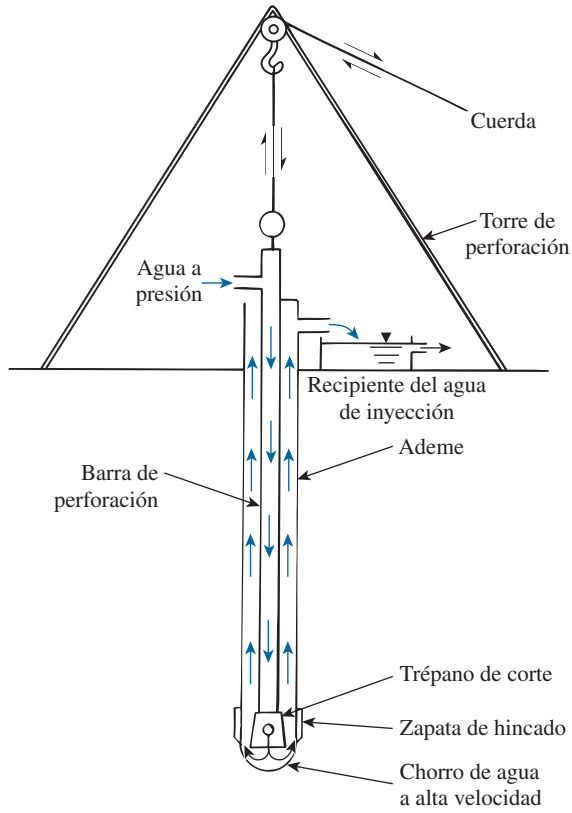


Figura 2.14 Perforación por lavado.

ademe a través de una conexión en T. El agua de lavado se recolecta en un recipiente. El ademe se puede extender con piezas adicionales conforme progresa la perforación; sin embargo, esto no se requiere si la perforación permanecerá abierta y no hay derrumbes. Las perforaciones por lavado no se utilizan en la actualidad en Estados Unidos ni en los países desarrollados.

La *perforación rotatoria* es un procedimiento en el cual trépanos de rápida rotación conectados en la parte inferior de las barras de perforación cortan y muelen el suelo y amplían la perforación. Hay varios tipos de trépanos de perforación. La perforación rotatoria se puede utilizar en arena, arcilla y rocas (a menos que estén muy fisuradas). Agua o *lodo de perforación* se inyecta por las barras de perforación hacia los trépanos y el flujo de retorno saca los recortes a la superficie. Con esta técnica es fácil hacer perforaciones con diámetros de 50 a 203 mm. El lodo de perforación es una lechada de agua y bentonita. En general, se utiliza cuando es probable que las paredes del suelo encontrado se derrumben. Cuando es necesario tomar muestras de suelo, se saca la barra de perforación y el trépano de perforación se reemplaza por un muestreador. En las aplicaciones de perforación medioambientales, la perforación rotatoria con aire se está popularizando.

La *perforación por percusión* es un método alternativo para efectuar una perforación, en particular a través de suelo duro y roca. Un trépano pesado de perforación se sube y baja para cortar el suelo duro. Las partículas de suelo recortado se sacan a la superficie por la circulación de agua. La perforación por percusión puede requerir de un ademe.

2.14 Procedimientos para muestreo del suelo

Durante la exploración subsuperficial se pueden obtener dos tipos de muestras: *alteradas* y *no alteradas*. Las muestras alteradas, pero representativas, se pueden utilizar en general para los tipos siguientes de pruebas de laboratorio:

1. Análisis granulométrico.
2. Determinación de los límites líquido y plástico.
3. Gravedad específica de los sólidos del suelo.
4. Determinación del contenido de humedad.
5. Clasificación del suelo.

Sin embargo, las muestras alteradas de suelo no se pueden utilizar para pruebas de consolidación, permeabilidad hidráulica o de resistencia cortante. Para estos tipos de pruebas de laboratorio se deben obtener muestras no alteradas de suelo. En las secciones 2.15 a 2.18 se describen algunos procedimientos para obtener muestras de suelo durante la exploración de campo.

2.15 Muestreo con media caña

Los muestreadores de media caña se pueden utilizar en el campo para obtener muestras de suelo que en general están alteradas, pero que aún son representativas. En la figura 2.15a se muestra una sección de un *muestreador estándar de media caña*. La herramienta consiste en una zapata de

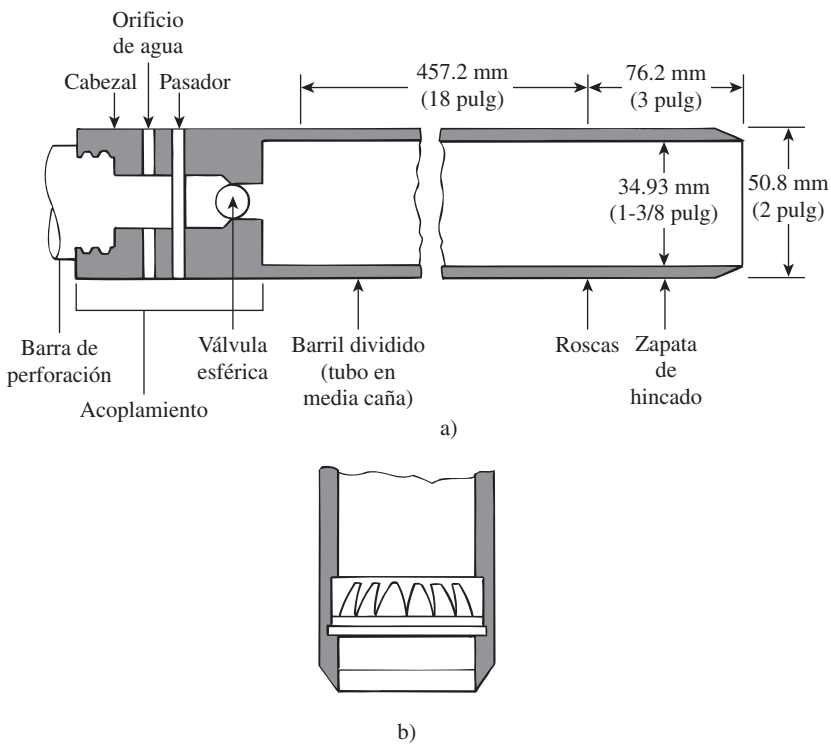


Figura 2.15 a) Muestreador estándar de media caña; b) extractor de núcleos de manantial (canastilla).

hincado de acero, un tubo de acero que está divido longitudinalmente en dos y un acoplamiento en la parte superior. El acoplamiento conecta el muestreador con la barra de perforación. El tubo dividido estándar tiene un diámetro interior de 34.93 mm y un diámetro exterior de 50.8 mm; sin embargo, también están disponibles muestreadores con diámetros interior y exterior de 63.5 mm y 76.2 mm, respectivamente. Cuando una perforación se extiende hasta una profundidad predeterminada, las herramientas de perforación se remueven y el muestreador se introduce hasta el fondo del agujero. El muestreador 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 y por cada golpe el martinete baja una distancia de 0.762 m. Se registra el número de golpes requeridos para una penetración del penetrómetro de tres intervalos de 152.4 mm. El número de golpes requeridos para los dos intermedios intervalos se suman para obtener el *número de penetración estándar*, N, a esa profundidad. A este número en general se le refiere como *valor N* (American Society for Testing and Materials, 2001, Designation D-1586-99). Luego el muestreador se retira y se remueven la zapata y el acoplamiento. Por último, la muestra de suelo recuperada del tubo se coloca en una botella de vidrio y se transporta al laboratorio. Esta prueba de campo se conoce como prueba de penetración estándar (SPT, por sus siglas en inglés). En la figura 2.16a y 216b se presenta un muestreador de media caña sin ensamblar y después de un muestreo.

El grado de alteración de una muestra de suelo se acostumbra expresarse como

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

donde

A_R = relación de áreas (relación del área alterada al área total del suelo)
D_o = diámetro exterior del tubo muestreador
D_i = diámetro interior del tubo muestreador

Cuando la relación de áreas es 10% o menor, la muestra se considera en general no alterada. Para un muestreador estándar de media caña,

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

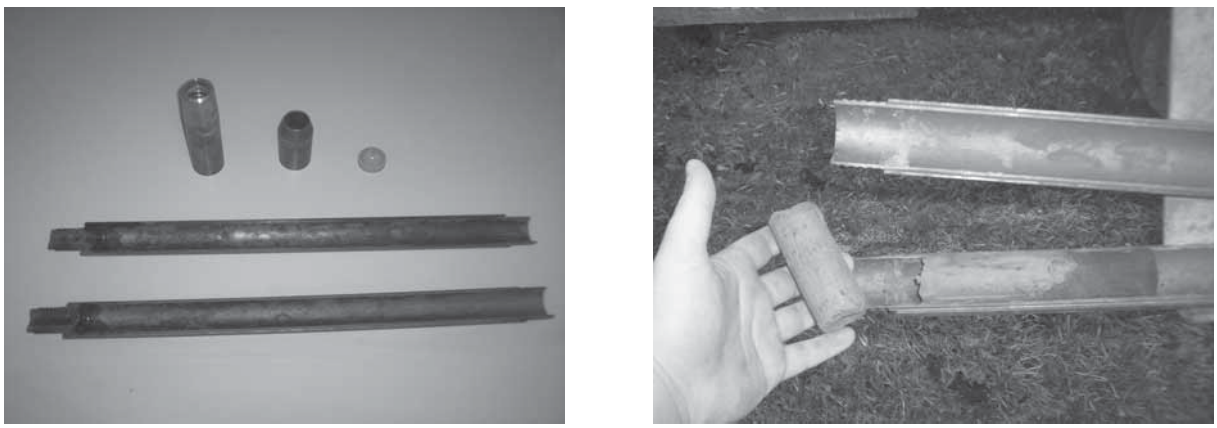


Figura 2.16 a) Muestreador de media caña desarmado; b) después de un muestreo. (*Cortesía de Professional Service Industries, Inc. (PSI), Waukesha, Wisconsin.*)

www.elsolucionario.org

De aquí que estas muestras están altamente alteradas. Las muestras de media caña suelen tomarse a intervalos de aproximadamente 1.5 m. Cuando el material encontrado en el campo es arena (en particular arena fina debajo del nivel freático), la recuperación de la muestra por medio del muestreador de media caña puede dificultarse. En ese caso, se tiene que colocar un dispositivo conocido como *extractor de núcleos de manantial* en el interior de la media caña (figura 2.15b).

En este punto es importante destacar que varios factores contribuyen a la variación del número de penetración estándar N a una profundidad dada para perfiles de suelo similares. Entre estos factores se encuentran la eficiencia del martinete SPT, el diámetro de la perforación, el método de muestreo y la longitud de la barra (Skempton, 1986; Seed y colaboradores, 1985). La eficiencia energética del martinete SPT se puede expresar así:

$$E_r(\%) = \frac{\text{energía total del martinete al muestreador}}{\text{energía de entrada}} \times 100 \tag{2.4}$$

$$\text{Energía teórica de entrada} = W\,h \tag{2.5}$$

donde

W = peso del martinete ≈ 0.623 kN
h = altura de caída ≈ 0.76 mm

Por lo tanto,

$$Wh = (0.623)(0.76) = 0.474 \text{ kN-m}$$

En el campo, la magnitud de E_r puede variar de 30 a 90%. La práctica estándar actual en Estados Unidos es expresar el valor N para una relación energética promedio de 60% ($\approx N_{60}$). Así pues, la corrección por los procedimientos de campo y con base en las observaciones de campo parece razonable para estandarizar el número de penetración estándar como una función de la energía de entrada de hincado y su disipación alrededor del muestreador hacia el suelo circundante, o

$$N_{60} = \frac{N\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R}{60} \tag{2.6}$$

donde

N_{60} = número de penetración estándar, corregido por las condiciones en el campo
N = número de penetración medido
η_H = eficiencia del martinete (%)
η_B = corrección por el diámetro de la perforación
η_S = corrección del muestreador
η_R = corrección por longitud de la barra

Las variaciones de η_H, η_B, η_S y η_R con base en recomendaciones de Seed y colaboradores (1985) y Skempton (1986) se resumen en la tabla 2.5.

Correlaciones para N_{60} en suelo cohesivo

Además de obligar al ingeniero geotécnico a obtener muestras de suelos, las pruebas de penetración estándar proporcionan varias correlaciones útiles. Por ejemplo, la consistencia de suelos arcillosos se puede estimar a partir del número de penetración estándar, N_{60}. A fin de lograr eso, Szechy y Vargi (1978) calcularon el *índice de consistencia* (IC) como

Tabla 2.5 Variación de η_H, η_B, η_S, y η_R [Ec. (2.6)].

1. Variación de η_H

País	Tipo de martinete	Liberación del martinete	η_H (%)
Japón	Toroide	Caída libre	78
	Toroide	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	De seguridad	Cuerda y polea	60
	Toroide	Cuerda y polea	45
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45
China	Toroide	Caída libre	60
	Toroide	Cuerda y polea	50

2. Variación de η_B

Diámetro, mm	η_B
60-120	1
150	1.05
200	1.15

3. Variación de η_S

Variable	η_S
Muestreador estándar	1.0
Con recubrimiento para arena y arcilla densas	0.8
Con recubrimiento para arena suelta	0.9

4. Variación de η_R

Longitud de la barra, m	η_R
> 10	1.0
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

$$\text{IC} = \frac{\text{LL} - w}{\text{LL} - \text{LP}} \tag{2.7}$$

donde

w = contenido natural de humedad
LL = límite líquido
LP = límite de plasticidad

La correlación aproximada entre IC, N_{60} y la resistencia a la compresión simple (q_u) se da en la tabla 2.6.

Hara y colaboradores (1971) también sugieren la correlación siguiente entre la resistencia al corte no drenada de arcilla (c_u) y N_{60}:

$$\frac{c_u}{p_a} = 0.29 N_{60}^{0.72} \tag{2.8}$$

donde p_a = presión atmosférica (≈ 100 kN/m^2; $\approx 2\,000$ lb/pulg^2).

Tabla 2.6 Correlación aproximada entre IC, N_{60}, y q_u.

Número de penetración estándar, N_{60}	Consistencia	CI	Resistencia a la compresión simple, q_u (kN/m^2)
< 2	Muy blanda	< 0.5	< 25
2-8	Blanda	0.5-0.75	25-80
8-15	Media	0.75-1.0	80-150
15-30	Firme	1.0-1.5	150-400
> 30	Muy firme	> 1.5	> 400

La relación de sobreconsolidación, OCR, de un depósito natural de arcilla también se puede correlacionar con el número de penetración estándar. Con base en el análisis de regresión de 110 puntos de datos, Mayne y Kemper (1988) obtuvieron la relación:

$$\text{OCR} = 0.193\left(\frac{N_{60}}{\sigma'_o}\right)^{0.689} \tag{2.9}$$

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

Es importante destacar que cualquier correlación entre c_u, OCR y N_{60} sólo es aproximada.

Correlación para N_{60} en suelo granular

En suelos granulares, el valor de N se afecta por la presión de sobrecarga efectiva, σ'_o. Por esa razón, el valor de N_{60} obtenido en la exploración de campo ante presiones de sobrecarga efectiva diferentes se debe cambiar para que corresponda a un valor estándar de σ'_o Es decir,

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \tag{2.10}$$

donde

$(N_1)_{60}$ = valor de N_{60} corregido a un valor estándar de σ'_o[100 kN/m^2(200 lb/pie^2)]
C_N = factor de corrección
N_{60} = valor de N obtenido de la exploración de campo [ecuación (2.6)]

En el pasado se propuso una variedad de relaciones empíricas para C_N. A continuación se dan algunas. Las relaciones más comúnmente citadas son las de Liao y Whitman (1986) y Skempton (1986).

En las relaciones siguientes para C_N, observe que σ'_o es la presión de sobrecarga efectiva y p_a = presión atmosférica ($\approx$ 100 kN/m^2).

Relación de Liao y Whitman (1986):

$$C_N = \left[\frac{1}{\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)}\right]^{0.5} \tag{2.11}$$

Relación de Skempton (1986):

$$C_N = \frac{2}{1 + \left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)} \quad \text{(para arena fina normalmente consolidada)} \tag{2.12}$$

$$C_N = \frac{1.7}{2 + \left(\frac{\sigma'_o}{p}\right)} \quad \text{(para arena gruesa normalmente consolidada)} \tag{2.13}$$

www.elsolucionario.org

$$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)} \quad \text{(para arena sobreconsolidada)} \tag{2.14}$$

Relación de Seed y colaboradores (1975):

$$C_N = 1 - 1.25 \log\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right) \tag{2.15}$$

Relación de Peck y colaboradores (1974):

$$C_N = 0.77 \log\left[\frac{20}{\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)}\right] \left(\text{para } \frac{\sigma'_o}{p_a} \geq 0.25\right) \tag{2.16}$$

Relación de Bazaraa (1967):

$$C_N = \frac{4}{1 + 4\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)} \left(\text{para } \frac{\sigma'_o}{p_a} \leq 0.75\right) \tag{2.17}$$

$$C_N = \frac{4}{3.25 + \left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)} \left(\text{para } \frac{\sigma'_o}{p_a} > 0.75\right) \tag{2.18}$$

En la tabla 2.7 se muestra la comparación de C_N deducida utilizando varias de las relaciones citadas antes. Se puede observar que la magnitud del factor de correlación estimado empleando cualquiera de las relaciones es aproximadamente el mismo, considerando las incertidumbres comprendidas al realizar las pruebas de penetración estándar. Por consiguiente, en todos los cálculos se recomienda utilizar la ecuación (2.11).

Tabla 2.7 Variación de C_N.

	C_N						
$\frac{\sigma'_o}{p_a}$	Ecuación (2.11)	Ecuación (2.12)	Ecuación (2.13)	Ecuación (2.14)	Ecuación (2.15)	Ecuación (2.16)	Ecuaciones (2.17) y (2.18)
0.25	2.00	1.60	1.33	1.78	1.75	1.47	2.00
0.50	1.41	1.33	1.20	1.17	1.38	1.23	1.33
0.75	1.15	1.14	1.09	1.17	1.15	1.10	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.94
1.50	0.82	0.80	0.86	0.77	0.78	0.87	0.84
2.00	0.71	0.67	0.75	0.63	0.62	0.77	0.76
3.00	0.58	0.50	0.60	0.46	0.40	0.63	0.65
4.00	0.50	0.40	0.60	0.36	0.25	0.54	0.55

Correlación entre N_{60} y la densidad relativa de un suelo granular

En la tabla 2.8 se proporciona una relación aproximada entre el número de penetración estándar y la densidad relativa de una arena. Los valores son aproximados principalmente debido a que la presión de sobrecarga efectiva y la historia del esfuerzo del suelo afectan de manera significativa los valores de N_{60} de la arena. Kulhawy y Mayne (1990) modificaron la relación empírica para la densidad relativa propuesta por Marcuson y Bieganousky (1977), que se puede expresar como

$$D_r(\%) = 12.2 + 0.75\left[222N_{60} + 2311 - 711\text{OCR} - 779\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right) - 50C_u^2\right]^{0.5} \quad (2.19)$$

donde

D_r = densidad relativa
σ'_o = presión de sobrecarga efectiva
C_u = coeficiente de uniformidad de la arena

$$\text{OCR} = \frac{\text{presión de preconsolidación, } \sigma'_c}{\text{presión de sobrecarga efectiva, } \sigma'_o}$$

p_a = presión atmosférica

Meyerhof (1957) desarrolló la correlación siguiente entre D_r y N_{60}:

$$N_{60} = \left[17 + 24\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)\right]D_r^2$$

o

$$D_r = \left\{\frac{N_{60}}{\left[17 + 24\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)\right]}\right\}^{0.5} \quad (2.20)$$

La ecuación (2.20) proporciona una estimación razonable sólo para arena de grano medio a fina limpia.

Cubrinovski e Ishihara (1999) también propusieron una correlación entre N_{60} y la densidad relativa de la arena (D_r) que es:

$$D_r(\%) = \left[\frac{N_{60}\left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}\right)^{1.7}}{9}\left(\frac{1}{\frac{\sigma'_o}{p_a}}\right)\right]^{0.5}(100) \quad (2.21)$$

Tabla 2.8 Relación entre los valores corregidos $(N_1)_{60}$ y la densidad relativa en arenas.

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

donde

p_a = presión atmosférica (≈ 100 kN/m^2)
D_{50} = tamaño de malla por la cual pasará 50% del suelo (mm)

Kulhawy y Mayne (1990) correlacionaron el número de penetración estándar corregido y la densidad relativa de la arena en la forma siguiente:

$$D_r(\%) = \left[\frac{(N_1)_{60}}{C_p C_A C_{OCR}}\right]^{0.5} (100) \tag{2.22}$$

donde

$$C_p = \text{factor de correlaciones del tamaño de grano} = 60 + 25 \log D_{50} \tag{2.23}$$

$$C_A = \text{factor de correlación por envejecimiento} = 1.2 + 0.05 \log\left(\frac{t}{100}\right) \tag{2.24}$$

$$C_{OCR} = \text{factor de correlación por sobreconsolidación} = \text{OCR}^{0.18} \tag{2.25}$$

D_{50} = diámetro a través del cual pasará 50% del suelo (mm)
t = edad del suelo desde su depósito (años)
OCR = relación de sobreconsolidación

Correlación entre el ángulo de fricción y el número de penetración estándar

El ángulo de fricción interna, ϕ', de un suelo granular también se ha correlacionado con N_{60} o $(N_1)_{60}$ por varios investigadores. Algunas de estas correlaciones son:

1. Peck, Hanson y Thornburn (1974) dan una correlación entre N_{60} y ϕ' en una forma gráfica, que se puede aproximar como (Wolff, 1989):

$$\phi'(\text{grados}) = 27.1 + 0.3N_{60} - 0.00054[N_{60}]^2 \tag{2.26}$$

2. Schmertmann (1975) proporcionó la correlación entre N_{60}, σ'_o y ϕ'. Matemáticamente, la correlación se puede aproximar con (Kulhawy y Mayne, 1990):

$$\phi' = \tan^{-1}\left[\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)}\right]^{0.34} \tag{2.27}$$

donde

N_{60} = número de penetración estándar de campo
σ'_o = presión de sobrecarga efectiva
p_a = presión atmosférica en las mismas unidades que σ'_o
ϕ' = ángulo de fricción del suelo

www.elsolucionario.org

3. Hatanaka y Uchida (1996) propusieron una correlación simple entre ϕ' y $(N_1)_{60}$ que se puede expresar como

$$\phi' = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20 \tag{2.28}$$

Se deben observar las restricciones siguientes cuando se utilicen los valores de la resistencia a la penetración estándar en las correlaciones anteriores para estimar parámetros de suelos:

1. Las ecuaciones son aproximadas.
2. Debido a que el suelo no es homogéneo, los valores de N_{60} obtenidos de una perforación dada varían considerablemente.
3. En depósitos de suelo que contengan grandes boleos y grava, los números de penetración estándar pueden ser erráticos y no confiables.

Aunque es aproximada, con una interpretación correcta la prueba de penetración estándar proporciona una buena evaluación de las propiedades del suelo. Las fuentes primarias de error en las pruebas de penetración estándar son la limpieza inadecuada de la perforación, medición sin cuidado del conteo de golpes, golpes excéntricos del martinete sobre la barra de perforación y mantenimiento inadecuado de la carga de agua en la perforación.

Correlación entre el módulo de elasticidad y el número de penetración estándar

El módulo de elasticidad de suelos granulares (E_s) es un parámetro importante para estimar el asentamiento elástico de cimentaciones. Una estimación de primer orden de E_s la proporcionaron Kulhawy y Mayne (1990) como

$$\frac{E_s}{p_a} = \alpha N_{60} \tag{2.29}$$

donde

$p_a =$ presión atmosférica (mismas unidades que E_s)

$$\alpha = \begin{cases} 5 \text{ para arenas con finos} \\ 10 \text{ para arena limpia normalmente consolidada} \\ 15 \text{ para arena limpia sobreconsolidada} \end{cases}$$

2.16 Muestreo con cucharón escarbador

Cuando los depósitos de suelo están mezclados con guijarros, la obtención de muestras con media caña con un extractor de núcleos de manantial puede que no sea posible debido a que los guijarros evitan que los resortes se cierren. En esos casos, se puede utilizar un cucharón escarbador para obtener muestras representativas alteradas (figura 2.17). El cucharón escarbador tiene una punta de hincado y puede unirse a una barra de perforación. El muestreador se hinca en el suelo y gira, y el suelo que se desprendió de las paredes cae dentro del cucharón.

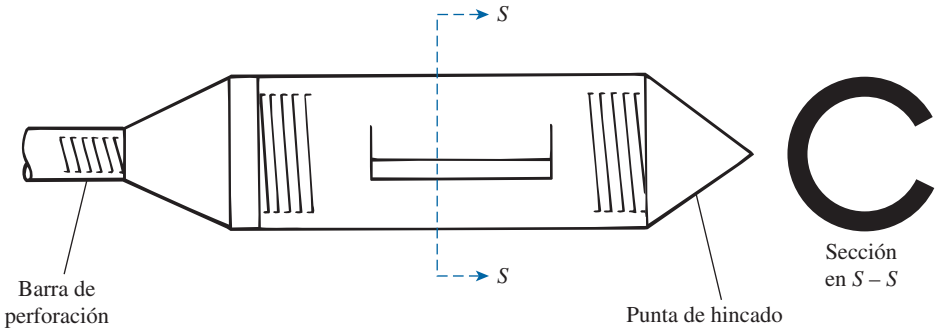


Figura 2.17 Cucharón escarbador.

2.17 Muestreo con tubo de pared delgada

A los tubos de pared delgada se les refiere como *tubos Shelby*. Están hechos de acero sin costuras y se utilizan con frecuencia para obtener suelos arcillosos inalterados. Los muestreadores de tubo de pared delgada más comunes tienen diámetros exteriores de 50.8 y 76.2 mm. El extremo inferior del tubo está afilado. Los tubos se pueden unir a barras de perforación (figura 2.18). La barra de perforación con el muestreador unido se baja hasta el fondo de la perforación y el muestreador se empuja sobre el suelo. Luego se saca la muestra de suelo dentro del tubo. Los dos extremos se sellan y el muestreador se envía al laboratorio para realizar las pruebas correspondientes. En la figura 2.19 se muestra la secuencia de muestreo con un tubo de pared delgada en el campo.

Las muestras obtenidas de esta manera se pueden emplear para efectuar pruebas de consolidación o de corte. Un tubo de pared delgada con un diámetro exterior de 50.8 mm (2 pulg) tiene un diámetro interior de aproximadamente 47.63 mm ($1\frac{7}{8}$ pulg). La relación 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 también aumenta el costo de obtenerlas.

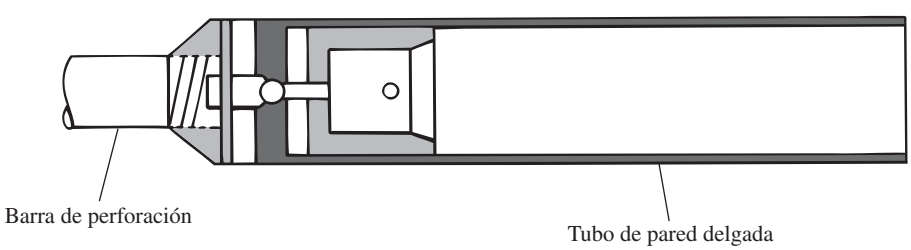
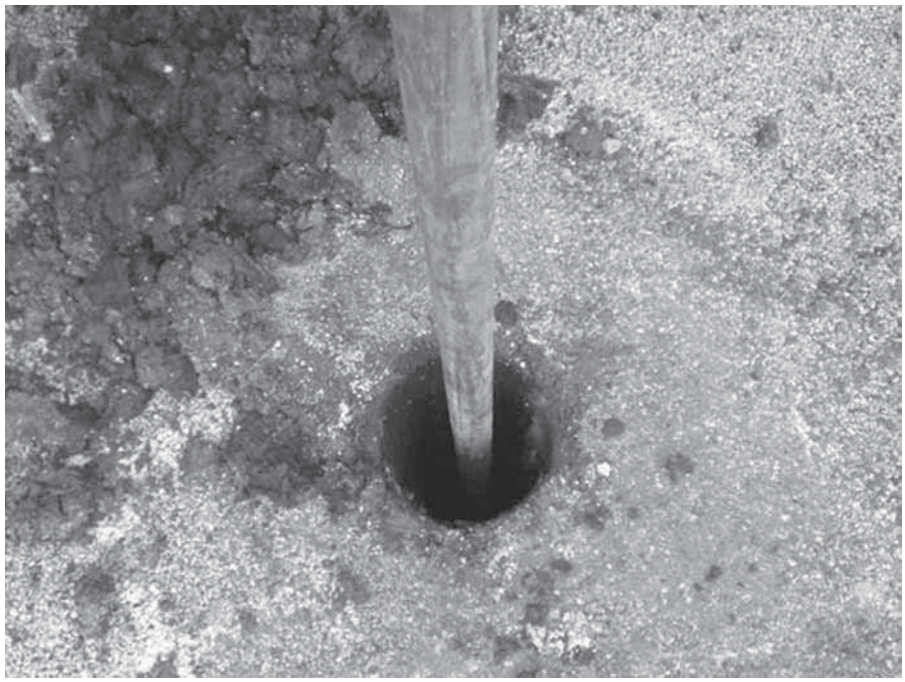


Figura 2.18 Tubo de pared delgada.



a)



b)

Figura 2.19 Muestreo con un tubo de pared delgada: a) colocación del tubo a la barra de perforación; b) muestreador de tubo hincado en el suelo. (*Cortesía de Khaled Sobhan, Florida Atlantic University, Boca Ratón, Florida*.)

www.elsolucionario.org



c)

Figura 2.19 (*continuación*) c) Recuperación de una muestra de suelo. (*Cortesía de Khaled Sobhan, Florida Atlantic University, Boca Ratón, Florida*.)

2.18 Muestreo con muestreador de pistón

Cuando las muestras inalteradas de suelo son muy suaves o mayores que 76.2 mm de diámetro, tienden a salirse del muestreador y en estas condiciones los muestreadores de pistón son particularmente útiles. Existen varios tipos de muestreadores de pistón; sin embargo, el muestreador propuesto por Osterberg (1952) es el más útil (consulte las figuras 2.20a y 2.20b). El muestreador de Osterberg consiste en un tubo de pared delgada con un pistón. Inicialmente, el pistón cierra el extremo del tubo. El muestreador se baja al fondo de la perforación (figura 2.20a) y el tubo se hinca hidráulicamente en el suelo, más allá del pistón. Luego se libera la presión a través de un agujero en la barra del pistón (figura 2.20b). En gran medida, la presencia del pistón evita 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 de esta manera están menos alteradas que las que se obtienen con los tubos Shelby.

2.19 Observación de los niveles de agua freática

La presencia de agua freática cerca de una cimentación afecta de manera considerable la capacidad de carga de la cimentación y su asentamiento, 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.

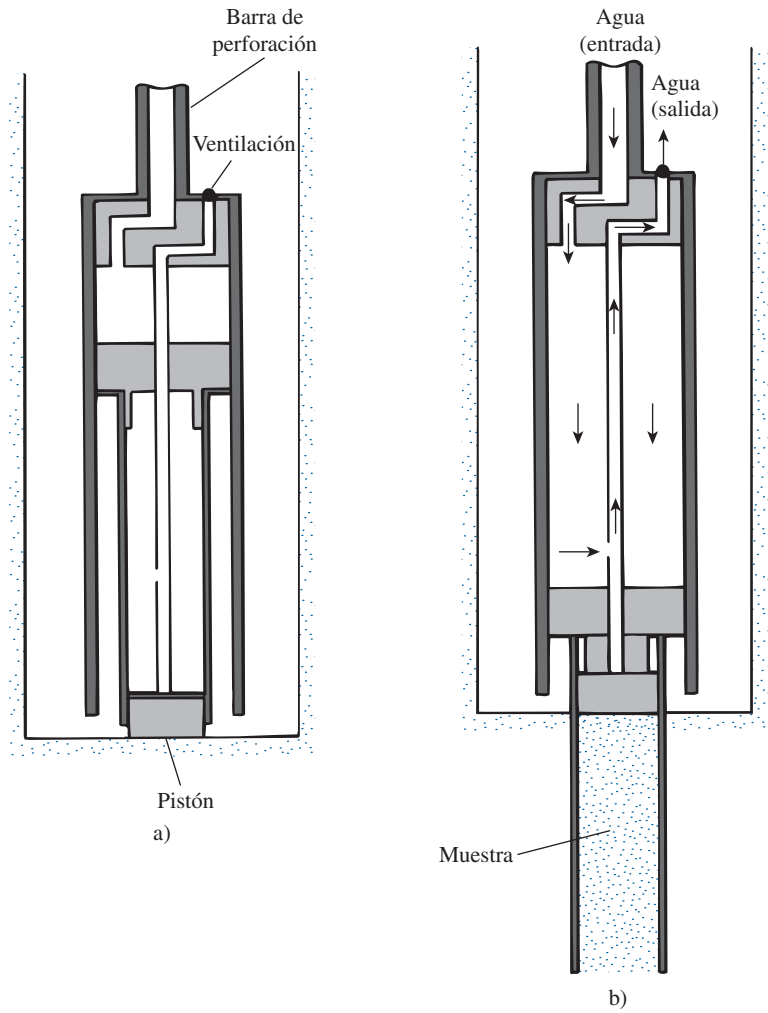


Figura 2.20 Muestreador de pistón: a) muestreador en el fondo de la excavación, b) tubo hincado hidráulicamente en el suelo.

Se debe registrar si se encuentra agua en una perforación durante una exploración de campo. En suelos con permeabilidad hidráulica alta, el nivel de agua en una perforación se estabilizará en aproximadamente 24 horas después de terminada la perforación. Entonces la profundidad del nivel del agua se puede registrar bajando una cadena o una cinta en la perforación.

En estratos altamente impermeables, el nivel del agua en una perforación quizá no se estabilice en varias semanas. En esos casos, si se requieren mediciones precisas del nivel del agua, se puede utilizar un *piezómetro*, que básicamente consiste en una piedra porosa o en un tubo perforado con una bureta de plástico conectada a él. En la figura 2.21 se muestra la localización general de un piezómetro en una perforación. Este procedimiento permitirá una verificación periódica hasta que se estabilice el nivel del agua.

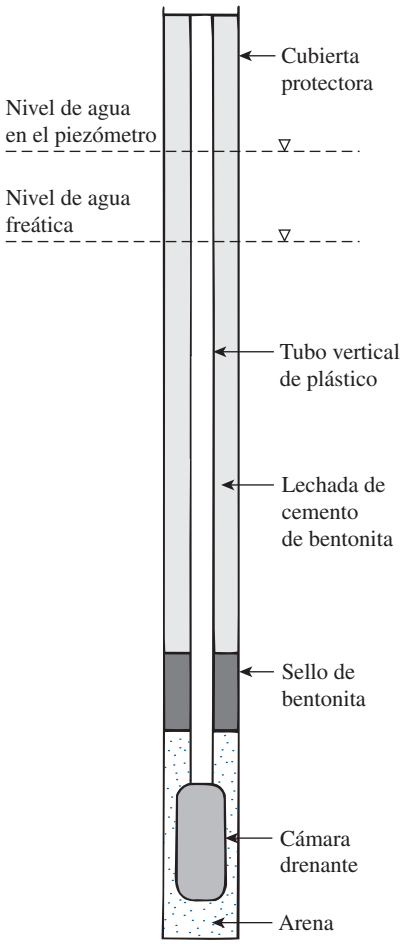


Figura 2.21 Piezómetro de tipo Casagrande. (*Cortesía de N. Sivakugan, James Cook University, Australia.*)

2.20 Prueba de corte con veleta

La *prueba de corte con veleta* (ASTM D-2573) se puede utilizar durante la operación de perforación para determinar *in situ* la resistencia cortante no drenada (c_u) de suelos arcillosos, en particular de arcillas blandas. El dispositivo de corte con veleta consiste de cuatro paletas en el extremo de una barra, como se muestra en la figura 2.22. La altura, H, de la veleta mide dos veces el diámetro, D. La veleta puede ser rectangular o bien ahusada (consulte la figura 2.22). Las dimensiones de las veletas utilizadas en el campo se indican en la tabla 2.9. Las veletas del aparato se hincan en el suelo en el fondo de una excavación sin alterar el suelo de manera apreciable. Se aplica un momento de torsión en la parte superior de la barra para girar las veletas a una velocidad estándar de 0.1°/s. Esta rotación inducirá la falla en un suelo de forma cilíndrica que rodea a las veletas. Se mide el momento de torsión máximo, T, aplicado para ocasionar la falla. Observe que

$$T = f(c_u, H \text{ y } D) \tag{2.30}$$

www.elsolucionario.org

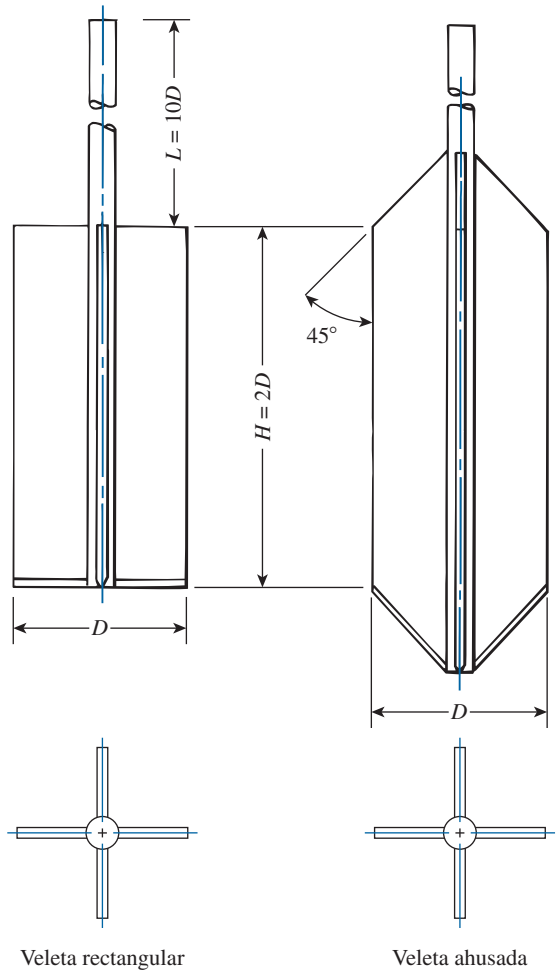


Figura 2.22 Geometría de la veleta de campo (según la ASTM, 2001). (Anual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08. Derechos de autor de la ASTM INTERNATIONAL. Reimpresa con permiso.)

o

$$c_u = \frac{T}{K} \tag{2.31}$$

donde

T está en N · m, c_u está en kN/m^2 y
K = una constante con una magnitud que depende de la dimensión y forma de la veleta

La constante

$$K = \left(\frac{\pi}{10^6}\right)\left(\frac{D^2H}{2}\right)\left(1 + \frac{D}{3H}\right) \tag{2.32a}$$

Tabla 2.9 Dimensiones recomendadas de la ASTM de veletas de campo[a]. (Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08. Derechos de autor de la ASTM INTERNATIONAL. Reimpresa con permiso.)

Tamaño del ademe	Diámetro, D mm	Altura, D mm	Espesor de la paleta mm	Diámetro de la barra mm
AX	38.1	76.2	1.6	12.7
BX	50.8	101.6	1.6	12.7
NX	63.5	127.0	3.2	12.7
101.6 mm[b]	92.1	184.1	3.2	12.7

[a]La selección del tamaño de la veleta está directamente relacionado con la consistencia del suelo que se prueba; es decir, entre más suave, mayor será el diámetro de la veleta.
[b]Diámetro interior.

donde

D = diámetro de la veleta en cm
H = altura medida de la veleta en cm

Si $H/D = 2$, la ecuación (2.32a) da

$$K = 366 \times 10^{-8} \underset{\uparrow}{D^3} \quad \text{(cm)} \tag{2.32b}$$

En unidades inglesas, si c_u y T en la ecuación (2.31) están expresadas en lb/pie^2 y lb-pie, respectivamente, entonces

$$K = \left(\frac{\pi}{1728}\right)\left(\frac{D^2H}{2}\right)\left(1 + \frac{D}{3H}\right) \tag{2.33a}$$

Si $H/D = 2$, la ecuación (2.33a) da

$$K = 0.0021 \underset{\uparrow}{D^3} \quad \text{(pulg)} \tag{2.33b}$$

Las pruebas de corte con veleta son moderadamente rápidas y económicas y se utilizan ampliamente en programas de exploración de suelos en campo. La prueba proporciona buenos resultados en arcillas suaves y medio compactas y también da resultados excelentes al determinar las propiedades de arcillas sensitivas.

Las fuentes de errores significativos en la prueba de corte con veleta en campo son una mala calibración del par de torsión aplicado y veletas dañadas. Otros errores se cometen si la velocidad de rotación de la veleta no se controla debidamente.

Para fines de diseño real, 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 se corrijan de acuerdo con la ecuación:

$$c_{u(\text{corregida})} = \lambda c_{u(\text{VST})} \tag{2.34}$$

donde λ = factor de corrección.

Previamente se han dado varias correlaciones para el factor de corrección λ, pero la de uso más común es la propuesta por Bjerrum (1972), que tiene la forma siguiente:

$$\lambda = 1.7 - 0.54 \log[\text{IP}(\%)] \tag{2.35a}$$

Morris y Williams (1994) proporcionaron las correlaciones siguientes:

$$\lambda = 1.18e^{-0.08(\text{IP})} + 0.57 \text{ (para IP} > 5) \tag{2.35b}$$

$$\lambda = 7.01e^{-0.08(\text{LL})} + 0.57 \text{ (donde LL está en \%)} \tag{2.35c}$$

La resistencia al corte con veleta en campo se puede correlacionar con la presión de preconsolidación y con la relación de sobreconsolidación de una arcilla. Utilizando 343 puntos de datos, Mayne y Mitchell (1988) dedujeron la relación empírica siguiente para estimar la presión de preconsolidación de un depósito natural de arcilla:

$$\sigma'_c = 7.04[c_{u(\text{campo})}]^{0.83} \tag{2.36}$$

Aquí,

σ'_c = presión de preconsolidación (kN/m^2)
$c_{u(\text{campo})}$ = resistencia al corte con veleta de campo (kN/m^2)

La relación de sobreconsolidación, OCR, también se puede correlacionar con $c_{u(\text{campo})}$ de acuerdo con la ecuación

$$\text{OCR} = \beta \frac{c_{u(\text{campo})}}{\sigma'_o} \tag{2.37}$$

donde σ'_o = presión de sobrecarga efectiva.

Las magnitudes de β desarrolladas por varios investigadores son las siguientes:

- Mayne y Mitchell (1988):

$$\beta = 22[\text{IP}(\%)]^{-0.48} \tag{2.38}$$

- Hansbo (1957):

$$\beta = \frac{222}{w(\%)} \tag{2.39}$$

- Larsson (1980):

$$\beta = \frac{1}{0.08 + 0.0055(\text{IP})} \tag{2.40}$$

www.elsolucionario.org

2.21 Prueba de penetración del cono

La prueba de penetración del cono (CPT), originalmente conocida como prueba de penetración con cono holandés, es un método preciso y versátil que se puede utilizar para determinar los materiales en un perfil de suelo y estimar sus propiedades ingenieriles. La prueba también se denomina *prueba de penetración estática* y no son necesarias perforaciones para llevarla a cabo. En la versión original, un cono a 60° con un área base de 10 cm^2 se hincaba a una velocidad constante de 20 mm/s y se medía la resistencia a la penetración (denominada resistencia de punta).

Los penetrómetros de cono actuales 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 horizontalmente 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.

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

1. *Penetrómetro de cono de fricción mecánico* (figura 2.23). La punta de este penetrómetro está conectada a un conjunto interior de barras. La punta se empuja primero aproximadamente 40 mm, dando la resistencia de cono. Con un empuje adicional, la punta acciona el manguito

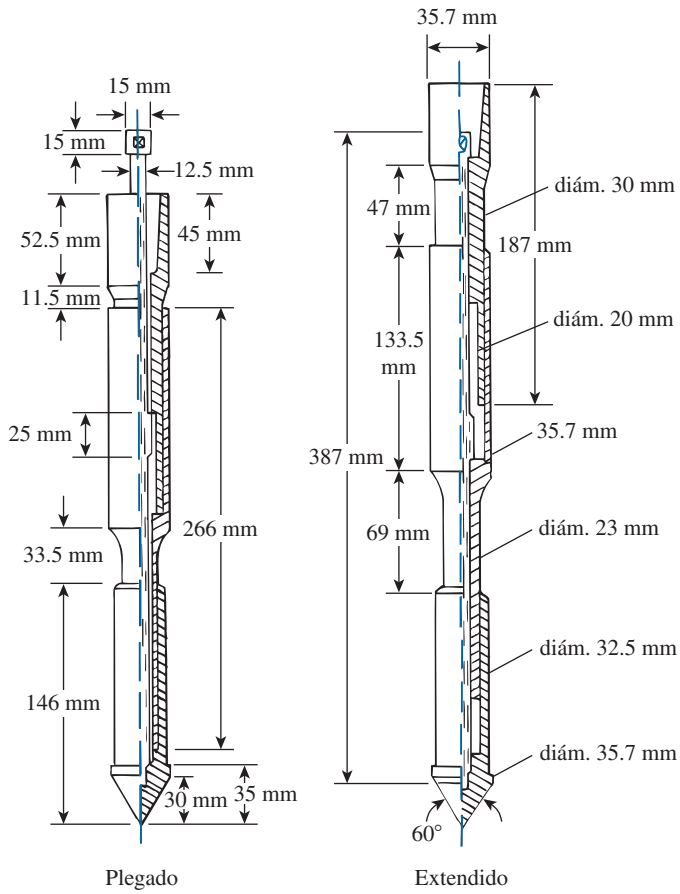
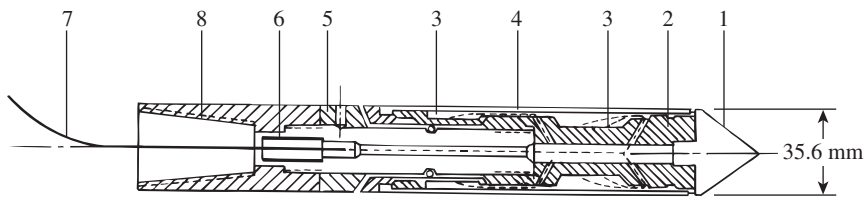


Figura 2.23 Penetrómetro de cono de fricción mecánico (según la ASTM, 2001). (Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.48. Derechos de autor de la ASTM INTERNATIONAL. Reimpresa con permiso.)

de fricción. 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.

2. *Penetrómetro de cono de fricción eléctrico* (figura 2.24). La punta de este penetrómetro está unida a un grupo de barras de acero. La punta se empuja en el terreno a una velocidad de 20 mm/s. Los cables de los transductores se pasan por el centro de las barras y miden continuamente las resistencias de cono y lateral. En la figura 2.25 se muestra una fotografía de un penetrómetro de cono de fricción eléctrico.



1 Punta cónica (10 cm^2)
2 Celda de carga
3 Extensómetro
4 Manguito de fricción (150 cm^2)
5 Anillo de ajuste
6 Buje impermeable
7 Cable
8 Conexión con barras

Figura 2.24 Penetrómetro de cono de fricción eléctrico (según la ASTM, 2001). (Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08. Derechos de autor de la ASTM INTERNATIONAL. Reimpresa con permiso.)

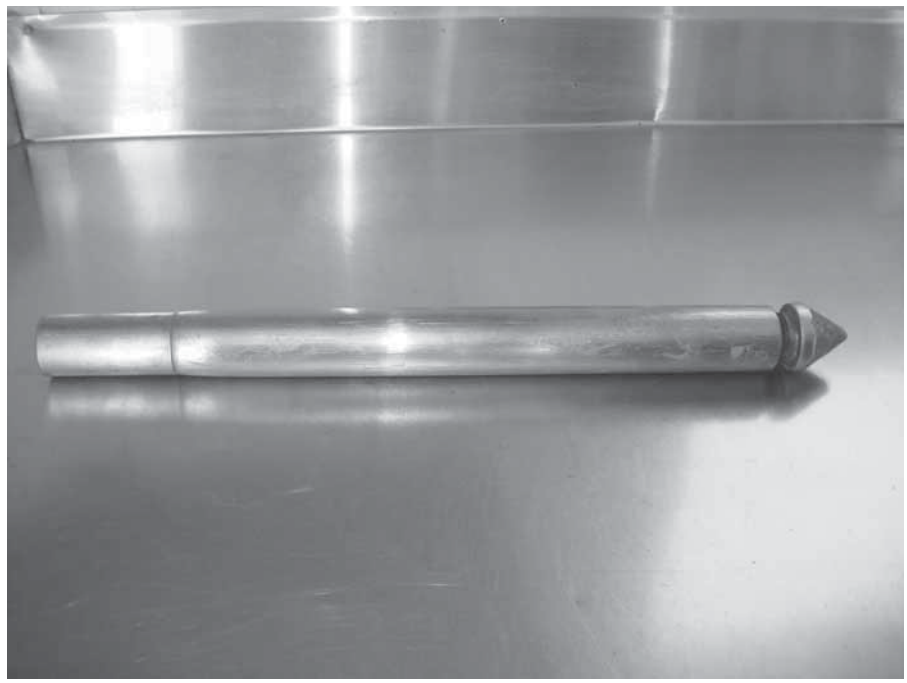


Figura 2.25 Fotografía de un penetrómetro de cono de fricción eléctrico. (*Cortesía de Sanjeev Kumar, Southern Illinois University, Carbondale, Illinois*.)

En la figura 2.26 se muestra la secuencia de una prueba con cono de penetración en el campo. En la figura 2.26a se muestra el equipo de un penetrómetro de cono de penetración (CPT) montado en un camión. Un ariete hidráulico ubicado dentro del camión empuja el cono en el terreno. En la figura 2.26b se muestra el penetrómetro de cono en el camión colocado en una ubicación elegida. En la figura 2.26c se muestra el progreso del CPT.



a)



b)

Figura 2.26 Prueba de penetración de cono en el campo: a) equipo CPT montado; b) penetrómetro de cono colocado en una ubicación elegida. (*Cortesía de Sanjeev Kumar, Southern Illinois University, Carbondale, Illinois*.)

www.elsolucionario.org



Figura 2.26 (*continuación*) c) prueba en progreso. (*Cortesía de Sanjeev Kumar, Southern Illinois University, Carbondale, Illinois*.)

En la figura 2.27 se muestran los resultados de una prueba en un perfil de suelo con medición de la fricción por un penetrómetro de cono de fricción eléctrico.

Se han desarrollado varias correlaciones útiles para estimar las propiedades de suelos encontrados durante un programa de exploración, para la resistencia de punta (q_c) y la relación de fricción (F_r) obtenidas a partir de las pruebas de penetración del cono. La relación de fricción se define como

$$F_r = \frac{\text{resistencia por fricción}}{\text{resistencia del cono}} = \frac{f_c}{q_c} \tag{2.41}$$

En un estudio más reciente en varios suelos en Grecia, Anagnostopoulos y colaboradores (2003) expresaron F_r como

$$F_r(\%) = 1.45 - 1.36 \log D_{50} \text{ (cono eléctrico)} \tag{2.42}$$

y

$$F_r(\%) = 0.7811 - 1.611 \log D_{50} \text{ (cono mecánico)} \tag{2.43}$$

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

El D_{50} para suelos sobre los cuales se han desarrollado las ecuaciones (2.42) y (2.43) y que varían entre 0.001 mm y aproximadamente 10 mm.

Al igual que el caso de las pruebas de penetración estándar, se han desarrollado varias ecuaciones entre q_c y otras propiedades del suelo. Algunas de estas correlaciones son las siguientes:

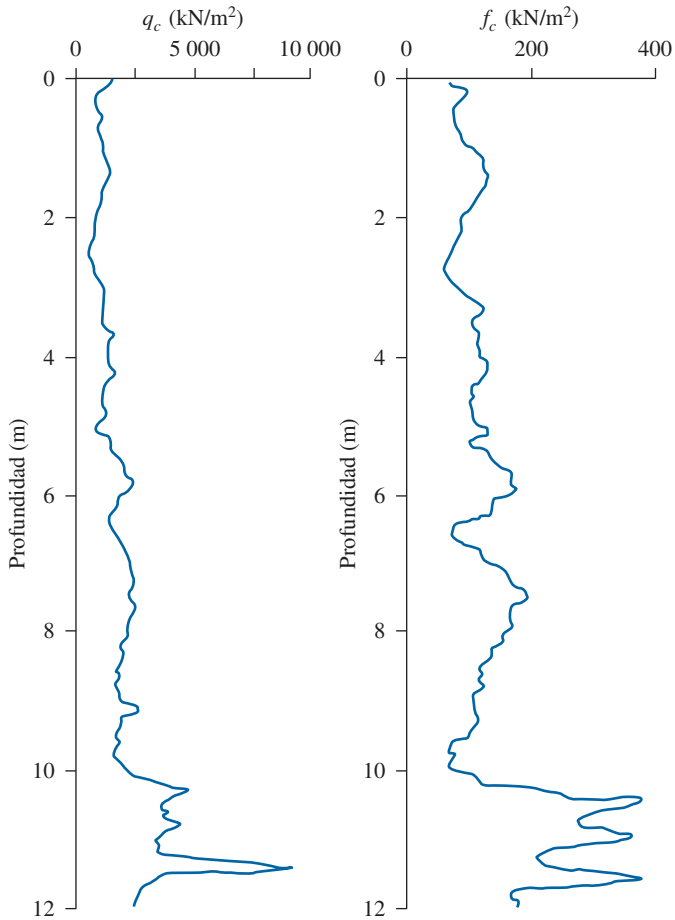


Figura 2.27 Prueba con penetrómetro de cono con medición de la fricción.

Correlaciones entre la densidad relativa (D_r) y q_c para arena

Lancellotta (1983) y Jamiolkowski y colaboradores (1985) demostraron que la densidad relativa de *arena normalmente consolidada*, D_r, y q_c, se pueden correlacionar de acuerdo con la fórmula siguiente (figura 2.28),

$$D_r(\%) = A + B \log_{10}\left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_o}}\right) \tag{2.44}$$

La relación anterior se puede reescribir como (Kulhawy y Mayne, 1990):

$$D_r(\%) = 68\left[\log\left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a \cdot \sigma'_0}}\right) - 1\right] \tag{2.45}$$

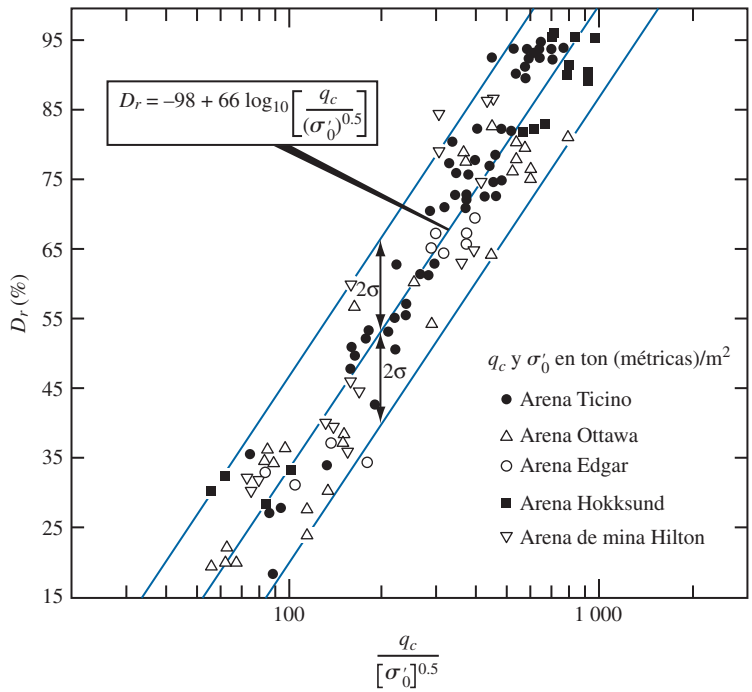


Figura 2.28 Relación entre D_r y q_c (con base en Lancellotta, 1983, y Jamiolskowski y colaboradores, 1985).

donde

p_a = presión atmosférica (≈ 100 kN/m^2)
σ'_o = esfuerzo vertical efectivo

Baldi y colaboradores (1982), y Robertson y Campanella (1983) recomendaron la relación empírica que se muestra en la figura 2.29 entre el esfuerzo vertical efectivo (σ'_o), la densidad relativa (D_r) y q_c, para *arena normalmente consolidada*.

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

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{1}{305 Q_c \text{OCR}^{1.8}}\right]\left[\frac{\frac{q_c}{p_a}}{\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)^{0.5}}\right]} \tag{2.46}$$

En esta ecuación,

OCR = relación de sobreconsolidación
p_a = presión atmosférica
Q_c = factor de compresibilidad

www.elsolucionario.org

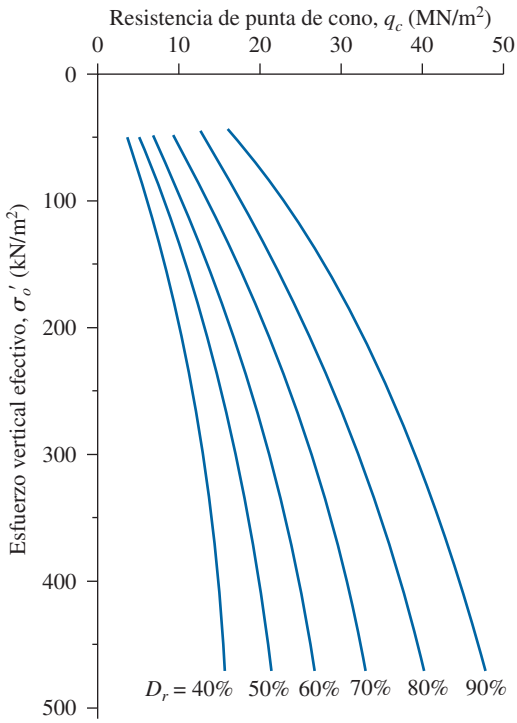


Figura 2.29 Variación de q_c, σ_o' y D_r para arena de cuarzo normalmente consolidada (según Baldi y colaboradores, 1982, y Robertson y Campanella, 1983).

Los valores recomendados de Q_c son los siguientes:

Arena altamente compresible = 0.91
Arena moderadamente comprensible = 1.0
Arena de baja compresibilidad = 1.09

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

Con base en resultados experimentales, Robertson y Campanella (1983) sugirieron la variación de D_r, σ_o' y ϕ' para arena de cuarzo normalmente consolidada. Esta relación se puede expresar como (Kulhawy y Mayne, 1990)

$$\phi' = \tan^{-1}\left[0.1 + 0.38 \log\left(\frac{q_c}{\sigma_o'}\right)\right] \tag{2.47}$$

Con base en las pruebas de penetración de cono en los suelos de Venice Lagoon (Italia), Ricceri y colaboradores (2002) propusieron una relación similar para suelos con clasificaciones de ML y SP-SM como

$$\phi' = \tan^{-1}\left[0.38 + 0.27 \log\left(\frac{q_c}{\sigma_o'}\right)\right] \tag{2.48}$$

En un estudio más reciente, Lee y colaboradores (2004) desarrollaron una correlación entre ϕ', q_c y el esfuerzo horizontal efectivo (σ_h') en la forma

$$\phi' = 15.575\left(\frac{q_c}{\sigma_h'}\right)^{0.1714} \tag{2.49}$$

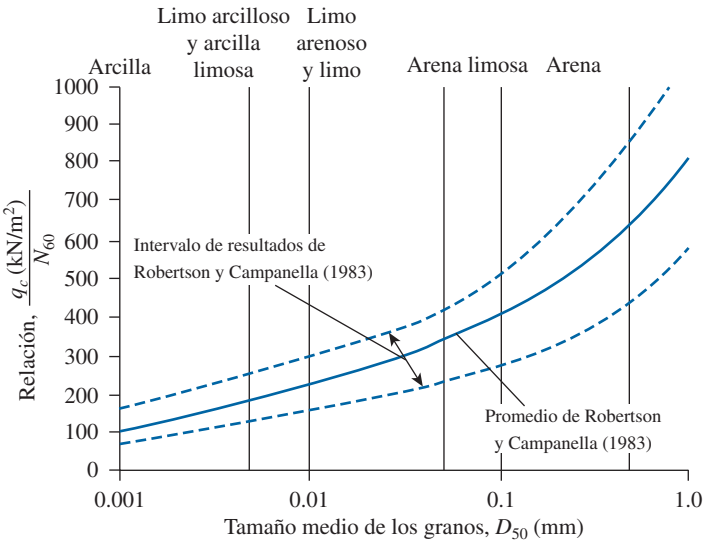


Figura 2.30 Intervalo general de variación de q_c/N_{60} para varios tipos de suelo.

Correlación entre q_c y N_{60}

En la figura 2.30 se muestra una gráfica de q_c (kN/m^2)/N_{60} (N_{60} = resistencia a la penetración estándar) contra el tamaño medio de los granos (D_{50} en mm) para varios tipos de suelo, que se desarrolló a partir de pruebas de campo por Robertson y Campanella (1983).

Anagnostopoulos y colaboradores (2003) proporcionaron una relación similar que correlaciona q_c, N_{60} y D_{50}, o

$$\frac{\left(\frac{q_c}{p_a}\right)}{N_{60}} = 7.6429 D_{50}^{0.26} \tag{2.50}$$

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

Correlaciones de tipos de suelos

Robertson y Campanella (1983) proporcionaron las correlaciones que se muestran en la figura 2.31 entre q_c y la relación de fricción [ecuación (2.41)] para identificar varios tipos de suelos encontrados en el campo.

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

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

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_o}{N_K} \tag{2.51}$$

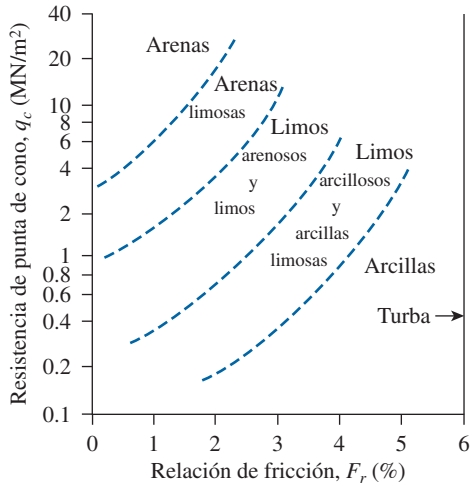


Figura 2.31 Correlación de Robertson y Campanella (1983) entre q_c, F_r y el tipo de suelo. (Robertson y Campanella, 1983.)

donde

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

El factor de capacidad de carga, N_K, puede variar entre 11 y 19 para arcillas normalmente consolidadas y puede alcanzar 25 para arcilla sobreconsolidada. Según Mayne y Kemper (1988):

$$N_K = 15 \text{ (para cono eléctrico)}$$

y

$$N_K = 20 \text{ (para cono mecánico)}$$

Con base en pruebas en Grecia, Anagnostopoulus y colaboradores (2003) determinaron

$$N_K = 17.2 \text{ (para cono eléctrico)}$$

y

$$N_K = 18.9 \text{ (para cono mecánico)}$$

Estas pruebas de campo también mostraron que

$$c_u = \frac{f_c}{1.26} \text{ (para conos mecánicos)} \tag{2.52}$$

y

$$c_u = f_c \text{ (para conos eléctricos)} \tag{2.53}$$

Mayne y Kemper (1988) proporcionaron correlaciones para la presión de preconsolidación (σ'_c) y la relación de sobreconsolidación (OCR) como

$$\underset{\text{MN/m}^2}{\sigma'_c} = 0.243 \underbrace{(q_c)^{0.96}}_{\text{MN/m}^2} \tag{2.54}$$

www.elsolucionario.org

y

$$\text{OCR} = 0.37\left(\frac{q_c - \sigma_o}{\sigma'_o}\right)^{1.01} \tag{2.55}$$

donde σ_o y σ'_o = esfuerzos total y efectivo, respectivamente.

2.22 Prueba del presurímetro (PMT)

La prueba del presurímetro se realiza *in situ* en una perforación y fue originalmente desarrollada por Menard (1956) para medir la resistencia y deformabilidad de un suelo. También la adoptó la ASTM como Test Designation 4719. La prueba PMT tipo Menard consiste esencialmente en una sonda con tres celdas, de las cuales la superior y la inferior son *celdas de guarda* y la intermedia es una *celda de medición*, como se muestra esquemáticamente en la figura 2.32a. La prueba se efectúa en un agujero hecho de antemano con un diámetro entre 1.03 y 1.2 veces el diámetro nominal de la sonda. La sonda de uso más común tiene un diámetro de 58 mm y una longitud de 420 mm. Las celdas de la sonda se pueden expandir por líquido o bien por gas. Las celdas de guarda se expanden para reducir el efecto de la condición de extremo sobre la celda de medición, que tiene un volumen (V_o) de 535 cm^3. Las siguientes son las dimensiones del diámetro de la sonda y del agujero, recomendadas por la ASTM:

Diámetro de la sonda (mm)	Diámetro del barreno	
	Nominal (mm)	Máximo (mm)
44	45	53
58	60	70
74	76	89

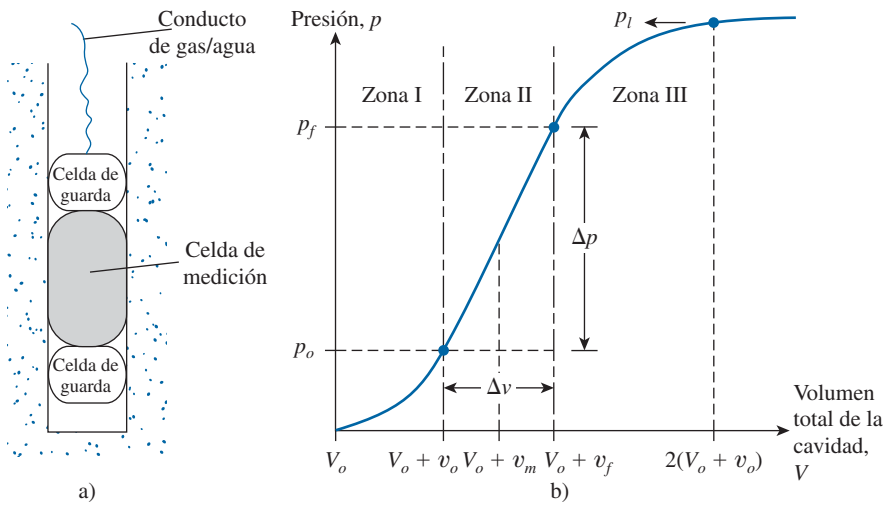


Figura 2.32 a) Presurímetro; b) gráfica de la presión contra el volumen total de la cavidad.

A fin de realizar una prueba, el volumen de la celda de medición, V_o, se mide y se inserta la sonda en la perforación. Se aplica presión en incrementos y se mide el nuevo volumen de la celda. El proceso se continúa hasta que el suelo falla o hasta que se alcance el límite de presión del dispositivo. El suelo se considera que falla cuando el volumen total de la cavidad expandida (V) es de casi dos veces el volumen de la cavidad original. Después de terminar la prueba, la sonda de desinfla y se desplaza para probar a otra profundidad.

Los resultados de la prueba del presurímetro se expresan en forma gráfica de presión contra volumen, como se muestra en la figura 2.32b. En la figura, la zona I representa la parte de recarga durante la cual el suelo alrededor de la perforación se empuja de nuevo a su estado inicial (es decir, el que tenía antes de la perforación). La presión p_o representa el esfuerzo horizontal total *in situ*. La zona II representa una zona seudoelástica en la que el volumen de la celda contra la presión de la misma es prácticamente lineal. La presión p_f representa la presión de fluencia, o de cedencia. La zona marcada III es la zona plástica. La presión p_l representa la presión límite. En la figura 2.33 se muestran algunas fotografías de una prueba con presurímetro en el campo.

El módulo del presurímetro, E_p, del suelo, se determina utilizando la teoría de expansión de un cilindro infinitamente grueso. Se tiene entonces,

$$E_p = 2(1 + \mu_s)(V_o + v_m)\left(\frac{\Delta p}{\Delta v}\right) \tag{2.56}$$

donde

$$v_m = \frac{v_o + v_f}{2}$$

$$\Delta p = p_f - p_o$$

$$\Delta v = v_f - v_o$$

μ_s = relación de Poisson (que se puede suponer igual a 0.33)

La presión límite p_l suele obtenerse por extrapolación y no por una medición directa.

Para superar la dificultad de preparar la perforación al tamaño apropiado, se han desarrollado presurímetros autoperforantes (SBPMT). Los detalles relativos a éstos se encuentran en el trabajo de Baguelin y colaboradores (1978).

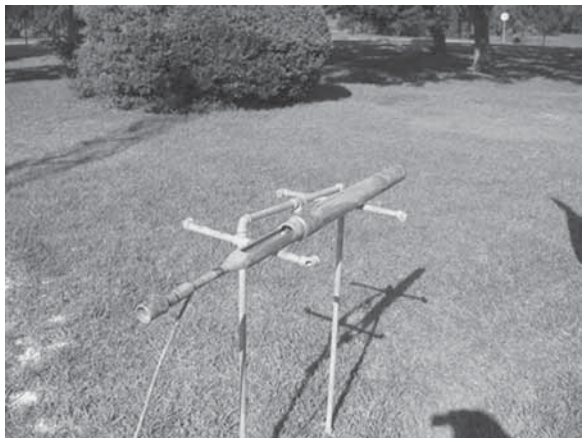
Varios investigadores desarrollaron correlaciones entre algunos parámetros del suelo y los resultados obtenidos en las pruebas con presurímetros. Kulhawy y Mayne (1990) propusieron que, para arcillas,

$$\sigma'_c = 0.45 p_l \tag{2.57}$$

donde σ'_c = presión de preconsolidación.

Con base en la teoría de la expansión de cavidades, Baguelin y colaboradores (1978) propusieron la relación

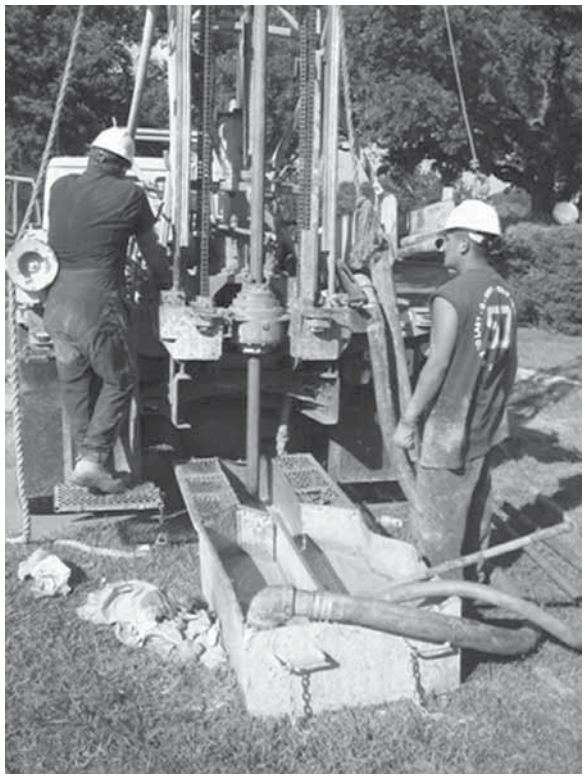
$$c_u = \frac{(p_l - p_o)}{N_p} \tag{2.58}$$



a)



b)



c)



d)

Figura 2.33 Prueba con presurímetro en el campo: a) sonda del presurímetro; b) perforación del agujero con el método rotatorio húmedo; c) unidad de control del presurímetro con la sonda en el fondo; d) a punto de insertar la sonda del presurímetro en la perforación. (*Cortesía de Jean-Louis Briaud, Texas A&M University, College Station, Texas*.)

www.elsolucionario.org

donde

c_u = resistencia cortante no drenada de una arcilla

$$N_p = 1 + \ln\left(\frac{E_p}{3c_u}\right)$$

Los valores comunes de N_p varían entre 5 y 12, con un promedio de casi 8.5. Ohya y colaboradores (1982) (consulte también Kulhawy y Mayne, 1990) correlacionaron E_p con los números de penetración estándar de campo (N_{60}) para arena y arcilla como se muestra:

$$\text{Arcilla: } E_p(\text{kN/m}^2) = 1\,930\,N_{60}^{0.63} \tag{2.59}$$

$$\text{Arena: } E_p(\text{kN/m}^2) = 908N_{60}^{0.66} \tag{2.60}$$

2.23 Prueba del dilatómetro

El uso de la prueba del dilatómetro de placa plana (DMT) es relativamente reciente (Marchetti, 1980; Schmertmann, 1986). En esencia el equipo consiste en una placa plana que mide 220 mm (longitud) × 95 mm (ancho) × 14 mm (espesor). Una membrana de acero, delgada, plana, circular y expandible que tiene un diámetro de 60 mm se ubica al ras en el centro en un lado de la placa (figura 2.34a). En la figura 2.35 se muestran dos dilatómetros de placa plana con otros instrumentos para realizar una prueba en el campo. La sonda del dilatómetro se inserta en el terreno con un equipo de prueba con penetrómetro de cono (figura 2.34b). Un conducto de gas y una línea eléctrica se extienden desde la caja de control en la superficie hasta la hoja a través del penetrómetro. A la profundidad requerida, se utiliza gas nitrógeno a alta presión para inflar la membrana. Se toman dos lecturas de presión:

1. La presión *A* requerida para "desplegar" la membrana.
2. La presión *B* a la que la membrana se expande 1.1 mm hacia el suelo circundante.

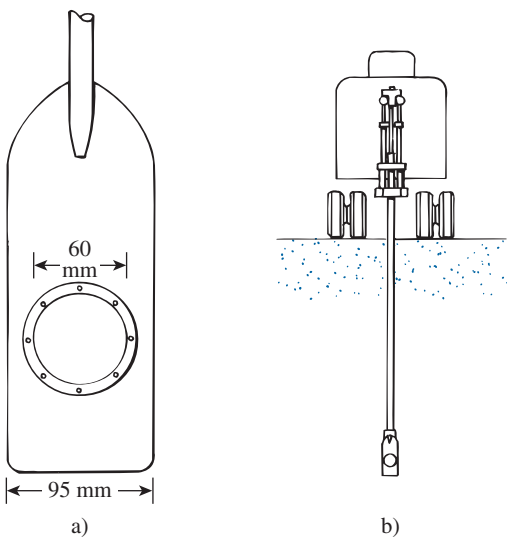


Figura 2.34 a) Diagrama esquemático de un dilatómetro de placa plana; b) sonda del dilatómetro insertada en el terreno.

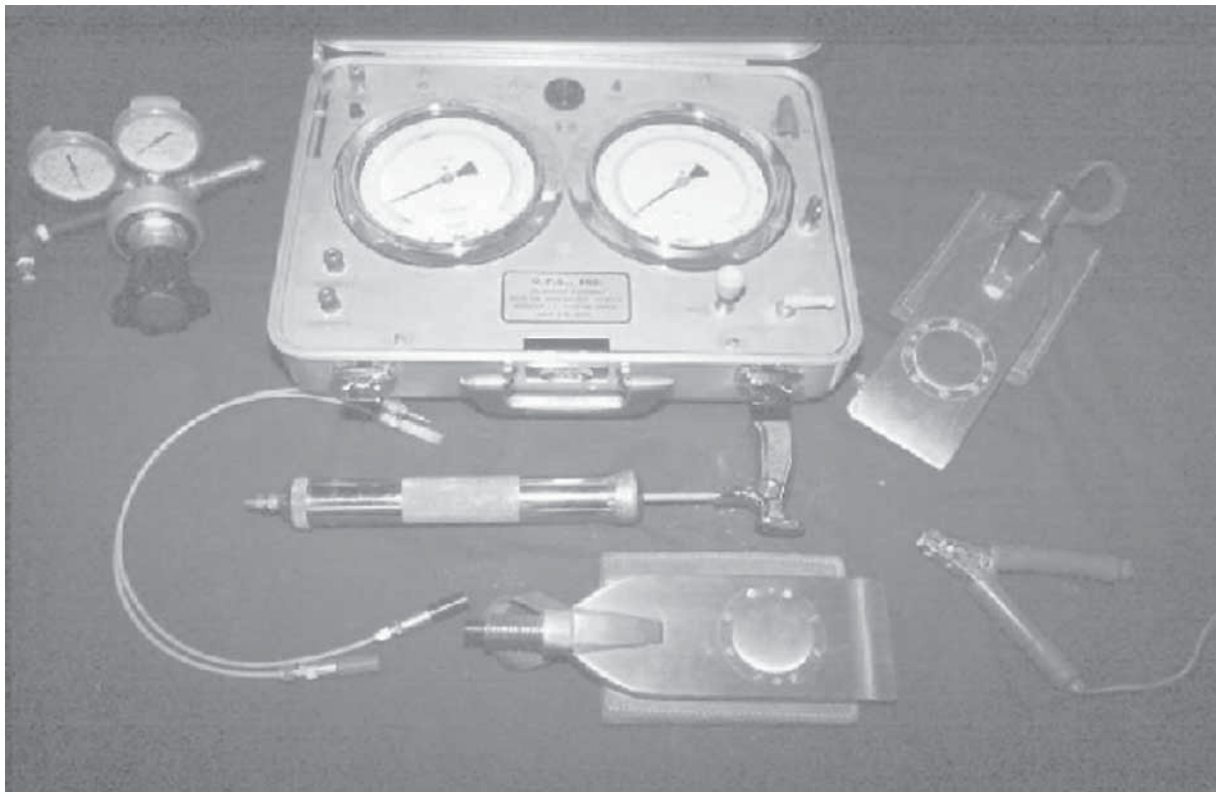


Figura 2.35 Dilatómetro y otro equipo. (*Cortesía de N. Sivakugan, James Cook University, Australia.*)

Las lecturas A y B se corrigen como sigue (Schmertmann, 1986):

$$\text{Esfuerzo de contacto, } p_o = 1.05(A + \Delta A - Z_m) - 0.05(B - \Delta B - Z_m) \quad (2.61)$$

$$\text{Esfuerzo de expansión, } p_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (2.62)$$

donde

ΔA = presión de vacío requerida para mantener la membrana en contacto con su asiento
ΔB = presión de aire requerida dentro de la membrana para desviarla hacia fuera hasta una expansión central de 1.1 mm
Z_m = desviación de la presión manométrica de cero cuando se ventila a presión atmosférica

La prueba se conduce normalmente a profundidades separadas entre sí 200 a 300 mm. El resultado de una prueba dada se utiliza para determinar tres parámetros:

1. Índice del material, $I_D = \dfrac{p_1 - p_o}{p_o - u_o}$
2. Índice de esfuerzo horizontal, $K_D = \dfrac{p_o - u_o}{\sigma'_o}$
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'_c = esfuerzo vertical efectivo *in situ*

En la figura 2.36 se muestran los resultados de una prueba con dilatómetro efectuada en arcilla suave de Bangkok y reportados por Shibuya y Hanh (2001). Con base en sus pruebas iniciales, Marchetti (1980) proporcionó las correlaciones siguientes:

$$K_o = \left(\frac{K_D}{1.5}\right)^{0.47} - 0.6 \tag{2.63}$$

$$\text{OCR} = (0.5K_D)^{1.56} \tag{2.64}$$

$$\frac{c_u}{\sigma'_o} = 0.22 \qquad \text{(para arcilla normalmente consolidada)} \tag{2.65}$$

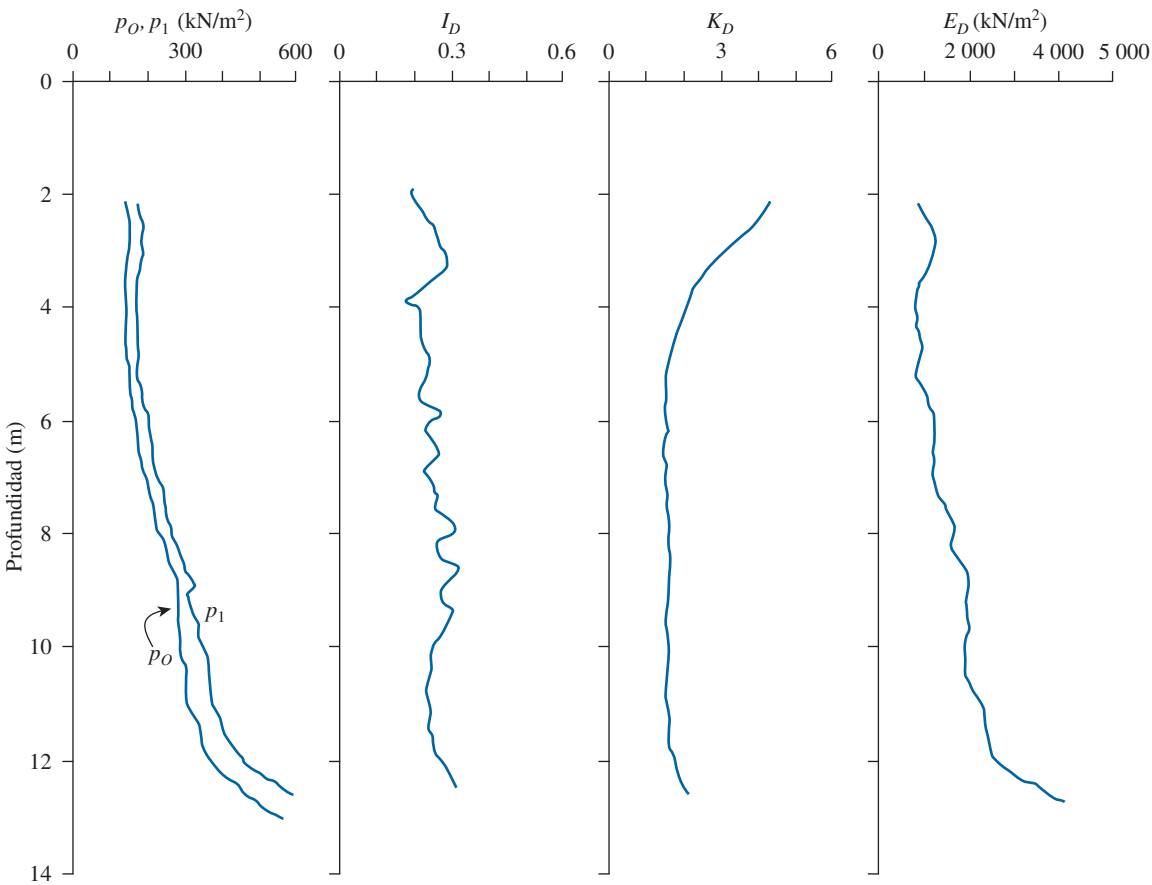


Figura 2.36 Prueba con dilatómetro realizada en arcilla suave de Bangkok (vuelta a trazar de Shibuya y Hanh, 2001).

www.elsolucionario.org

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_o}\right)_{OC} = \left(\frac{c_u}{\sigma'_o}\right)_{NC} (0.5K_D)^{1.25} \tag{2.66}$$

$$E_s = (1 - \mu_s^2)E_D \tag{2.67}$$

donde

K_o = coeficiente de presión de tierra en reposo
OCR = relación de sobreconsolidación
OC = suelo sobreconsolidado
NC = suelo normalmente consolidado
E_s = módulo de elasticidad

Otras correlaciones relevantes utilizando los resultados de las pruebas con dilatómetro son las siguientes:

- Para la cohesión no drenada en arcilla (Kamei e Iwasaki, 1995):

$$c_u = 0.35\,\sigma'_0\,(0.47K_D)^{1.14} \tag{2.68}$$

- Para el ángulo de fricción del suelo (suelos ML y SP-SM) (Ricceri y colaboradores, 2002):

$$\phi' = 31 + \frac{K_D}{0.236 + 0.066K_D} \tag{2.69a}$$

$$\phi'_{\text{últ}} = 28 + 14.6\log K_D - 2.1(\log K_D)^2 \tag{2.69b}$$

Schmertmann (1986) también proporcionó una correlación entre el índice del material (I_D) y el módulo del dilatómetro (E_D) para una determinación de la naturaleza del suelo y de su peso específico (γ). Esta relación se muestra en la figura 2.37.

2.24 Extracción de núcleos de roca

Cuando se encuentra un estrato de roca durante una operación de perforación, puede ser necesario la extracción de núcleos del mismo, para lo cual un *barril de extracción de núcleos* se une a una barra de perforación. Una *broca extractora de núcleos* se conecta al fondo del barril (figura 2.38). Los elementos de corte pueden ser de diamante, tungsteno, carburo, etcétera. En la tabla 2.10 se resumen los varios tipos de barriles de extracción de núcleos y sus tamaños, así como las barras de perforación compatibles de uso común para la exploración de cimentaciones. La extracción de núcleos se avanza por perforación rotatoria, se hace circular agua a través de la barra de perforación durante la extracción para expulsar por lavado los recortes.

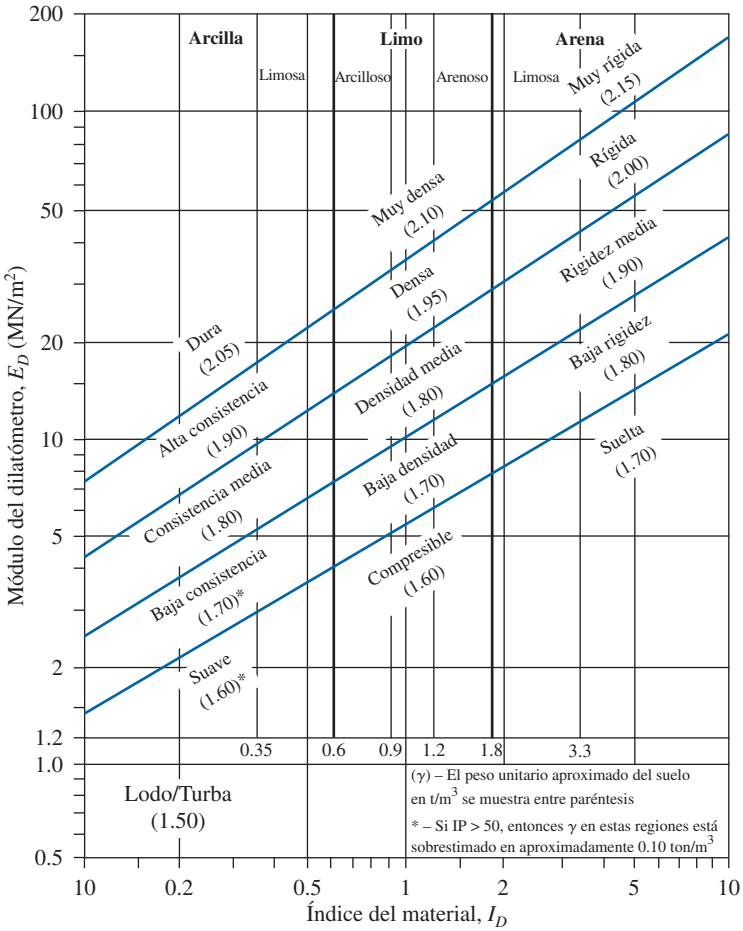


Figura 2.37 Gráfica para determinar la descripción del suelo y el peso específico (según Schmertmann, 1986). (*Nota:* 1 ton/m^3 = 9.81 kN/m^3). (Schmertmann, J.H., 1986. "Suggested method for performing the flat dilatometer test", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 9, núm. 2, pp. 93-101, Fig. 2. Derechos de autor de la ASTM INTERNATIONAL. Reimpresa con permiso.)

Tabla 2.10 Tamaño estándar y designación del ademe, barril de núcleos y barra de perforación compatible.

Designación del ademe y barril de núcleos	Diámetro exterior del trépano del barril de núcleos (mm)	Designación de la barra de perforación	Diámetro exterior de la barra de perforación (mm)	Diámetro del agujero (mm)	Diámetro del núcleo muestra (mm)
EX	36.51	E	33.34	38.1	22.23
AX	47.63	A	41.28	50.8	28.58
BX	58.74	B	47.63	63.5	41.28
NX	74.61	N	60.33	76.2	53.98

Existen dos tipos de barril de núcleos: el *barril de núcleos de un tubo* (figura 2.38a) y el *barril de núcleos de doble tubo* (figura 2.38b). Los núcleos de roca obtenidos con barriles de núcleos de un tubo pueden estar altamente alterados y fracturados debido a la torsión. Los núcleos de roca menores que el tamaño BX tienden a fracturarse durante su proceso de extracción. En

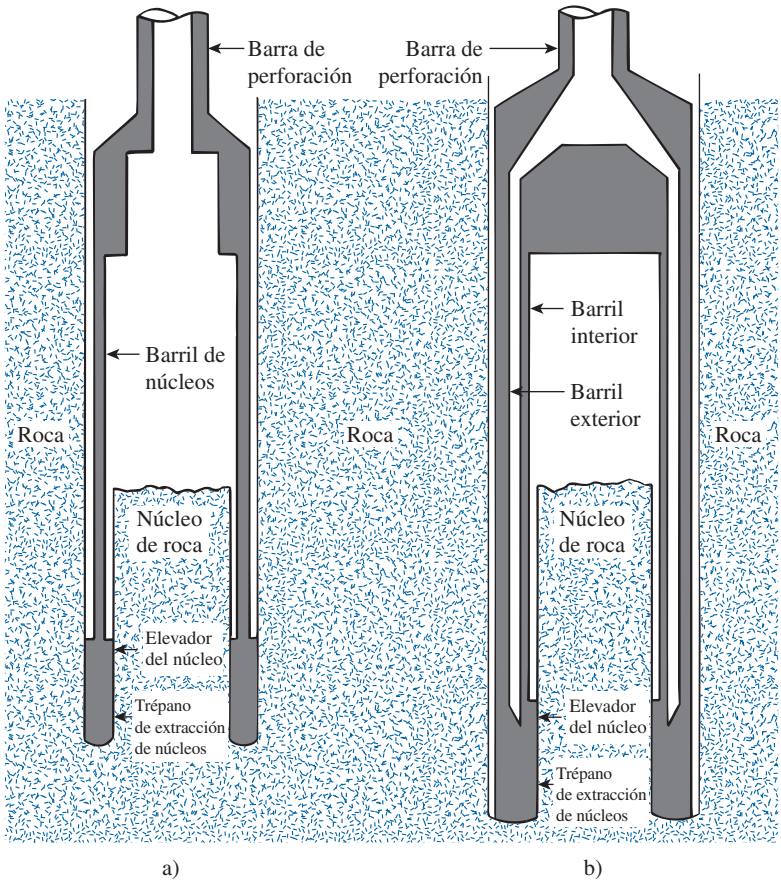


Figura 2.38 Extracción de núcleos de roca: a) barril de núcleos de tubo; b) barril de núcleos de doble tubo.

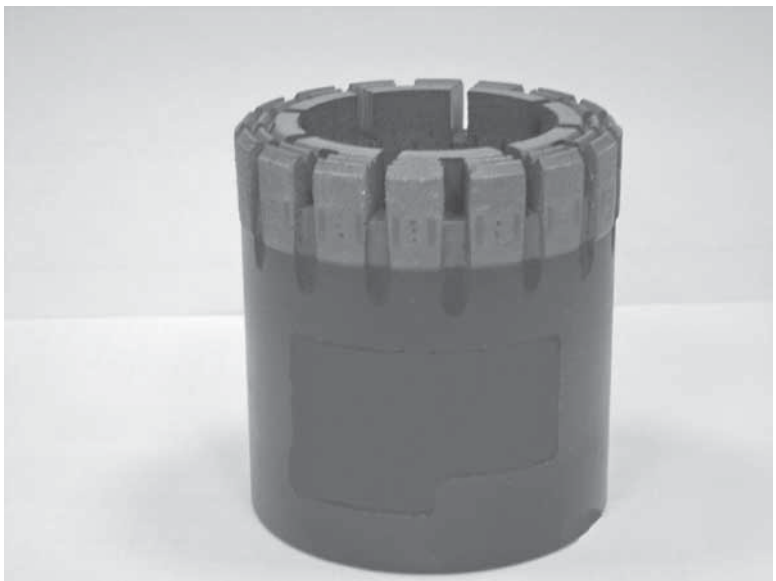
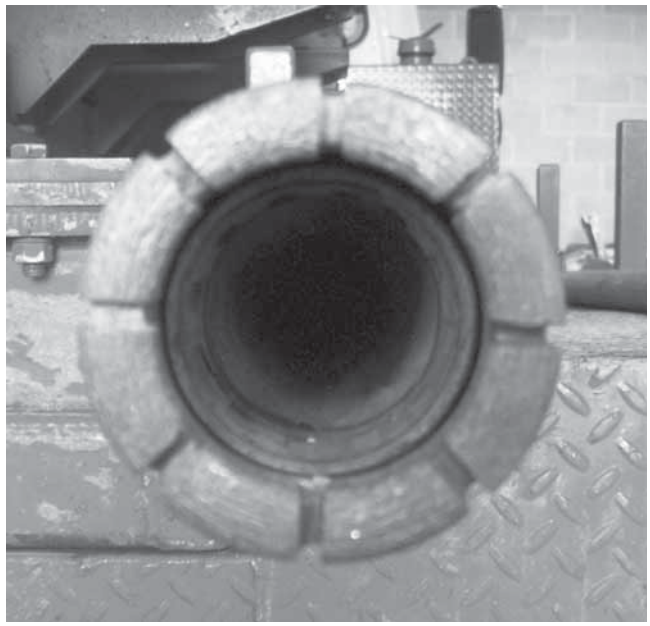
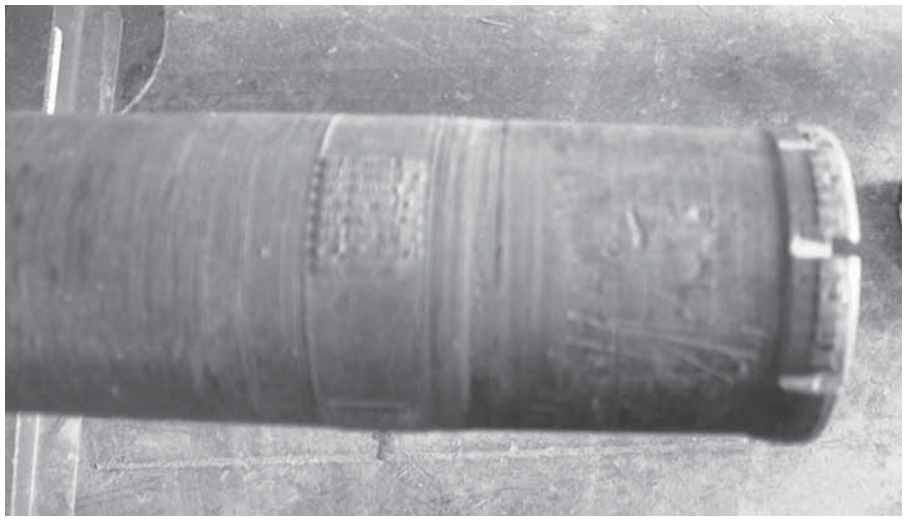


Figura 2.39 Broca o barril de diamante de extracción de núcleos. (*Cortesía de Braja M. Das, Henderson, NV.*)

www.elsolucionario.org



c)



c)

Figura 2.40 Broca de diamante de extracción de núcleos: a) vista de extremo; b) vista lateral. (*Cortesía de Professional Service Industries, Inc. (PSI), Waukesha, Wisconsin.*)

la figura 2.39 se muestra la fotografía de una broca de diamante de extracción de núcleos y en la figura 2.40 las vistas de extremo y lateral de un trépano de diamante de extracción de núcleos unido a un barril de extracción de doble tubo.

Cuando se recuperan las muestras, la profundidad de recuperación se debe registrar de manera adecuada para su evaluación posterior en el laboratorio. Con base en la longitud del núcleo

de roca recuperado en cada corrida, se calculan las cantidades siguientes para una evaluación general de la calidad de la roca encontrada:

$$\text{Relación de recuperación} = \frac{\text{longitud del núcleo recuperado}}{\text{longitud teórica de la roca muestreada}} \tag{2.70}$$

$$\text{Designación de la calidad de la roca (RQD)} = \frac{\Sigma\ \text{longitud de piezas recuperadas igual a o mayor que 101.6 mm}}{\text{longitud teórica de la roca muestreada}} \tag{2.71}$$

Una relación de recuperación de 1 indica la presencia de roca intacta o sana; para rocas altamente fracturadas, la relación de recuperación puede ser 0.5 o menor. En la tabla 2.11 se presenta la relación general (Deere, 1963) entre la RQD y la calidad de la roca *in situ*.

Tabla 2.11 Relación entre la calidad de la roca *in situ* y la RQD

RQD	Calidad de la roca
0-0.25	Muy mala
0.26-0.5	Mala
0.51-0.75	Regular
0.76-0.9	Buena
0.91-1	Excelente

2.25 Preparación de los registros de perforación

La información detallada recolectada de cada perforación se presenta en una forma gráfica denominada *registro de perforación*. Conforme se profundiza una perforación, el perforador debe generalmente registrar la información siguiente en un registro estándar:

1. Nombre y dirección de la compañía de perforación.
2. Nombre del perforador.
3. Descripción y número de la tarea.
4. Número, tipo y ubicación de la perforación.
5. Fecha de la perforación.
6. Estratificación subsuperficial, que se puede obtener mediante una observación visual del suelo recolectado por barrenas, muestreador de media caña y muestreador de tubo Shelby de pared delgada.
7. Elevación y fecha observada del nivel freático, uso de ademe y pérdidas de lodo, etcétera.
8. Resistencia a la penetración estándar y la profundidad del SPT.
9. Número, tipo y profundidad de la muestra de suelo recuperada.
10. En el caso de extracción de núcleos de roca, tipo de barril de núcleos utilizado y, para cada corrida, la longitud actual de la extracción de núcleos, longitud del núcleo recuperado y el RQD.

Esta información nunca debe dejarse a la memoria, debido a que a menudo da por resultado registros de perforación erróneos.

Registro de perforación

Nombre del proyecto Edificio de departamentos de dos pisos

Ubicación Esquina de la calle Johnson y Olive Fecha de perforación 2 de marzo de 2005

Perforación núm 3 Tipo de perforación Barrena de vástago hueco Elevación de terreno 60.8 m

Descripción del suelo	Profundidad (m)	Tipo y número de muestra de suelo	N_{60}	w_n (%)	Comentarios
Arcilla marrón claro (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 gris claro (ML)	4				
	5	ST-1		20.4	LL = 36 q_u = 112 kN/m^2
	6	SS-3	11	20.6	
Arena con algo de grava (SP)	7				
Fin de la perforación a 8 m	8	SS-4	27	9	

N_{60} = número de penetración estándar
w_n = contenido natural de humedad
LL = límite líquido; IP = índice plástico
q_u = resistencia a la compresión simple
SS = muestra con media caña; ST = muestra con tubo Shelby

Nivel freático observado después de una semana de perforación

Figura 2.27 Registro de perforación común.

Después de efectuar las pruebas de laboratorio necesarias, el ingeniero geotécnico presenta un registro terminado que incluye notas del registro de campo del perforador y los resultados de las pruebas realizadas en el laboratorio. En la figura 2.41 se muestra un registro de perforación común. Estos registros se tienen que adjuntar al reporte final de exploración del suelo suministrado al cliente. En la figura también se dan las clasificaciones de los suelos en la columna izquierda, junto con la descripción de cada suelo (con base en el sistema unificado de clasificación de suelos).

2.26 Exploración geofísica

Varios tipos de técnicas de exploración geofísica permiten efectuar una evaluación rápida de las características del subsuelo. Estos métodos también permiten una cobertura rápida de grandes áreas y son menos costosos que la exploración convencional por perforación. Sin embargo, en muchos casos, la interpretación definitiva de los resultados es difícil. Por esa razón, las técnicas se deben emplear sólo para trabajos preliminares. Aquí se analizan tres tipos de técnicas de exploración geofísica: el sondeo por refracción sísmica, el sondeo sísmico de agujero adjunto y el sondeo por resistividad.

Sondeo por refracción sísmica

Los sondeos por refracción sísmica son útiles para obtener información preliminar acerca del espesor de los estratos de varios suelos y de la profundidad de la roca o suelo duro en un emplazamiento.

www.elsolucionario.org

Los sondeos por refracción se realizan mediante impactos sobre la superficie del terreno, como en el punto *A* en la figura 2.42a y observando la primera llegada de las perturbaciones (ondas de esfuerzo) a varios otros puntos (por ejemplo, *B*, *C*, *D*, . . .). El impacto se puede crear por un golpe de un martinete o por una carga explosiva pequeña. La primera llegada de las ondas perturbadoras en varios puntos se puede registrar por geófonos.

El impacto sobre la superficie del terreno crea dos tipos de *ondas de esfuerzo: ondas P* (u *ondas de compresión planas*) y *ondas S* (u *ondas de cortante*). Las ondas *P* viajan más rápido que las ondas *S*; de aquí que la primera llegada de las ondas perturbadoras estará relacionada con las velocidades de las ondas *P* en varios estratos. La velocidad de las ondas *P* en un medio es

$$v = \sqrt{\frac{E_s}{\left(\frac{\gamma}{g}\right)} \frac{(1 - \mu_s)}{(1 - 2\mu_s)(1 + \mu_s)}} \tag{2.72}$$

donde

E_s = módulo de elasticidad del medio
γ = peso específico del medio
g = aceleración debida a la gravedad
μ_s = relación de Poisson

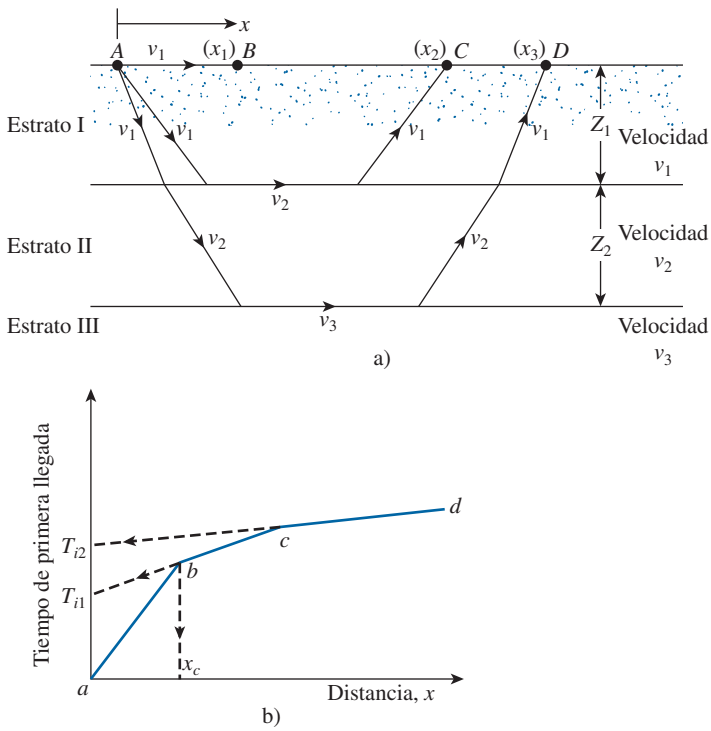


Figura 2.42 Sondeo por refracción sísmica.

Para determinar la velocidad v de las ondas P en varios estratos y los espesores de estos estratos, se utiliza el procedimiento siguiente:

Paso 1. Se obtienen los tiempos de la primera llegada, $t_1, t_2, t_3, \ldots$, en varias distancias $x_1, x_2, x_3, \ldots$, desde el punto de impacto.

Paso 2. Se traza una gráfica del tiempo t contra la distancia x. La gráfica se verá como la que se muestra en la figura 2.42b.

Paso 3. Se determinan las pendientes de las rectas ab, bc, cd, . . . :

$$\text{Pendiente de } ab = \frac{1}{v_1}$$

$$\text{Pendiente de } bc = \frac{1}{v_2}$$

$$\text{Pendiente de } cd = \frac{1}{v_3}$$

Aquí, $v_1, v_2, v_3, \ldots$ son las velocidades de las ondas P en los estratos I, II, III, . . ., respectivamente (figura 2.42a).

Paso 4. Se determina el espesor del estrato superior:

$$Z_1 = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}\, x_c \tag{2.73}$$

El valor de x_c se puede obtener de la gráfica, como se muestra en la figura 2.42b.

Paso 5. Se determina el espesor del segundo estrato:

$$Z_2 = \frac{1}{2}\left[T_{i2} - 2Z_1 \frac{\sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{v_3 v_1} \right] \frac{v_3 v_2}{\sqrt{v_3^2 - v_2^2}} \tag{2.74}$$

Aquí, T_{i2} es la intercepción del tiempo de la recta cd en la figura 2.42b, prolongada hacia atrás.

(Para consultar las deducciones detalladas de estas ecuaciones y otra información relacionada, consulte Dobrin, 1960, y Das, 1992).

Las velocidades de las ondas P en varios estratos indican los tipos de suelo o roca que se encuentran abajo de la superficie del terreno. El intervalo de la velocidad de las ondas P que por lo general se encuentra en tipos de suelos diferentes y roca a poca profundidad se indica en la tabla 2.12.

Al analizar los resultados de un sondeo por refracción, se debe tener en cuenta dos limitaciones:

1. Las ecuaciones básicas del sondeo, es decir, las ecuaciones (2.73) y (2.74), se basan en la suposición de que la velocidad de las ondas P es tal que $v_1 < v_2 < v_3 < \cdots$.
2. Cuando un suelo está saturado debajo del nivel freático la velocidad de las ondas P puede ser engañosa. Las ondas P pueden viajar con una velocidad de aproximadamente 1500 m/s a través del agua. Para suelos secos y sueltos, la velocidad puede ser mucho menor que 1500 m/s. Sin embargo, en una condición saturada, las ondas viajarán a través del agua presente en los espacios vacíos con una velocidad de aproximadamente 1500 m/s. Si no se ha detectado la presencia de agua freática, la velocidad de las ondas P se puede interpretar erróneamente e indicar un material más resistente (por ejemplo, una arenisca) que el real *in situ*. En general, las interpretaciones geofísicas siempre se deben verificar con los resultados obtenidos de sondeos.

Tabla 2.12 Intervalo de velocidad de la onda *P* en varios suelos y rocas.

Tipo de suelo o roca	Velocidad de la onda *P* m/s
Suelo	
Arena, limo seco y capa superficial de grano fino	200-1 000
Aluvión	500-2 000
Arcillas compactas, grava arcillosa y arena arcillosa densa	1 000-2 500
Loess	250-750
Roca	
Pizarra y esquisto	2 500-5 000
Arenisca	1 500-5 000
Granito	4 000-6 000
Caliza firme	5 000-10 000

Ejemplo 2.1

Los resultados de un sondeo por refracción en un emplazamiento son los de la tabla siguiente:

Distancia al geófono 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

Determine las velocidades de las ondas *P* y el espesor del material encontrado.

Solución

Velocidad

En la figura 2.43, los tiempos de la primera llegada de las ondas *P* están trazados contra la distancia del geófono desde la fuente de perturbación. La gráfica tiene tres segmentos rectos. Ahora se puede calcular la velocidad en los tres estratos superiores como sigue:

$$\text{Pendiente del segmento } 0a = \frac{1}{v_1} = \frac{\text{tiempo}}{\text{distancia}} = \frac{23 \times 10^{-3}}{5.25}$$

www.elsolucionario.org

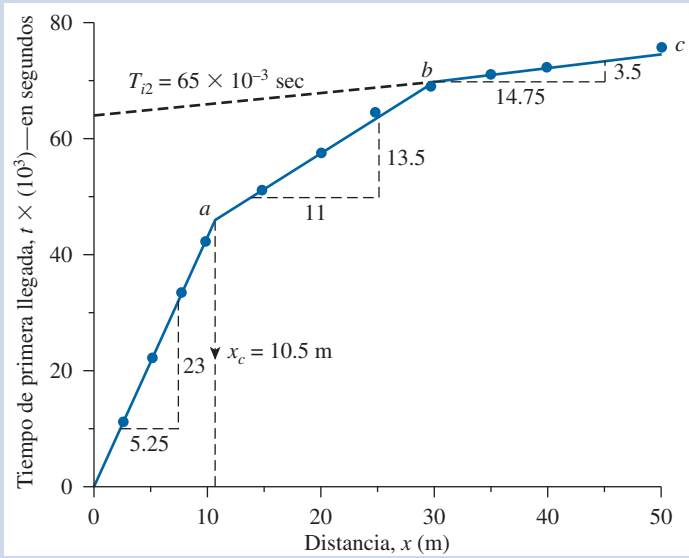


Figura 2.43 Gráfica del tiempo de la primera llegada de la onda *P* contra la distancia del geófono desde la fuente de perturbación.

o

$$v_1 = \frac{5.25 \times 10^3}{23} = \textbf{228 m/s (estrato superior)}$$

$$\text{Pendiente del segmento } ab = \frac{1}{v_2} = \frac{13.5 \times 10^{-3}}{11}$$

o

$$v_2 = \frac{11 \times 10^3}{13.5} = \textbf{814.8 m/s (estrato intermedio)}$$

$$\text{Pendiente del segmento } bc = \frac{1}{v_3} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{14.75}$$

o

$$v_3 = \textbf{4214 m/s (tercer estrato)}$$

Al comparar las velocidades obtenidas aquí con las proporcionadas en la tabla 2.12 se observa que el tercer estrato es una *capa de roca*.

Espesor de los estratos

De la figura 2.43, $x_c = 10.5$ m, por tanto,

$$Z_1 = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}x_c$$

Por consiguiente,

$$Z_1 = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{814.8 - 228}{814.8 + 228}} \times 10.5 = \textbf{3.94 m}$$

De nuevo, de la ecuación (2.74)

$$Z_2 = \frac{1}{2}\left[T_{i2} - \frac{2Z_1\sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{(v_3 v_1)}\right]\frac{(v_3)\,(v_2)}{\sqrt{v_3^2 - v_2^2}}$$

El valor de T_{i2} (de la figura 2.43) es 65×10^{-3} s. Entonces,

$$Z_2 = \frac{1}{2}\left[65 \times 10^{-3} - \frac{2(3.94)\sqrt{(4214)^2 - (228)^2}}{(4214)\,(228)}\right]\frac{(4214)\,(814.8)}{\sqrt{(4214)^2 - (814.8)^2}}$$

$$= \frac{1}{2}(0.065 - 0.0345)830.47 = \mathbf{12.66\ m}$$

Por lo tanto, el estrato de roca se encuentra a una profundidad de $Z_1 + Z_2 = 3.94 + 12.66 =$ **16.60 m desde la superficie del terreno.** ■

Sondeo sísmico por agujero adjunto (pozos cruzados)

La velocidad de las ondas cortantes creadas como resultado de un impacto a un estrato dado de suelo se puede determinar con efectividad mediante el *sondeo sísmico por agujero adjunto* (Stokoe y Woods, 1972). El principio de esta técnica se ilustra en la figura 2.44, que muestra dos barrenos perforados en el terreno separados una distancia L. Se crea un impulso vertical en el fondo de un agujero por medio de una barra de impulso. Las ondas cortantes generadas de esta manera se registran en un transductor sensitivo verticalmente. La velocidad de las ondas cortantes se calcula con

$$v_s = \frac{L}{t} \tag{2.75}$$

donde t = tiempo de viaje de las ondas.

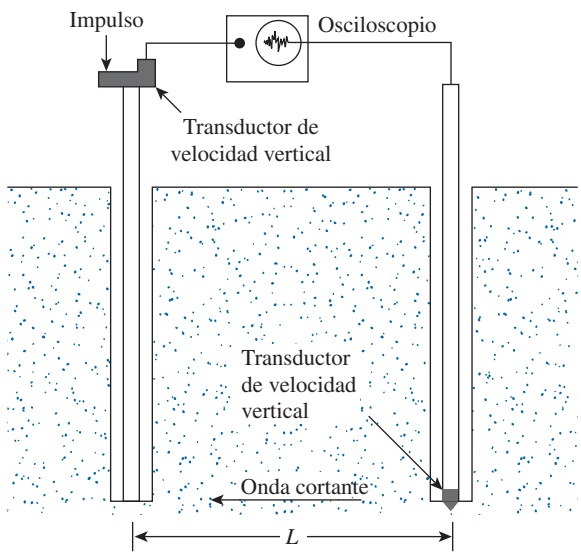


Figura 2.44 Método de sondeo sísmico de agujero adjunto.

El módulo de cortante G_s del suelo a la profundidad que se realiza la prueba se puede determinar a partir de la relación

$$v_s = \sqrt{\frac{G_s}{(\gamma/g)}}$$

o

$$G_s = \frac{v_s^2 \gamma}{g} \tag{2.76}$$

donde

v_s = velocidad de las ondas cortantes
γ = peso específico del suelo
g = aceleración debida a la gravedad

El módulo de cortante es útil en el diseño de cimentaciones para soportar maquinaria vibratoria y similar.

Sondeo por resistividad

Otro método geofísico para la exploración del subsuelo es el *sondeo por resistividad eléctrica*. La resistividad eléctrica de cualquier material conductor que tiene una longitud L y un área A de sección transversal se puede definir como

$$\rho = \frac{RA}{L} \tag{2.77}$$

donde R = resistencia eléctrica.

Las unidades de la resistividad son *ohm-centímetro* u *ohm-metro*. La resistividad de varios suelos depende de su contenido de humedad y también de la concentración de iones disueltos en ellos. Las arcillas saturadas tienen una resistividad muy baja; los suelos secos y las rocas tienen una resistividad alta. El intervalo de resistividad generalmente encontrada en varios suelos y rocas se da en la tabla 2.13.

En el procedimiento más común para medir la resistividad eléctrica de un perfil de suelo se utilizan cuatro electrodos hincados en el terreno, igualmente separados a lo largo de una recta. Al procedimiento se le refiere en general como *método de Wenner* (figura 2.45a).

Tabla 2.13 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 firme	> 5 000

www.elsolucionario.org

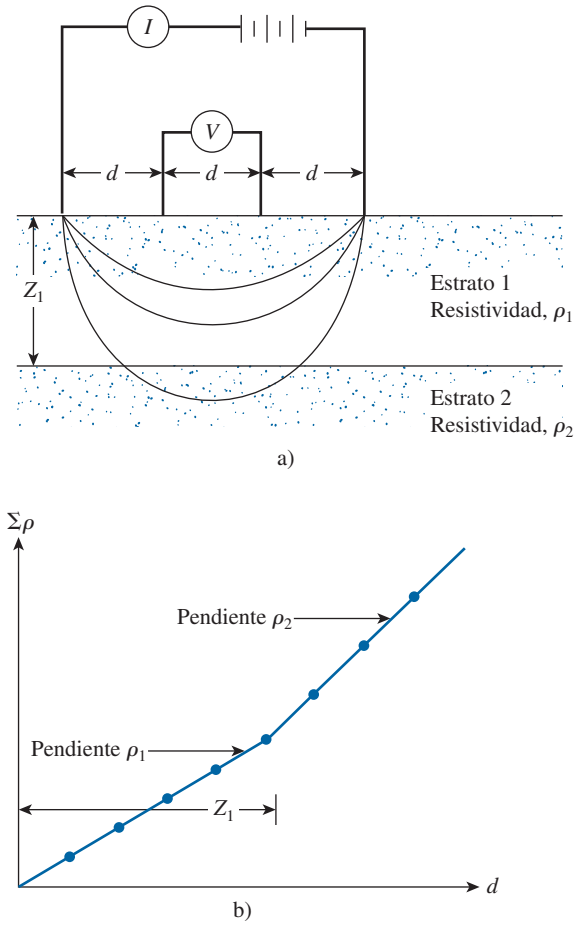


Figura 2.45 Sondeo por resistividad eléctrica: a) método de Wenner; b) método empírico para determinar la resistividad y el espesor de cada estrato.

Los dos electrodos exteriores se utilizan para enviar una corriente eléctrica I (suele ser corriente directa con electrodos de potencial no polarizante) al terreno. La corriente se encuentra por lo general en el intervalo de 50 a 100 miliamperes. La caída de voltaje, V, se mide entre los dos electrodos interiores. Si el perfil del suelo es homogéneo, su resistividad eléctrica es

$$\rho = \frac{2\pi dV}{I} \tag{2.78}$$

En la mayoría de los casos, el perfil del suelo puede consistir en varios estratos con resistividades diferentes y la ecuación (2.78) producirá la *resistividad aparente*. Para obtener la *resistividad real* de varios estratos y sus espesores, se puede utilizar un método empírico que comprende efectuar pruebas con varios espaciamientos de los electrodos (es decir, d se cambia). La suma de las resistividades aparentes, $\Sigma\rho$, se traza contra el espaciamiento d, como se muestra en la figura 2.45b. La gráfica que se obtiene de esta manera tiene segmentos relativamente rectos, cuyas pendientes dan la resistividad de los estratos individuales. Los espesores de los diversos estratos se puede estimar como se muestra en la figura 2.45b.

El sondeo por resistividad es particularmente útil para ubicar depósitos de grava dentro de un suelo de grano fino.

2.27 Reporte de la exploración del subsuelo

Al final de todos los programas de exploración del suelo, las muestras de suelo y roca recolectadas en el campo se someten a una observación visual y a pruebas de laboratorio adecuadas. (Las pruebas básicas del suelo se describieron en el capítulo 1). Después de haber compilado toda la información requerida, se elabora un reporte de la exploración del suelo para que lo utilice el departamento de diseño y para referencia durante el trabajo de construcción futuro. Si bien los detalles y la secuencia de información en esos reportes pueden variar hasta cierto punto, dependiendo de la estructura en consideración y de la persona que compile el reporte, cada reporte debe incluir los puntos siguientes:

1. Una descripción del alcance de la investigación.
2. Una descripción de la estructura propuesta para la que se ha realizado la exploración del subsuelo.
3. Una descripción de la ubicación del emplazamiento, incluyendo cualesquiera estructuras cercanas, condiciones de drenaje, la naturaleza de la vegetación del emplazamiento y sus alrededores, y cualesquier otros rasgos particulares al emplazamiento.
4. Una descripción del escenario geológico del emplazamiento.
5. Detalles de la exploración de campo, es decir, número, profundidad y tipos de perforaciones realizadas, etcétera.
6. Una descripción general de las condiciones del subsuelo, de acuerdo con su determinación de muestras de suelo y de pruebas de laboratorio pertinentes, la resistencia a la penetración estándar y la resistencia de penetración de cono, etcétera .
7. Una descripción de las condiciones del nivel freático.
8. Recomendaciones respecto a la cimentación, incluyendo el tipo de cimentación recomendado, la presión de soporte permisible y cualquier procedimiento de construcción especial que se pudiera necesitar; los procedimientos alternativos de diseño de la cimentación también se deben analizar en esta parte del reporte.
9. Conclusiones y limitaciones de las investigaciones.

Las presentaciones gráficas siguientes se deben adjuntar al reporte:

1. Un mapa de la ubicación del emplazamiento.
2. Una vista en planta de la ubicación de las perforaciones respecto a las estructuras propuestas y a aquellas cercanas.
3. Registros de perforación.
4. Resultados de las pruebas de laboratorio.
5. Otras presentaciones gráficas especiales.

Los reportes de exploración se deben planear y documentar bien, ya que ayudarán a responder preguntas y resolver problemas de la cimentación que se pueden originar más adelante durante el diseño y la construcción.

Problemas

2.1 Para un tubo Shelby, se dan: diámetro exterior = 76.2 mm y diámetro interior de 73 mm. ¿Cuál es la relación de áreas del tubo?

2.2 En la figura P2.2 se muestra un perfil de un suelo junto con los números de penetración estándar en el estrato de arcilla. Utilice las ecuaciones (2.8) y (2.9) para determinar la variación de c_u y OCR con la profundidad. ¿Cuál es el valor promedio de c_u y OCR?

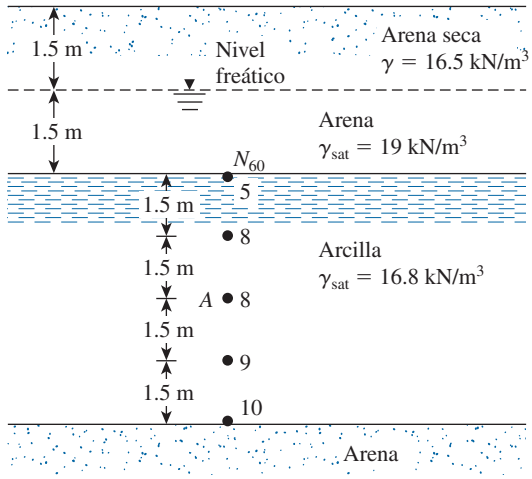


Figura P2.2

2.3 La siguiente es la variación del número de penetración estándar de campo (N_{60}) en un depósito de arena:

Profundidad (m)	N_{60}
1.5	6
3	8
4.5	9
6	8
7.9	13
9	14

El nivel freático se localiza a una profundidad de 6 m. Datos: el peso específico seco de la arena de 0 a una profundidad de 6 m es de 18 kN/m^3 y el peso específico saturado de la arena para una profundidad de 6 a 12 m es de 20.2 kN/m^3. Utilice la relación de Skempton dada en la ecuación (2.12) para calcular los números de penetración corregidos.

2.4 Para el perfil de suelo descrito en el problema 2.3, estime un ángulo de fricción máximo del suelo. Utilice la ecuación (2.28).

2.5 Repita el problema 2.4 aplicando la ecuación (2.27).

2.6 Consulte el problema 2.3. Utilizando la ecuación (2.20), determine la densidad relativa promedio de la arena.

2.7 En la tabla siguiente se proporciona la variación del número de penetración estándar de campo (N_{60}) en un depósito de arena:

Profundidad (m)	N_{60}
1.5	5
3.0	11
4.5	14
6.0	18
7.5	16
9.0	21

www.elsolucionario.org

El nivel freático se encuentra a una profundidad de 12 m. El peso específico de la arena de 0 a una profundidad de 12 m es de 17.6 kN/m^3. Suponga que el tamaño medio de los granos (D_{50}) del depósito de arena es de 0.8 mm. Estime la variación de la densidad relativa con la profundidad de la arena. Utilice la ecuación (2.21).

2.8 Los siguientes son los números de penetración estándar determinados en un suelo arenoso en el campo:

Profundidad (m)	Peso específico del suelo (kN/m^3)	N_{60}
3.0	16.66	7
4.5	16.66	9
6.0	16.66	11
7.5	18.55	16
9.0	18.55	18
10.5	18.55	20
12.0	18.55	22

Utilizando la ecuación (2.27), determine la variación del ángulo de fricción máximo del suelo, ϕ'. Estime un valor promedio de ϕ' para el diseño de una cimentación superficial. (*Nota:* para una profundidad mayor que 6 m, el peso específico del suelo es de 18.55 kN/m^3).

2.9 Consulte el problema 2.8. Suponga que la arena está limpia y normalmente consolidada. Estime el valor promedio del módulo de elasticidad entre las profundidades de 6 y 9 m.

2.10 Los siguientes son los detalles de un depósito de suelo en arena:

Profundidad (m)	Presión de sobrecarga efectiva (kN/m^2)	Número de penetración estándar de campo, N_{60}
3.0	55	9
4.5	82	11
6.0	98	12

Suponga que el coeficiente de uniformidad (C_u) de la arena es de 2.8 y que la relación de sobreconsolidación (OCR) es de 2. Estime la densidad relativa promedio de la arena a una profundidad entre 3 y 6 m. Utilice la ecuación (2.19).

2.11 Consulte la figura P2.2. En el estrato de arcilla se realizaron pruebas de corte con veleta. Las dimensiones de la veleta fueron 63.5 mm (D) × 127 mm (H). Para la prueba en A, el par de torsión requerido para ocasionar la falla fue de 0.051 N · m. Para la arcilla se obtuvieron los datos siguientes: límite líquido = 46 y límite plástico = 21. Estime la cohesión no drenada de la arcilla para utilizarla en el diseño empleando la relación λ de Bjerrum [ecuación (2.35a)].

2.12 Consulte el problema 2.11. Estime la relación de sobreconsolidación de la arcilla. Utilice las ecuaciones (2.37) y (2.38).

2.13 **a.** Se realizó una prueba de corte con veleta en una arcilla saturada. La altura y el diámetro de la veleta fueron 101.6 mm y 50.8 mm, respectivamente. Durante la prueba, el par de torsión máximo aplicado fue de 23 lb-pie. Determine la resistencia cortante no drenada de la arcilla.

b. El suelo de arcilla descrito en el inciso a) tiene un límite líquido de 58 y un límite plástico de 29. ¿Cuál será la resistencia cortante no drenada corregida de la arcilla para fines de diseño? Utilice la relación λ de Bjerrum [ecuación (2.35a)].

2.14 Consulte el problema 2.13. Determine la relación de sobreconsolidación de la arcilla. Aplique las ecuaciones (2.37) y (2.40). Utilice $\sigma'_0 = 64.2$ kN/m^2.

2.15 En un depósito de arena seca normalmente consolidada, se realizó una prueba de penetración de cono. Los resultados son los siguientes:

Profundidad (m)	Resistencia de punta del cono, q_c (MN/m²)
1.5	2.06
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 16 kN/m^3, estime el ángulo de fricción máximo promedio, ϕ', de la arena. Utilice la ecuación (2.48).

2.16 Consulte el problema 2.15. Aplicando la ecuación (2.46), determine la variación de la densidad relativa con la profundidad.

2.17 En el perfil de suelo que se muestra en la figura P2.17, si la resistencia de penetración de cono (q_c) en A (determinada por un penetrómetro de cono de fricción eléctrico) es de 0.8 MN/m^2, estime:

a. La cohesión no drenada, c_u

b. La relación de sobreconsolidación, OCR

2.18 En una prueba con un presurímetro en una arcilla suave saturada, el volumen medido de la celda $V_o = 535$ cm^3, $p_o = 42.4$ kN/m^2, $p_f = 326.5$ kN/m^2, $v_o = 46$ cm^3 y $v_f = 180$ cm^3. Suponiendo que la relación de Poisson (μ_s) es de 0.5 y consultando la figura 2.32, calcule el módulo del presurímetro (E_p).

2.19 En un depósito de arcilla se realizó una prueba con dilatómetro. El nivel freático se ubicó a una profundidad de 3 m bajo la superficie. A una profundidad de 8 m bajo la superficie, la presión de contacto (p_o) fue de 280 kN/m^2 y el esfuerzo de expansión (p_1) fue de 350 kN/m^2. Determine lo siguiente:

a. El coeficiente de presión de tierra en reposo, K_o

b. La relación de sobreconsolidación, OCR

c. El módulo de elasticidad, E_s

Suponga que σ'_0 a una profundidad de 8 m es de 95 kN/m^2 y $\mu_s = 0.35$.

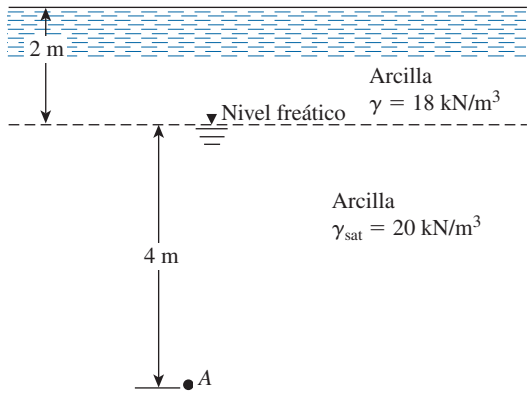


Figura P2.17

2.20 En un depósito de arena se realizó una prueba con un dilatómetro a una profundidad de 6 m. El nivel freático se localizó a 2 m bajo la superficie del terreno. De la prueba se obtuvo para la arena: $\gamma_d = 14.5$ kN/m^3 y $\gamma_{sat} = 19.8$ kN/m^3. El esfuerzo de contacto durante la prueba fue de 260 kN/m^2. Estime el ángulo de fricción del suelo, ϕ'.

2.21 La velocidad de la onda *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/m^3.

2.22 Los resultados de un sondeo por refracción (figura 2.42a) en un emplazamiento se indican en la tabla siguiente. Determine el espesor y la velocidad de la onda *P* del material encontrado.

Distancia desde la fuente de perturbación (m)	Tiempo de primera llegada de las ondas *P* (s × 10^3)
2.5	5.08
5.0	10.16
7.5	15.24
10.0	17.01
15.0	20.02
20.0	24.2
25.0	27.1
30.0	28.0
40.0	31.1
50.0	33.9

Referencias

American Society for Testing and Materials (2001). *Annual Book of ASTM Standards*, vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

American Society of Civil Engineers (1972). "Subsurface Investigation for Design and Construction of Foundations of Buildings", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 98, núm. SM5, pp. 481-490.

Anagnostopoulos, A., Koukis, G., Sabatakakis, N. y Tsiambaos, G. (2003). "Empirical Correlations of Soil Parameters Based on Cone Penetration Tests (CPT) for Greek Soils", *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 21, núm. 4, pp. 377-387.

Baguelin, F., Jézéquel, J.F. y Shields, D.H. (1978). *The Pressuremeter and Foundation Engineering*, Trans Tech Publications, Clausthal, Alemania.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V. y Jamiolkowski, M. (1982). "Design Parameters for Sands from CPT". *Proceedings, Second European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, vol. 2, pp. 425-438.

Bazaraa, A. (1967). *Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand*, Tesis doctoral, Civil Engineering Department, University of Illinois, Champaign-Urbana, Illinois.

Bjerrum, L. (1972). "Embankments on Soft Ground", *Proceedings of the Specialty Conference*, American Society of Civil Engineers, vol.2, pp. 1-54.

Cruden, D.M. y Varnes, D.J. (1996). "Landslide Types and Processes", *Special Report 247*, Transportation Research Board, pp. 36-75.

Cubrinovski, M. e Ishihara, K. (1999). "Empirical Correlations between SPT *N*-Values and Relative Density for Sandy Soils", *Soils and Foundations*, vol. 39, núm. 5, pp. 61-92.

Das, B.M. (1992), *Principles of Soil Dynamics*, PWS Publishing Company, Boston.

www.elsolucionario.org

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

Dobrin, M.B. (1960). *Introduction to Geophysical Prospecting*, McGraw-Hill, Nueva 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 núm. 114.

Hara, A., Ohata, T. y Niwa, M. (1971). "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils", *Soils and Foundations*, vol. 14, núm. 3, pp. 1-12.

Hatanaka, M. y Uchida, A. (1996). "Empirical Correlation between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils", *Soils and Foundations*, vol. 36, núm. 4, pp. 1-10.

Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. y Lancellota, R. (1985). "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils", *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, pp. 57-153.

Kamei, T. e Iwasaki, K. (1995). "Evaluation of Undrained Shear Strength of Cohesive Soils using a Flat Dilatometer", *Soils and Foundations*, vol. 35, núm. 2, pp. 111-116.

Kolb, C.R. y Shockley, W.G. (1959). "Mississippi Valley Geology: Its Engineering Significance", *Proceedings*, American Society of Civil Engineers, vol. 124, pp. 633-656.

Kulhawy, F.H. y Mayne. P.W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.

Lancellota, R. (1983). *Analisi di Affidabilità in Ingegneria Geotecnica*, Atti Istituto Scienza Construzioni, núm. 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.

Lee, J., Salgado, R. y Carraro, A.H. (2004). "Stiffness Degradation and Shear Strength of Silty Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 41, núm. 5, pp. 831-843.

Liao, S.S.C. y Whitman, R.V. (1986). "Overburden Correction Factors for SPT in Sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 112, núm. 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 y Bieganousky, W.A. (1977). "SPT and Relative Density in Coarse Sands", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 103, núm. 11, pp. 1295-1309.

Mayne, P.W. y Kemper, J.B. (1988), "Profiling OCR, in Stiff Clays by CPT and SPT", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, vol. 11, núm. 2, pp. 139-147.

Mayne, P.W. y Mitchell, J.K. (1988). "Profiling of Overconsolidation Ratio in Clays by Field Vane", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 25, núm. 1, pp. 150-158.

Menard, L. (1956). *An Apparatus for Measuring the Strength of Soils in Place*, tesis de maestría, University of Illinois, Urbana, Illinois.

Meyerhof, G.G. (1957). "Discussion on Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing", *Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 3, p. 110.

Morris, P.M. y Williams, D.T. (1994). "Effective Stress Vane Shear Strength Correction Factor Correlations", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 31, núm. 3, pp. 335-342.

Ohya, S., Imai, T. y 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*, 24 de abril.

Peck, R.B., Hanson, W.E. y Thornburn, T.H. (1974). *Foundation Engineering*, 2nd ed., Wiley, Nueva York.

Ricceri, G., Simonini, P. y Cola, S. (2002). "Applicability of Piezocone and Dilatometer to Characterize the Soils of the Venice Lagoon", *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 20, núm. 2, pp. 89-121.

Robertson, P.K. y Campanella, R.G. (1983). "Interpretation of Cone Penetration Tests, Part I: Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20, núm. 4, pp. 718-733.

SCHMERTANN, 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, núm. 2, pp. 93-101.

SEED, H.B., ARANGO, L., y CHAN, C.K. (1975). *Evaluation of Soil Liquefaction Potential during Earthquakes*, Report No. EERC 75-28, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

SEED, H.B., TOKIMATSU, K., HARDER, L.F. y CHUNG, R.M. (1985). "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 111, núm. 12, pp. 1425-1445.

SHIBUYA, S. y HANH, L.T. (2001). "Estimating Undrained Shear Strength of Soft Clay Ground Improved by Pre-Loading with PVD-Case History in Bangkok", *Soils and Foundations*, vol. 41, núm. 4, pp. 95-101.

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, núm. 3, pp. 425-447.

SOWERS, G.B. y SOWERS, G.E. (1970). *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, 3rd ed., Macmillan, Nueva York.

STOKOE, K.H. y 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, núm. SM5, pp. 443-460.

SZECHY, K. y VARGA, L. (1978). *Foundation Engineering—Soil Exploration and Spread Foundation*, Akademiai Kiado, Budapest, Hungría.

WOLFF, T.F. (1989). "Pile Capacity Prediction Using Parameter Functions", en *Predicted and Observed Axial Behavior of Piles, Results of a Pile Prediction Symposium*, patrocinado por el Geotechnical Engineering Division, ASCE, Evanston, IL, junio, 1989, ASCE Geotechnical Special Publication núm. 23, pp. 96-106.

3 Cimentaciones superficiales: capacidad de carga última

3.1 Introducción

Para que las cimentaciones superficiales tengan un desempeño satisfactorio deben tener dos características principales:

1. Tienen que ser seguras contra la falla general por corte del suelo que las soporta.
2. No pueden experimentar un desplazamiento, o un asentamiento excesivo. (El término *excesivo* es relativo, debido a que el grado de asentamiento permitido para una estructura depende de varias consideraciones).

La carga por área unitaria de la cimentación a la que ocurre la falla por corte en un suelo se denomina *capacidad de carga última*, que es el tema de este capítulo.

3.2 Concepto general

Considere un cimentación corrida con un ancho B que se apoya sobre la superficie de una arena densa o suelo cohesivo rígido, como se muestra en la figura 3.1a. Ahora, si se aplica una carga gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementará. La variación de la carga por área unitaria (q) sobre la cimentación con el asentamiento de la cimentación también se muestra en la figura 3.1a. En cierto punto, cuando la carga por área unitaria es igual a q_u, ocurrirá una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. A esta carga por área unitaria, q_u, suele referírsele como *capacidad de carga última de la cimentación*. Cuando este tipo de falla repentina ocurre en el suelo, se denomina *falla general por corte*.

Si la cimentación en consideración se apoya sobre un suelo de arena o arcillosos de compactación media (figura 3.1b), un incremento en la carga sobre la cimentación también se acompañará por un incremento en el asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia fuera desde la cimentación, como se muestra por las líneas continuas en la figura 3.1b. Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$, el movimiento de la cimentación se acompañará por sacudidas repentinas. Entonces se requiere de un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (como se muestra por las líneas discontinuas en la figura). La carga por área unitaria a la que esto sucede es la *capacidad de carga última,* q_u. Más allá de

www.elsolucionario.org

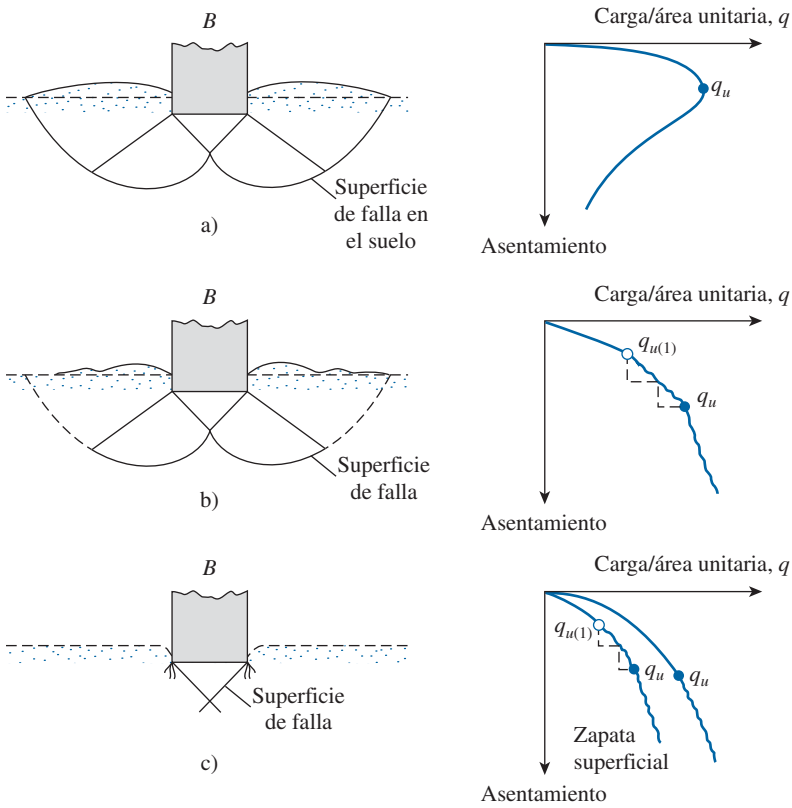


Figura 3.1 Naturaleza de la falla por capacidad de carga del suelo: a) falla general por corte; b) falla local por corte; c) falla de corte por punzonamiento (vuelta a dibujar según Vesic, 1973). [Vesic, A.S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, núm. SM1, pp. 45-73. Con permiso de la ASCE].

este punto, un incremento en la carga se acompaña por un gran incremento en el asentamiento de la cimentación. A la carga por área unitaria de la cimentación, $q_{u(1)}$, se le refiere como *primera carga de falla* (Vesic, 1963). Observe que un valor pico de q no se presenta en este tipo de falla, lo que se denomina *falla local por corte* en el suelo.

Si la cimentación está soportada por un suelo muy suelto, la gráfica carga-asentamiento será como la de la figura 3.1c. En este caso, la superficie 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 será muy pronunciada y prácticamente lineal. Este tipo de falla en el suelo 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 arena a varias densidades relativas de compactación, D_r. Las variaciones de $q_{u(1)}/\frac{1}{2}\gamma B$ y $q_u/\frac{1}{2}\gamma B$ obtenidas de estas pruebas, donde B es el diámetro de una placa circular o el ancho de una placa rectangular y γ es el peso específico de la arena, se muestran en la figura 3.2. Es importante observar a partir de esta figura que, para $D_r \geq$ aproximadamente 70%, ocurre en el suelo el tipo de 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 se apoyan sobre arenas. En la figura 3.3 se muestra esta relación, que comprende la notación

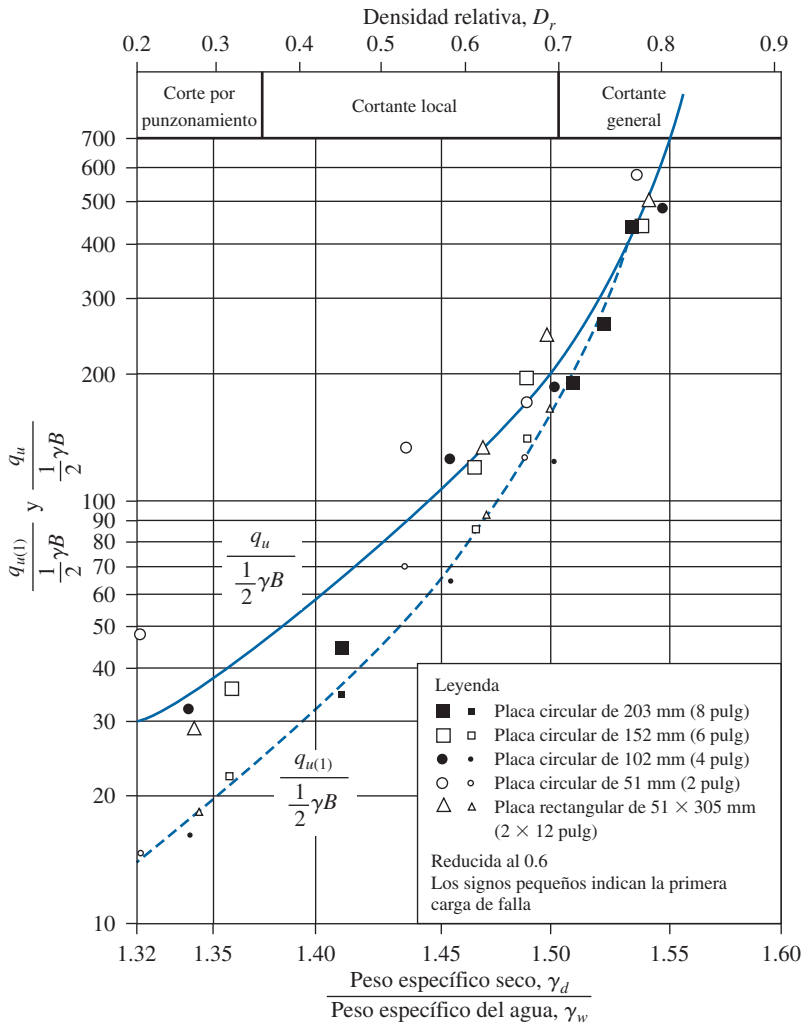


Figura 3.2 Variación de $q_{u(1)}/0.5\gamma B$ y $q_u/0.5\gamma B$ para placas circulares y rectangulares sobre la superficie de una arena. (Adaptada de Vesic, 1963). (De Vesic, A. B. Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. En Highway Research Record 39, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1963, Figura 28, p. 137. Reproducida con permiso del Transportation Research Board.)

D_r = densidad relativa de la arena
D_f = profundidad 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 siempre es mayor que B.)

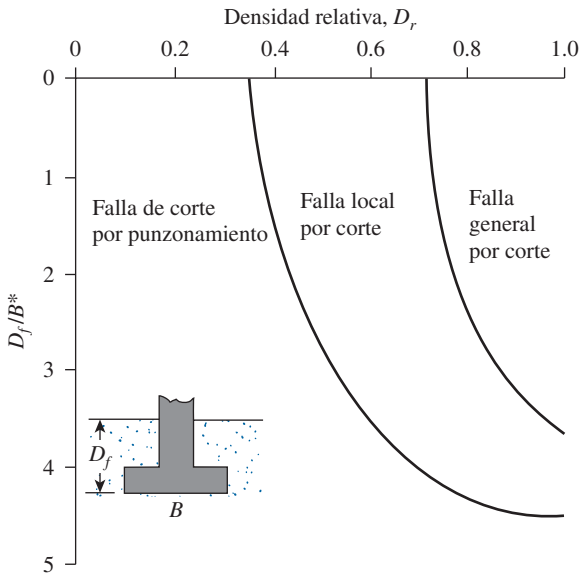


Figura 3.3 Modos de falla de una cimentación en arena (según Vesic, 1973). [Vesic, A.S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, núm. SM1, pp. 45-73. Con permiso de la ASCE].

Para cimentaciones cuadradas, $B = L$; para cimentaciones circulares, $B = L =$ diámetro, por lo tanto,

$$B^* = B \tag{3.2}$$

En la figura 3.4 se muestra el asentamiento S de las placas circulares y rectangulares sobre la superficie de una arena ante *carga última*, como se describe en la figura 3.2. En la figura se indica un intervalo general de S/B con la densidad relativa de compactación de la arena. Por consiguiente, en general se puede decir que, para cimentaciones a una profundidad superficial (es decir, para una D_f/B^* pequeña), la carga última puede ocurrir a un asentamiento de la cimentación de 4 a 10% de B. Esta condición se origina junto con la falla general por corte en el suelo; sin embargo, en el caso de falla local por corte o por punzonamiento, la carga última puede ocurrir a un asentamiento de 15 a 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 aproximadamente superficiales. De acuerdo con su teoría, una cimentación es *superficial* si su profundidad, D_f (figura 3.5), es menor que o igual a su ancho. Sin embargo, investigadores posteriores sugirieron que las cimentaciones con D_f igual a tres o cuatro veces su ancho se podían definir como *cimentaciones superficiales*.

Terzaghi sugirió que para una *cimentación continua* o *corrida* (es decir, cuando su relación ancho a longitud tiende a cero), la superficie de falla en el suelo ante carga última se puede suponer similar a la que se muestra en la figura 3.5. (Observe que este es el caso de falla general por corte según se define en la figura 3.1a). El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación también se puede suponer que se reemplaza por una sobrecarga equivalente, $q = \gamma D_f$ (donde γ es el peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se puede separar en tres partes (consulte la figura 3.5):

www.elsolucionario.org

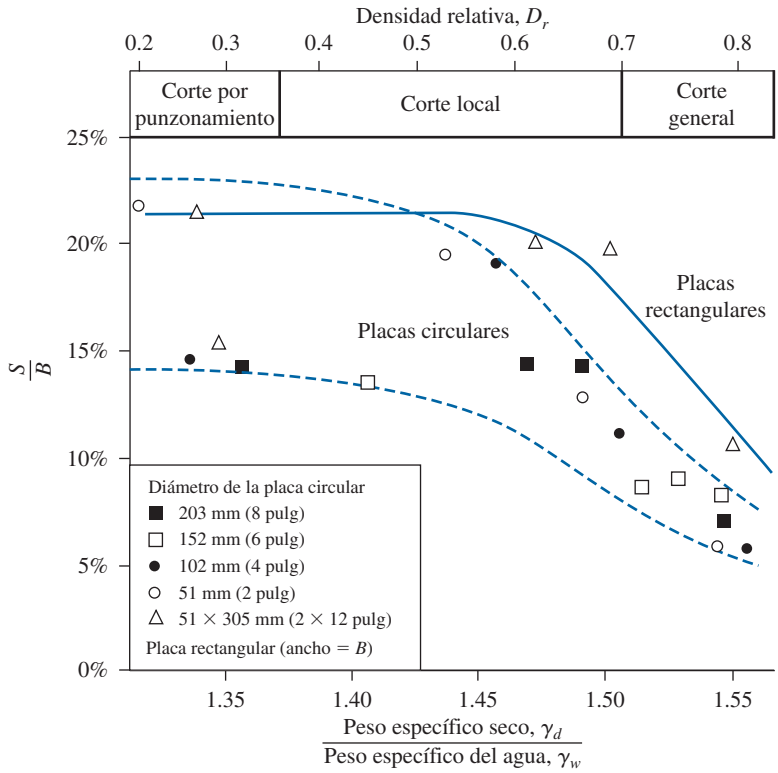


Figura 3.4 Intervalo del asentamiento de placas circulares y rectangulares ante carga última ($D_f/B = 0$) en arena (modificada según Vesic, 1963). (De Vesic, A. B., Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. En Highway Research Record 39, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1963, Figura 29, p. 138. Reproducida con permiso del Transportation Research Board.)

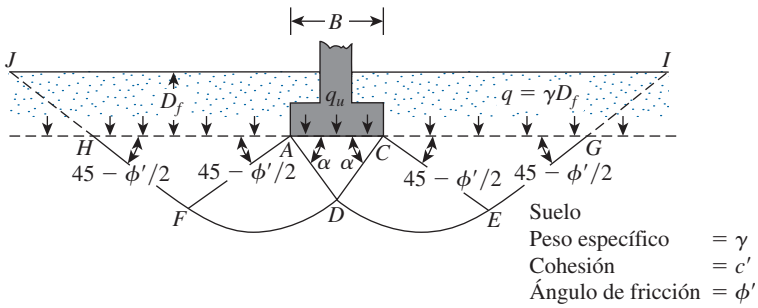


Figura 3.5 Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua (corrida).

1. La *zona triangular ACD* inmediatamente abajo de la cimentación.
2. Las *zonas de radiales de corte ADF* y *CDE*, con las curvas *DE* y *DF* como arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos *zonas triangulares pasivas de Rankine FH* y *CEG*.

Los ángulos *CAD* y *ACD* se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo ϕ'. Observe que, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q, se ignoró la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla *GI* y *HJ*.

Aplicando un análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma

$$q_u = c'N_c + qN_q + \tfrac{1}{2}\gamma BN_\gamma \qquad \text{(cimentación continua o corrida)} \tag{3.3}$$

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 que son adimensionales y funciones sólo del ángulo de fricción del suelo ϕ'

Los factores de capacidad de carga N_c, N_q y N_γ se definen mediante las expresiones

$$N_c = \cot\phi'\left[\frac{e^{2(3\pi/4-\phi'/2)\tan\phi'}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi'}{2}\right)} - 1\right] = \cot\phi'(N_q - 1) \tag{3.4}$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4-\phi'/2)\tan\phi'}}{2\cos^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)} \tag{3.5}$$

y

$$N_\gamma = \frac{1}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi'} - 1\right)\tan\phi' \tag{3.6}$$

donde $K_{p\gamma}$ = coeficiente de presión pasiva.

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.

Para estimar la capacidad de carga última de *cimentaciones cuadradas* y *circulares*, la ecuación (3.1) se puede modificar respectivamente a

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad \text{(cimentación cuadrada)} \tag{3.7}$$

Tabla 3.1 Factores de capacidad de carga de Terzaghi — ecuaciones (3.4), (3.5) y (3.6). De Kumbhojkar (1993).

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	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

[a] De Kumbhojkar (1993).

y

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad \text{(cimentación circular)} \tag{3.8}$$

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 presentan el modo de falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió las modificaciones siguientes para las ecuaciones (3.3), (3.7) y (3.8):

$$q_u = \tfrac{2}{3}c'N'_c + qN'_q + \tfrac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad \text{(cimentación continua)} \tag{3.9}$$

$$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad \text{(cimentación cuadrada)} \tag{3.10}$$

$$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \quad \text{(cimentación circular)} \tag{3.11}$$

www.elsolucionario.org

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				

N'_c, N'_q y N'_γ, los *factores de capacidad de carga modificados*, se pueden calcular utilizando las ecuaciones de los factores de capacidad de carga (para N_c, N_q y N_γ, respectivamente) reemplazando ϕ' por $\overline{\phi}' = \tan^{-1}(\frac{2}{3}\tan\phi')$. La variación de N'_c, N'_q y N'_γ con el ángulo de fricción del suelo ϕ' se da en la tabla 3.2.

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi ahora se han modificado para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (B/L), la profundidad de empotramiento (D_f) y la inclinación de la carga. Esto se analiza en la sección 3.6. Sin embargo, muchos ingenieros aún utilizan la ecuación de Terzaghi, ya que proporciona muy buenos resultados considerando la incertidumbre de las condiciones del suelo en varios emplazamientos.

3.4 Factor de seguridad

El cálculo de la *capacidad de carga permisible* bruta de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, o

$$q_{\text{perm}} = \frac{q_u}{\text{FS}} \tag{3.12}$$

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren emplear un factor de seguridad tal que

$$\text{Incremento neto del esfuerzo en el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{\text{FS}} \tag{3.13}$$

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por área unitaria de la cimentación que puede soportar el suelo en exceso de la presión causada por el suelo circundante al nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto utilizado en la cimentación y el peso específico del suelo circundante se supone que es insignificante, entonces

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q \tag{3.14}$$

donde

$q_{\text{neta}(u)}$ = capacidad de carga última neta
$q = \gamma D_f$

Por lo tanto,

$$q_{\text{perm(neta)}} = \frac{q_u - q}{\text{FS}} \tag{3.15}$$

El factor de seguridad según se define por la ecuación (3.15) debe ser al menos de 3 en todos los casos.

Ejemplo 3.1

Una cimentación cuadrada tiene 2 × 2 m en planta. El suelo que soporta la cimentación tiene un ángulo de fricción de $\phi' = 25°$ y $c' = 20\ \text{kN/m}^2$. El peso específico del suelo, γ, es $16.5\ \text{kN/m}^3$. Determine la capacidad de carga permisible sobre la cimentación con un factor de seguridad (FS) de 3. Suponga que la profundidad de la cimentación (D_f) es de 1.5 m y que ocurre una falla general por corte en el suelo.

Solución

De la ecuación (3.7)

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

De la tabla 3.1, para $\phi' = 25°$,

$$N_c = 25.13$$
$$N_q = 12.72$$
$$N_\gamma = 8.34$$

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} q_u &= (1.3)(20)(25.13) + (1.5 \times 16.5)(12.72) + (0.4)(16.5)(2)(8.34) \\ &= 653.38 + 314.82 + 110.09 = 1078.29\ \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

Por lo tanto, la capacidad de carga permisible por área unitaria de la cimentación es

$$q_{\text{perm}} = \frac{q_u}{\text{FS}} = \frac{1078.29}{3} \approx 359.5 \text{ kN/m}^2$$

Por consiguiente, la carga bruta permisible total es

$$Q = (359.5)\, B^2 = (359.5)\,(2 \times 2) = \mathbf{1\,438\ kN}$$ ■

3.5 Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel freático

Las ecuaciones (3.3) y (3.7) a (3.11) proporcionan la capacidad de carga última, con base en la suposición de que el nivel freático se ubica muy por debajo de la cimentación. Sin embargo, si el nivel freático está cerca de la cimentación, serán necesarias algunas modificaciones de las ecuaciones de capacidad de carga. (Consulte la figura 3.6).

Caso I. Si el nivel freático se ubica tal que $0 \le D_1 \le D_f$, el factor q en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \tag{3.16}$$

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 se tiene que reemplazar por $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$.

Caso II. Para un nivel freático ubicado tal que $0 \le d \le B$,

$$q = \gamma D_f \tag{3.17}$$

En este caso, el factor γ en el último término de las ecuaciones de capacidad de carga se debe reemplazar por el factor

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \tag{3.16}$$

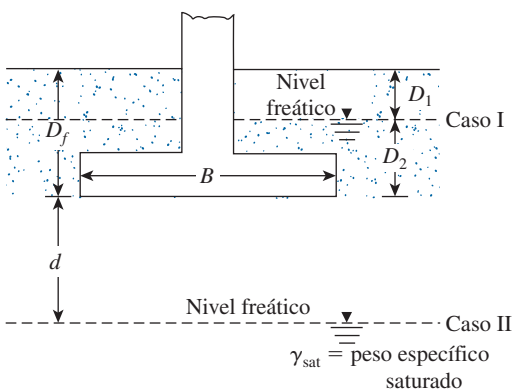


Figura 3.6 Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel freático.

www.elsolucionario.org

Las modificaciones anteriores se basan en la suposición de que no existe una fuerza de filtración en el suelo.

Caso III. Cuando el nivel freático se ubica tal que $d \geq B$, el agua no tendrá efecto sobre la capacidad de carga última.

3.6 Ecuación general de la capacidad de carga

Las ecuaciones de la capacidad de carga última (3.3), (3.7) y (3.8) son sólo para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares; no abordan el 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 (la parte 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 estos factores, Meyerhof (1963) sugirió la forma siguiente de la ecuación general de la capacidad de carga

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \tag{3.19}$$

En esta ecuación:

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 de inclinación de la carga
N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Las ecuaciones para determinar los varios factores que aparecen en la ecuación (3.19) se describen brevemente en las secciones siguientes. Observe que la ecuación original para la capacidad de carga última se dedujo sólo para el caso de deformación unitaria plana (es decir, para cimentaciones continuas). Los factores de forma, profundidad e inclinación de la carga son empíricos basados en datos experimentales.

Factores de capacidad de carga

La naturaleza básica de la superficie de falla en un suelo sugerida por Terzaghi ahora parece haberse confirmado por estudios de laboratorio y de campo de la capacidad de carga (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo α que se muestra en la figura 3.5 está más cercano a $45 + \phi'/2$ que a ϕ'. Si se acepta este cambio, los valores de N_c, N_q y N_γ para un ángulo de fricción del suelo dado también cambiarán respecto a los dados en la tabla 3.1. Con $\alpha = 45 + \phi'/2$, se puede demostrar que

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan \phi'} \tag{3.20}$$

y

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi' \tag{3.21}$$

La ecuación (3.21) para N_c la dedujo originalmente Prandtl y la ecuación (3.20) para N_q la presentó Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) proporcionaron la relación para N_γ como

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi' \tag{3.22}$$

En la tabla 3.3 se muestra la variación de los factores de capacidad de carga anteriores con los ángulos de fricción del suelo.

Tabla 3.3 Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Factores de forma, profundidad e inclinación

Los factores de forma, profundidad e inclinación de uso común se dan en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Factores de forma, profundidad e inclinación [DeBeer (1970); Hansen (1970); Meyerhof (1963); Meyerhof y Hanna (1981)].

Factor	Relación	Referencia
Forma	$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$ $F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi'$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right)$	DeBeer (1970)
Profundidad	si; $\frac{D_f}{B} \leq 1$ Para $\phi = 0$: $F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ Para $\phi' > 0$: $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \text{sen}\,\phi')^2\left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{\gamma d} = 1$ si; $\frac{D_f}{B} > 1$ Para $\phi = 0$: $F_{cd} = 1 + 0.4\underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianes}}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ Para $\phi' > 0$: $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \text{sen}\,\phi')^2\underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianes}}$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right)$ β = inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)

www.elsolucionario.org

Ejemplo 3.2

Resuelva el problema 3.1 utilizando la ecuación (3.19).

Solución

De la ecuación (3.19),

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qt} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma t}$$

Como la carga es vertical, $F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$. De la tabla 3.3 para $\phi' = 25°$, $N_c = 20.72$, $N_q = 10.66$ y $N_\gamma = 10.88$.

Utilizando la tabla 3.4,

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{2}{2}\right)\left(\frac{10.66}{20.72}\right) = 1.514$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi' = 1 + \left(\frac{2}{2}\right)\tan 25 = 1.466$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{2}{2}\right) = 0.6$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'\,(1 - \text{sen}\,\phi')^2\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$= 1 + (2)(\tan 25)(1 - \text{sen}\,25)^2\left(\frac{1.5}{2}\right) = 1.233$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c\tan\phi'} = 1.233 - \left[\frac{1 - 1.233}{(20.72)(\tan 25)}\right] = 1.257$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

De aquí,

$$q_u = (20)(20.72)(1.514)(1.257)(1) + (1.5 \times 16.5)(10.66)(1.466)(1.233)(1) + \frac{1}{2}(16.5)(2)(10.88)(0.6)(1)(1)$$

$$= 788.6 + 476.9 + 107.7 = 1373.2\ \text{kN/m}^2$$

$$q_{\text{perm}} = \frac{q_u}{\text{FS}} = \frac{1373.2}{3} = 457.7\ \text{kN/m}^2$$

$$Q = (457.7)(2 \times 2) = \mathbf{1\,830.8\ kN}$$

Ejemplo 3.3

Se tiene que construir una cimentación cuadrada ($B \times B$) como se muestra en la figura 3.7. Suponga que $\gamma = 16.5$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 18.55$ kN/m^3, $\phi' = 34°$, $D_f = 1.22$ m y $D_1 = 0.61$ m. La carga permisible bruta, Q_{perm}, con FS = 3 es 667.2 kN. Determine el tamaño de la zapata. Utilice la ecuación (3.19).

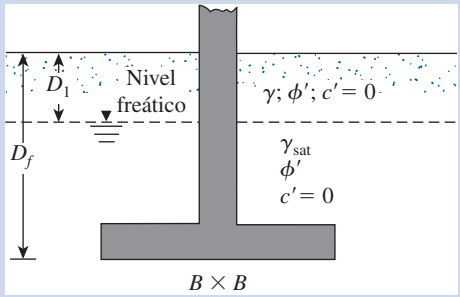


Figura 3.7 Cimentación cuadrada.

Solución

Se tiene

$$q_{perm} = \frac{Q_{perm}}{B^2} = \frac{667.2}{B^2}\ \text{kN/m}^2 \qquad \text{a)}$$

De la ecuación (3.19) (con $c' = 0$), para carga vertical, se obtiene

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{3}\left(qN_qF_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma' BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}\right)$$

Para $\phi' = 34°$, de la tabla 3.3, $N_q = 29.44$ y $N_\gamma = 41.06$. Por consiguiente,

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi' = 1 + \tan 34 = 1.67$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4 = 0.6$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \text{sen}\,\phi')^2\frac{D_f}{B} = 1 + 2\tan 34\,(1 - \text{sen}\,34)^2\frac{4}{B} = 1 + \frac{1.05}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

y

$$q = (0.61)(16.5) + 0.61\,(18.55 - 9.81) = 15.4\ \text{kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$q_{\text{perm}} = \frac{1}{3}\left[(15.4)(29.44)(1.67)\left(1 + \frac{1.05}{B}\right) + \left(\frac{1}{2}\right)(18.55 - 9.81)(B)(41.06)(0.6)(1)\right] \quad \text{b)}$$

$$= 252.38 + \frac{265}{B} + 107.65\,B$$

Combinando las ecuaciones a) y b) resulta en

$$\frac{667.2}{B^2} = 252.38 + \frac{265}{B} + 107.65\,B$$

Mediante prueba y error, se determina que $B \approx$ **1.05 m** ■

3.7 Estudios de casos sobre la capacidad de carga última

En esta sección se considerarán dos observaciones de campo relacionadas con la capacidad de carga última de cimentaciones sobre arcilla suave. Las cargas de falla sobre la cimentación en el campo se compararán con las estimadas con la teoría presentada en la sección 3.6.

Falla de la cimentación de un silo de concreto

Un caso excelente de la falla de capacidad de carga de un silo de concreto de 6 m de diámetro la proporcionó Bozozuk (1972). La torre de concreto del silo tenía 21 m de altura y se construyó sobre arcilla suave sobre una cimentación en anillo. En la figura 3.8 se muestra la variación de la resistencia cortante no drenada (c_u) obtenida de pruebas de corte con veleta en el emplazamiento. El nivel freático se ubicó a aproximadamente 6 m bajo la superficie del terreno.

El 30 de septiembre de 1970, justo después de que se llenó a su capacidad por primera vez con ensilaje de maíz, la torre de concreto del silo repentinamente se volcó debido a la falla de capacidad de carga, extendiéndose hasta casi 7 m bajo la superficie del terreno. Bozozuk (1972) proporcionó los parámetros promedio siguientes del suelo en la zona de falla y la cimentación:

- Carga por área unitaria sobre la cimentación cuando ocurrió la falla ≈ 160 kN/m^2.
- Índice de plasticidad (IP) promedio de la arcilla ≈ 36.
- Resistencia cortante no drenada promedio (c_u) a una profundidad de 0.6 a 7 m obtenida de pruebas de corte con veleta en campo ≈ 27.1 kN/m^2.
- De la figura 3.9, $B \approx 7.2$ m y $D_f \approx 1.52$ m.

www.elsolucionario.org

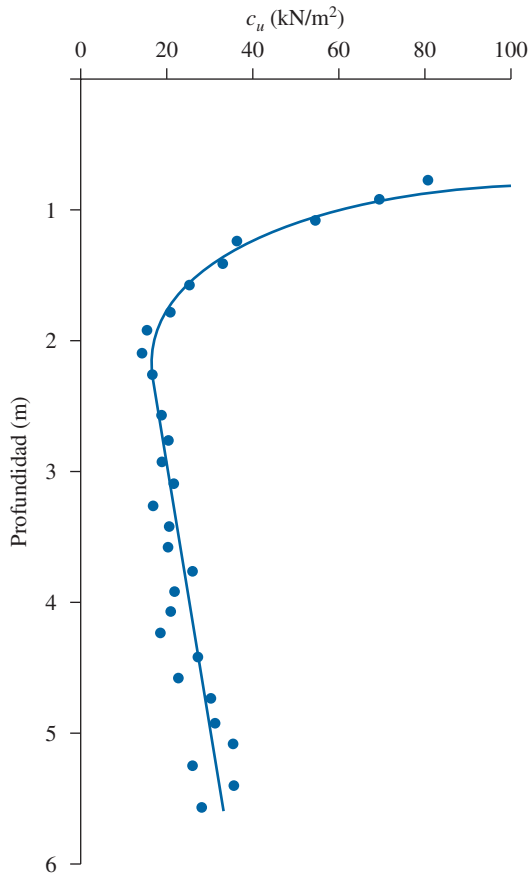


Figura 3.8 Variación de c_u con la profundidad obtenida de pruebas de corte con veleta en campo.

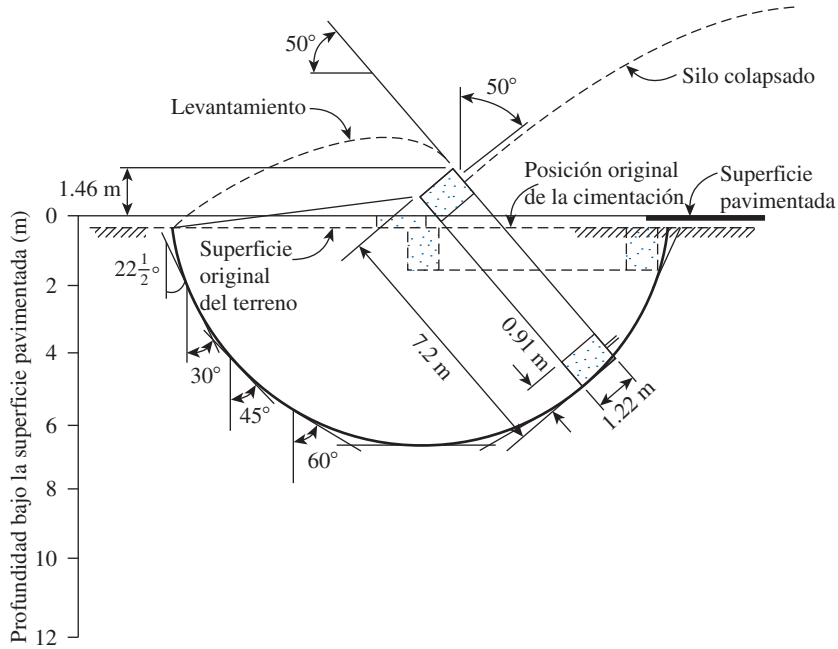


Figura 3.9 Perfil aproximado de la falla del silo (adaptada de Bozozuk, 1972).

Ahora se puede calcular el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga. De la ecuación (3.19)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_c F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Para la condición con $\phi = 0$ y carga vertical $c' = c_u$, $N_c = 5.14$, $N_q = 1$, $N_\gamma = 0$ y $F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 0$. Además, de la tabla 3.4,

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{7.2}{7.2}\right)\left(\frac{1}{5.14}\right) = 1.195$$
$$F_{qs} = 1$$
$$F_{cd} = 1 + (0.4)\left(\frac{1.52}{7.2}\right) = 1.08$$
$$F_{qd} = 1$$

Por lo tanto,

$$q_u = (c_u)(5.14)(1.195)(1.08)(1) + (\gamma)(1.52)$$

Suponiendo $\gamma \approx 18$ kN/m^3,

$$q_u = 6.63 c_u + 27.36 \tag{3.23}$$

De acuerdo con las ecuaciones (2.34) y (2.35a),

$$c_{u(\text{corregida})} = \lambda\, c_{u(\text{VST})}$$
$$\lambda = 1.7 - 0.54 \log [\text{IP}(\%)]$$

Para este caso, IP ≈ 36 y $c_{u(\text{VST})} = 27.1$ kN/m^2. Por lo tanto,

$$c_{u(\text{corregida})} = \{1.7 - 0.54 \log [\text{IP}(\%)]\} c_{u(\text{VST})}$$
$$= (1.7 - 0.54 \log 36)(27.1) \approx 23.3 \text{ kN/m}^2$$

Sustituyendo este valor de c_u en la ecuación (3.23)

$$q_u = (6.63)(23.3) + 27.36 = 181.8 \text{ kN/m}^2$$

El factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga

$$\text{FS} = \frac{q_u}{\text{carga aplicada por área unitaria}} = \frac{181.8}{160} = 1.14$$

Este factor de seguridad es demasiado bajo y aproximadamente igual a 1, por lo que ocurrió la falla.

Pruebas de carga en cimentaciones en arcilla suave Bangkok

Brand y colaboradores (1972) reportaron resultados de prueba de carga de cinco cimentaciones cuadradas pequeñas en arcilla suave Bangkok en Rangsit, Tailandia. Las cimentaciones medían 0.6 × 0.6 m, 0.675 × 0.675 m, 0.75 × 0.75 m, 0.9 × 0.9 m y 1.05 × 1.05 m. La profundidad de las cimentaciones (D_f) fue de 1.5 m en todos los casos.

En la figura 3.10 se muestran los resultados de las pruebas con veleta de la arcilla. Con base en la variación de $c_{u(\text{VST})}$ con la profundidad, se puede aproximar que $c_{u(\text{VST})}$ es casi 35 kN/m^2 para profundidades entre cero y 15 m medidas desde la superficie del terreno y $c_{u(\text{VST})}$ es aproximadamente igual a 24 kN/m^2 para profundidades entre 1.5 y 8 m. Otras propiedades de la arcilla son:

- Límite líquido = 80
- Límite plástico = 40
- Sensitividad ≈ 5

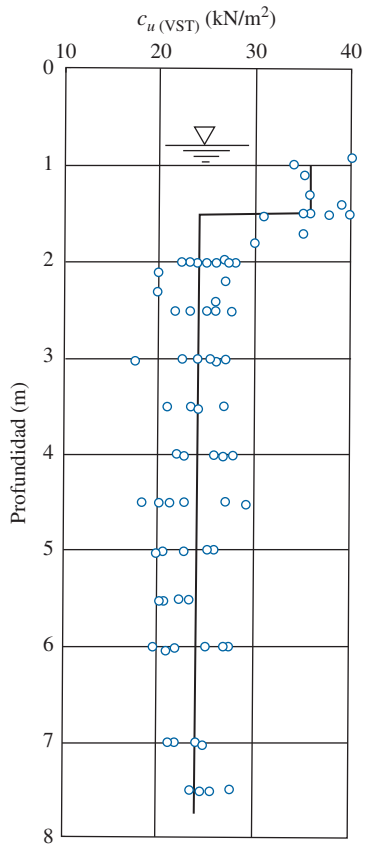


Figura 3.10 Variación de $c_{u(VST)}$ con la profundidad para arcilla Bangkok suave.

En la figura 3.11 se muestran los trazos carga-asentamiento obtenidos de pruebas de capacidad de carga en las cinco cimentaciones. Las cargas últimas, Q_u, obtenidas en cada prueba se muestran en la figura 3.11 y se resumen en la tabla 3.5. La carga última se define como el punto donde la gráfica carga-asentamiento se vuelve prácticamente lineal.

De la ecuación (3.19),

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Para la condición no drenada y carga vertical (es decir, $\phi = 0$) de las tablas 3.3 y 3.4,

- $F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$
- $c' = c_u$, $N_c = 5.14$, $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$
- $F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + (1)\left(\frac{1}{5.14}\right) = 1.195$
- $F_{qs} = 1$
- $F_{qd} = 1$
- $F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + 0.4 \tan^{-1}\left(\frac{1.5}{B}\right)$ (3.24)

www.elsolucionario.org

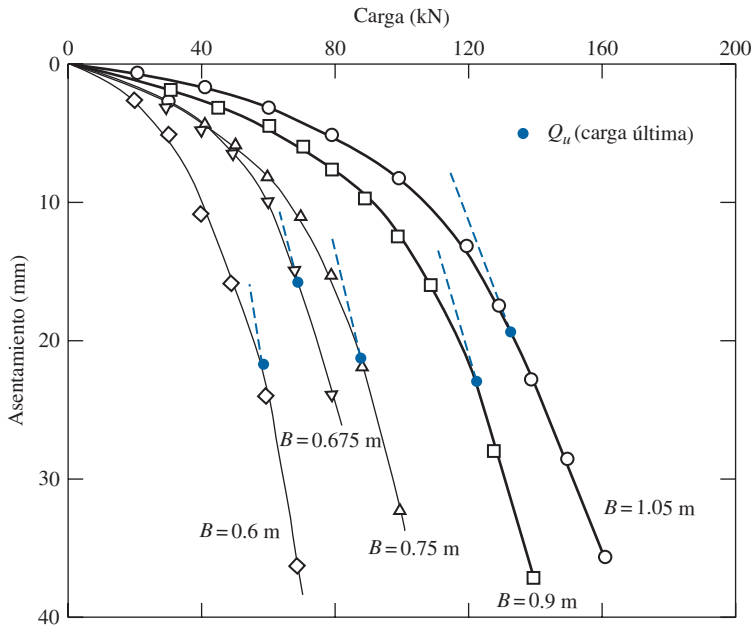


Figura 3.11 Trazos carga-asentamiento obtenidos de pruebas de capacidad de carga.

(*Nota:* $D_f/B > 1$ en todos los casos)
Por lo tanto,

$$q_u = (5.14)(c_u)(1.195)F_{cd} + q \tag{3.25}$$

Los valores de $c_{u(\text{VST})}$ se necesitan corregir para emplearlos en la ecuación (3.25). De la ecuación (2.34),

$$c_u = \lambda c_{u(\text{VST})}$$

De la ecuación (2.35b),

$$\lambda = 1.18e^{-0.08(\text{IP})} + 0.57 = 1.18e^{-0.08(80\,-\,40)} + 0.57 = 0.62$$

De la ecuación (2.35c),

$$\lambda = 7.01e^{-0.08(\text{LL})} + 0.57 = 7.01e^{-0.08(80)} + 0.57 = 0.58$$

Tabla 3.5 Comparación de la capacidad de carga última: teoría contra resultados de pruebas de campo.

B (m) (1)	D_f (m) (2)	F_{cd}‡ (3)	$q_{u(\text{teoría})}$‡‡ (kN/m²) (4)	$Q_{u(\text{campo})}$ (kN) (5)	$q_{u(\text{campo})}$‡‡‡ (kN/m²) (6)	$\frac{q_{u(\text{campo})} - q_{u(\text{teoría})}}{q_{u(\text{campo})}}$ (%) (7)
0.600	1.5	1.476	158.3	60	166.6	4.98
0.675	1.5	1.459	156.8	71	155.8	−0.64
0.750	1.5	1.443	155.4	90	160.6	2.87
0.900	1.5	1.412	152.6	124	153.0	0.27
1.050	1.5	1.384	150.16	140	127.0	−18.24

‡Ec. (3.24); ‡‡Ec. (3.26); ‡‡‡$Q_{u(\text{campo})}/B^2 = q_{u(\text{campo})}$

Por lo tanto, el valor promedio de $\lambda \approx 0.6$. De aquí,

$$c_u = \lambda c_{u(\text{VST})} = (0.6)(24) = 14.4 \text{ kN/m}^2$$

Suponiendo $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^2$. Por lo que

$$q = \gamma D_f = (18.5)(1.5) = 27.75 \text{ kN/m}^2$$

Sustituyendo $c_u = 14.4 \text{ kN/m}^2$ y $q = 27.75 \text{ kN/m}^2$ en la ecuación (3.25), se obtiene

$$q_u(\text{kN/m}^2) = 88.4F_{cd} + 27.75 \tag{3.26}$$

Los valores de q_u calculados utilizando la ecuación (3.26) se dan en la columna 4 de la tabla 3.5. Además, las q_u determinadas de las pruebas de campo se dan en la columna 6. Los valores teóricos y de campo de q_u concuerdan bastante bien. Las lecciones importantes aprendidas en este estudio son:

1. La capacidad de carga última es una función de c_u. Si la ecuación (2.35a) se hubiera empleado para corregir la resistencia cortante no drenada, los valores teóricos de q_u hubieran variado entre 200 kN/m^2 y 210 kN/m^2. Estos valores son aproximadamente 25 a 55% mayores que los obtenidos del campo y están en el lado no seguro.
2. Es importante reconocer que las correlaciones empíricas como las dadas en las ecuaciones (2.35a), (2.35b) y (2.35c) son específicas en ocasiones para el emplazamiento. Así pues, un juicio ingenieril adecuado y cualquier registro de estudios pasados sería útil en la evaluación de la capacidad de carga.

3.8 Efecto de la compresibilidad del suelo

En la sección 3.3, las ecuaciones (3.3), (3.7) y (3.8), que se aplican al caso de falla general por corte, se modificaron a las ecuaciones (3.9), (3.10) y (3.11) para tomar en cuenta el cambio del modo de falla en el suelo (es decir, falla local por corte). El cambio del modo de falla se debe a la compresibilidad del suelo, para tomar en cuenta esto Vesic (1973) propuso la modificación de la ecuación (3.19) siguiente:

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{cc} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qc} + \tfrac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma c} \tag{3.27}$$

En esta ecuación F_{cc}, F_{qc} y $F_{\gamma c}$ son factores de compresibilidad del suelo.

Los factores de compresibilidad del suelo los dedujo Vesic por analogía con la expansión de cavidades. De acuerdo con esa teoría, a fin de calcular F_{cc}, F_{qc} y $F_{\gamma c}$, se deben efectuar los pasos siguientes:

Paso 1. Calcule el *índice de rigidez*, I_r, del suelo a una profundidad aproximada $B/2$ debajo del fondo la cimentación, o

$$I_r = \frac{G_s}{c' + q' \tan \phi'} \tag{3.28}$$

donde

G_s = módulo de cortante del suelo
q = presión efectiva de sobrecarga a una profundidad de $D_f + B/2$

Paso 2. El índice de rigidez crítico, $I_{r(cr)}$, se puede expresar como

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2}\left\{\exp\left[\left(3.30 - 0.45\frac{B}{L}\right)\cot\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)\right]\right\} \tag{3.29}$$

Las variaciones de $I_{r(cr)}$ con B/L se muestran en la tabla 3.6.

Paso 3. Si $I_r \geq I_{r(cr)}$, entonces

$$F_{cc} = F_{qc} = F_{\gamma c} = 1 \tag{3.30}$$

Sin embargo, si $I_r < I_{r(cr)}$, entonces

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp\left\{\left(-4.4 + 0.6\frac{B}{L}\right)\tan\phi' + \left[\frac{(3.07\ \text{sen}\ \phi')(\log 2I_r)}{1 + \text{sen}\ \phi'}\right]\right\} \tag{3.30}$$

En la figura 3.12 se muestra la variación de $F_{\gamma c} = F_{qc}$ [consulte la ecuación (3.30)] con ϕ' e I_r. Para $\phi = 0$,

$$F_{cc} = 0.32 + 0.12\frac{B}{L} + 0.60\log I_r \tag{3.31}$$

Para $\phi' > 0$,

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan\phi'} \tag{3.32}$$

Tabla 3.6 Variación de $I_{r(cr)}$ con ϕ' y B/L.

ϕ' (grados)	$I_{r(cr)}$					
	$B/L = 0$	$B/L = 0.2$	$B/L = 0.4$	$B/L = 0.6$	$B/L = 0.8$	$B/L = 1.0$
0	13.56	12.39	11.32	10.35	9.46	8.64
5	18.30	16.59	15.04	13.63	12.36	11.20
10	25.53	22.93	20.60	18.50	16.62	14.93
15	36.85	32.77	29.14	25.92	23.05	20.49
20	55.66	48.95	43.04	37.85	33.29	29.27
25	88.93	77.21	67.04	58.20	50.53	43.88
30	151.78	129.88	111.13	95.09	81.36	69.62
35	283.20	238.24	200.41	168.59	141.82	119.31
40	593.09	488.97	403.13	332.35	274.01	225.90
45	1440.94	1159.56	933.19	750.90	604.26	486.26

www.elsolucionario.org

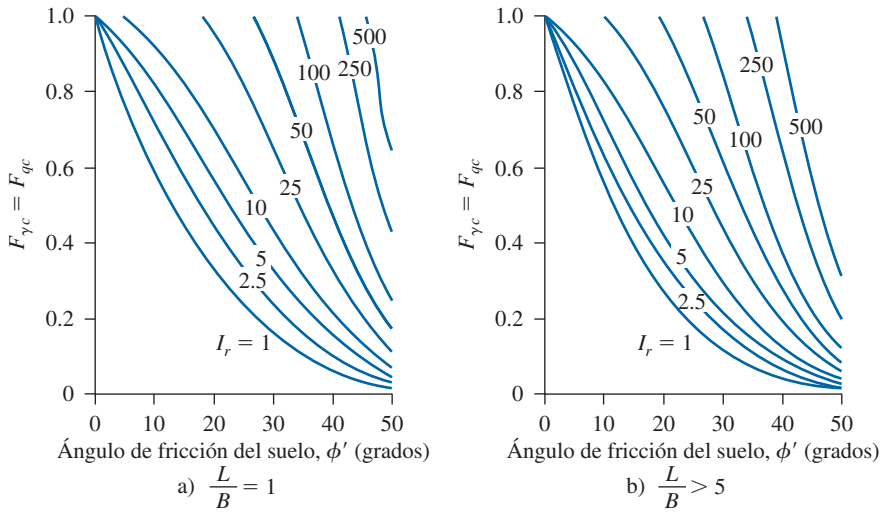


Figura 3.12 Variación de $F_{\gamma c} = F_{qc}$ con I_r y ϕ'.

Ejemplo 3.4

Para una cimentación superficial, $B = 0.6$ m, $L = 1.2$ m y $D_f = 0.6$ m. Las características conocidas del suelo son:

Suelo:

$\phi' = 25°$
$c' = 48$ kN/m^2
$\gamma = 18$ kN/m^3
Módulo de elasticidad, $E_s = 620$ kN/m^2
Relación de Poisson, $\mu_s = 0.3$

Calcule la capacidad de carga última.

Solución

De la ecuación (3.28),

$$I_r = \frac{G_s}{c' + q' \tan \phi'}$$

Sin embargo,

$$G_s = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)}$$

Por lo tanto,

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)[c' + q' \tan \phi']}$$

Ahora,

$$q' = \gamma\left(D_f + \frac{B}{2}\right) = 18\left(0.6 + \frac{0.6}{2}\right) = 16.2 \text{ kN/m}^2$$

Por consiguiente,

$$I_r = \frac{620}{2(1 + 0.3)[48 + 16.2 \tan 25]} = 4.29$$

De la ecuación (3.29),

$$I_{r(\text{cr})} = \frac{1}{2}\left\{\exp\left[\left(3.3 - 0.45\frac{B}{L}\right)\cot\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)\right]\right\}$$
$$= \frac{1}{2}\left\{\exp\left[\left(3.3 - 0.45\frac{0.6}{1.2}\right)\cot\left(45 - \frac{25}{2}\right)\right]\right\} = 62.41$$

Como $I_{r(\text{cr})} > I_r$, se utilizan las ecuaciones (3.30) y (3.32) y se obtiene

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp\left\{\left(-4.4 + 0.6\frac{B}{L}\right)\tan\phi' + \left[\frac{(3.07 \operatorname{sen}\phi')\log(2I_r)}{1 + \operatorname{sen}\phi'}\right]\right\}$$
$$= \exp\left\{\left(-4.4 + 0.6\frac{0.6}{1.2}\right)\tan 25 + \left[\frac{(3.07 \operatorname{sen} 25)\log(2 \times 4.29)}{1 + \operatorname{sen} 25}\right]\right\} = 0.347$$

y

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_c \tan\phi'}$$

Para $\phi' = 25°$, $N_c = 20.72$ (consulte la tabla 3.3); por lo tanto,

$$F_{cc} = 0.347 - \frac{1 - 0.347}{20.72 \tan 25} = 0.279$$

Ahora, de la ecuación (3.27),

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \tfrac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c}$$

De la tabla 3.3, para $\phi' = 25°$, $N_c = 20.72$, $N_q = 10.66$ y $N_\gamma = 10.88$. En consecuencia,

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right)\left(\frac{B}{L}\right) = 1 + \left(\frac{10.66}{20.72}\right)\left(\frac{0.6}{1.2}\right) = 1.257$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi' = 1 + \frac{0.6}{1.2}\tan 25 = 1.233$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4\frac{0.6}{1.2} = 0.8$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \operatorname{sen}\phi')^2\left(\frac{D_f}{B}\right)$$
$$= 1 + 2\tan 25\,(1 - \operatorname{sen} 25)^2\left(\frac{0.6}{0.6}\right) = 1.311$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'} = 1.311 - \frac{1 - 1.311}{20.72 \tan 25} = 1.343$$

y

$$F_{\gamma d} = 1$$

Por lo tanto,

$$q_u = (48)(20.72)(1.257)(1.343)(0.279) + (0.6 \times 18)(10.66)(1.233)(1.311)$$
$$(0.347) + (\tfrac{1}{2})(18)(0.6)(10.88)(0.8)(1)(0.347) = \mathbf{549.32\ kN/m^2}$$ ■

3.9 Cimentaciones cargadas excéntricamente

En varios casos, como en la base de un muro de retención, las cimentaciones están sujetas a un momento además de la carga vertical, como se muestra en la figura 3.13a. En esas situaciones, la distribución de la presión por la cimentación sobre el suelo no es uniforme. La distribución de la presión nominal es

$$q_{máx} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L} \tag{3.33}$$

y

$$q_{mín} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \tag{3.34}$$

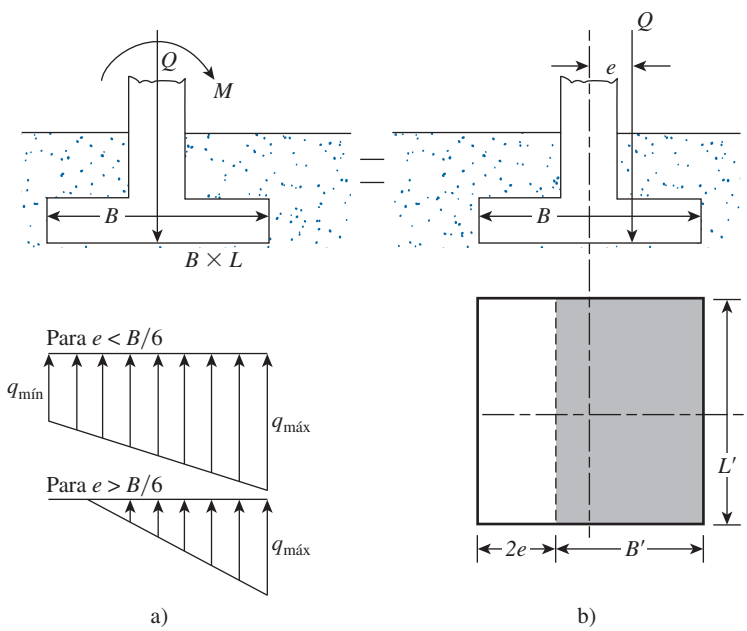


Figura 3.13 Cimentaciones cargadas excéntricamente.

www.elsolucionario.org

donde

Q = carga vertical total
M = momento sobre la cimentación

En la figura 3.13b se muestra un sistema de fuerzas equivalente al que se muestra en la figura 3.13a. La distancia

$$e = \frac{M}{Q} \tag{3.35}$$

es la excentricidad. Sustituyendo la ecuación (3.35) en las ecuaciones (3.33) y (3.34) da

$$q_{máx} = \frac{Q}{BL}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \tag{3.36}$$

y

$$q_{mín} = \frac{Q}{BL}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \tag{3.37}$$

Observe que, en estas 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. Debido a que el suelo no puede soportar tensiones, habrá una separación entre la cimentación y el suelo debajo de ella. La naturaleza de la distribución de la presión sobre el suelo será como se muestra en la figura 3.13a. Entonces el valor de $q_{máx}$ es

$$q_{máx} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)} \tag{3.38}$$

La distribución exacta de la presión es difícil de estimar.

En la figura 3.14 se muestra la naturaleza de la superficie de falla en el suelo para una cimentación corrida superficial sometida a una carga excéntrica. El factor de seguridad para ese tipo de carga contra la falla de capacidad de carga se puede evaluar como

$$\text{FS} = \frac{Q_{últ}}{Q} \tag{3.39}$$

donde $Q_{últ}$ = capacidad de soporte de carga última.

En las secciones siguientes se describen varias teorías para determinar $Q_{últ}$.

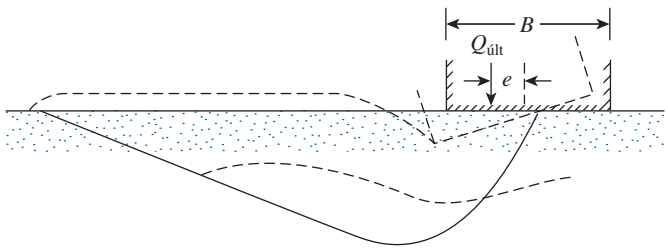


Figura 3.14 Naturaleza de la superficie de falla en un suelo que soporta una cimentación continua sometida a una carga excéntrica. (*Nota:* $D_f = 0$; $Q_{últ}$ es la carga última por longitud unitaria de la cimentación.)

3.10 Capacidad de carga última ante carga excéntrica —excentricidad en un sentido

Método del área efectiva (Meyerhof, 1953)

En 1953, Meyerhof propuso una teoría a la que generalmente se le refiere como *método del área efectiva*.

El siguiente es un procedimiento paso a paso para determinar la carga última que un suelo puede soportar y el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga:

Paso 1. Se determinan las dimensiones efectivas de la cimentación (figura 3.13b):

$$B' = \text{ancho efectivo} = B - 2e$$
$$L' = \text{longitud efectiva} = L$$

Observe que si la excentricidad fuera en la dirección de la longitud de la cimentación, el valor de L' sería igual a $L - 2e$. El valor de B' sería igual a B. La menor de las dos dimensiones (es decir, L' y B') es el ancho efectivo de la cimentación.

Paso 2. Se utiliza la ecuación (3.19) para la capacidad de carga última:

$$q'_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \tfrac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \tag{3.40}$$

Para evaluar F_{cs}, F_{qs} y $F_{\gamma s}$, se utilizan las relaciones dadas en la tabla 3.4 con las dimensiones de la *longitud efectiva* y del *ancho efectivo* en vez de L y B, respectivamente. Para determinar F_{cd}, F_{qd} y $F_{\gamma d}$, se utilizan las relaciones indicadas en la tabla 3.4. Sin embargo, no se reemplaza B por B'.

Paso 3. La carga última total que la cimentación puede soportar es

$$Q_{\text{últ}} = q'_u \overbrace{(B')(L')}^{A'} \tag{3.41}$$

donde $A' =$ área efectiva.

Paso 4. El factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga es

$$\text{FS} = \frac{Q_{\text{últ}}}{Q}$$

Teoría de Prakash y Saran

Prakash y Saran (1971) analizaron el problema de la capacidad de carga última de cimentaciones continuas (corridas) cargadas excéntrica y verticalmente utilizando la superficie de falla de un lado en el suelo, como se muestra en la figura 3.14. De acuerdo con esta teoría, la carga última *por longitud unitaria de una cimentación continua* se puede estimar como

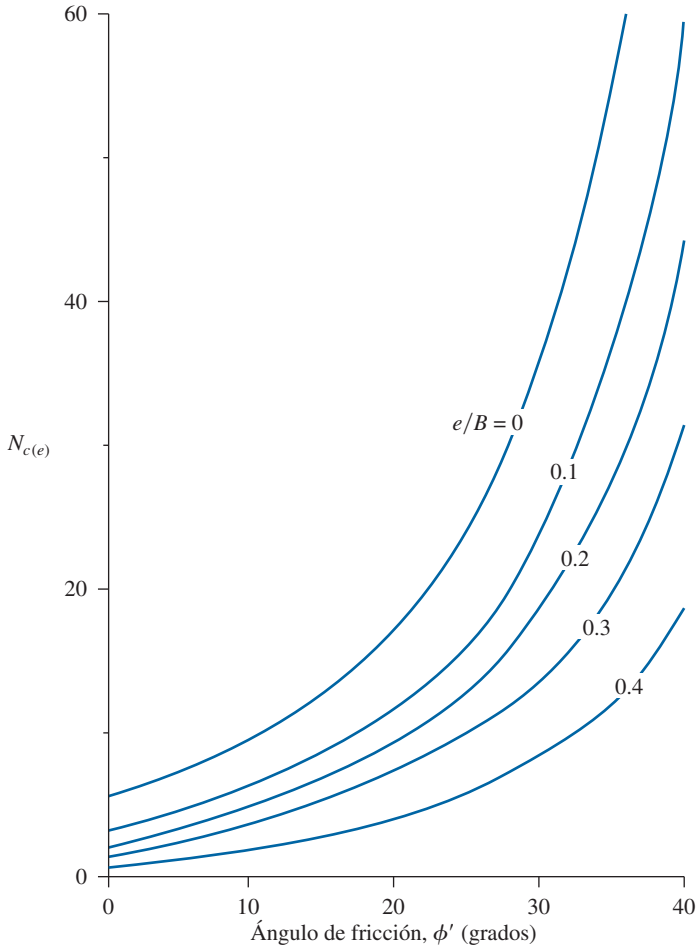
$$Q_{\text{últ}} = B\left[c'N_{c(e)} + qN_{q(e)} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma(e)}\right] \tag{3.42}$$

donde $N_{c(e)}$, $N_{q(e)}$ y $N_{\gamma(e)} =$ factores de capacidad de carga ante carga excéntrica.

Las variaciones de $N_{c(e)}$, $N_{q(e)}$ y $N_{\gamma(e)}$ con el ángulo de fricción del suelo ϕ' se dan en las figuras 3.15, 3.16 y 3.17. Para cimentaciones rectangulares, la carga última se puede dar igual a

$$Q_{\text{últ}} = BL\left[c'N_{c(e)}F_{cs(e)} + qN_{q(e)}F_{qs(e)} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma(e)}F_{\gamma s(e)}\right] \tag{3.43}$$

donde $F_{cs(e)}$, $F_{qs(e)}$ y $F_{\gamma s(e)} =$ factores de forma.



$\phi' = 40°$

e/B	$N_{c(e)}$
0	94.83
0.1	66.60
0.2	54.45
0.3	36.3
0.4	18.15

Figura 3.15 Variación de $N_{c(e)}$ con ϕ'.

Prakash y Saran (1971) también recomiendan las siguientes expresiones para los factores de forma:

$$F_{cs(e)} = 1.2 - 0.025\frac{L}{B} \text{ (con un mínimo de 1.0)} \tag{3.44}$$

$$F_{qs(e)} = 1 \tag{3.45}$$

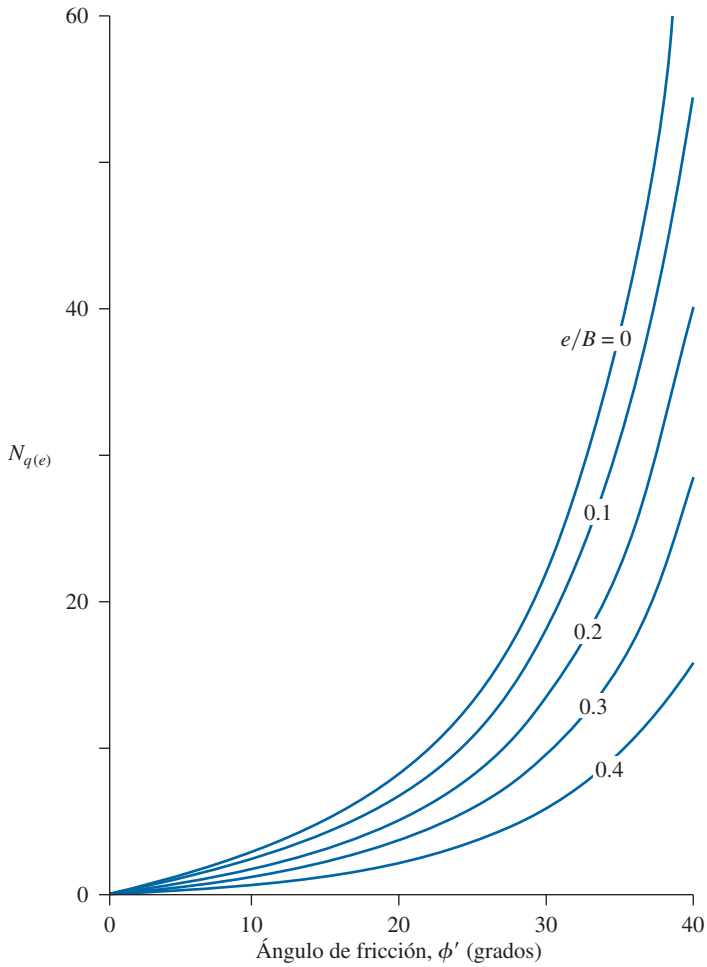
y

$$F_{\gamma s(e)} = 1.0 + \left(\frac{2e}{B} - 0.68\right)\frac{B}{L} + \left[0.43 - \left(\frac{3}{2}\right)\left(\frac{e}{B}\right)\right]\left(\frac{B}{L}\right)^2 \tag{3.46}$$

Método del factor de reducción (para suelo granular)

Purkayastha y Char (1977) realizaron un análisis de estabilidad de *cimentaciones continuas* cargadas excéntricamente *soportadas por un estrato de arena* utilizando un método de rebanadas. Con base en su análisis, propusieron

www.elsolucionario.org



$\phi' = 40°$

e/B	$N_{q(e)}$
0	81.27
0.1	56.09
0.2	45.18
0.3	30.18
0.4	15.06

Figura 3.16 Variación de $N_{q(e)}$ con ϕ'.

$$R_k = 1 - \frac{q_{u(\text{excéntrica})}}{q_{u(\text{céntrica})}} \tag{3.47}$$

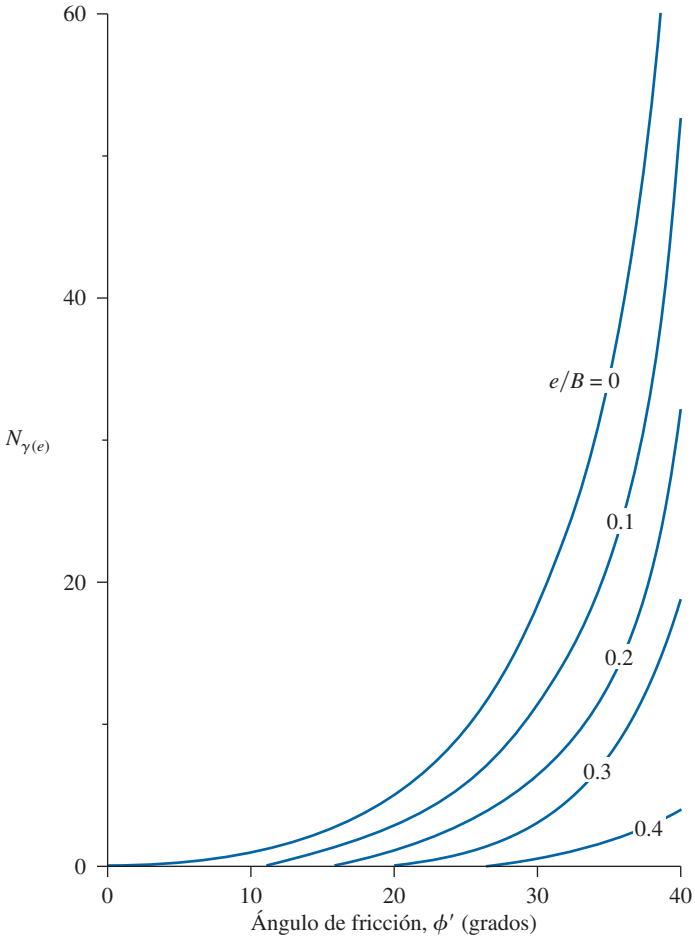
donde

R_k = factor de reducción
$q_{u(\text{excéntica})}$ = capacidad de carga última de cimentaciones continuas cargadas excéntricamente
$q_{u(\text{céntrica})}$ = capacidad de carga última de cimentaciones continuas cargadas centralmente

La magnitud de R_k se puede expresar como

$$R_k = a\left(\frac{e}{B}\right)^k \tag{3.48}$$

donde a y k son funciones de la relación de empotramiento D_f/B (tabla 3.7).



$\phi' = 40°$

e/B	$N_{\gamma(e)}$
0	115.80
0.1	71.80
0.2	41.60
0.3	18.50
0.4	4.62

Figura 3.17 Variación de $N_{\gamma(e)}$ con ϕ'.

Tabla 3.7 Variaciones de a y k [ecuación (3.48)].

D_f/B	a	k
0.00	1.862	0.73
0.25	1.811	0.785
0.50	1.754	0.80
1.00	1.820	0.888

De aquí, al combinar las ecuaciones (3.47) y (3.48) se tiene

$$q_{u(\text{excéntrica})} = q_{u(\text{céntrica})}(1 - R_k) = q_{u(\text{céntrica})}\left[1 - a\left(\frac{e}{B}\right)^k\right] \tag{3.49}$$

donde

$$q_{u(\text{céntrica})} = qN_qF_{qd} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma d} \tag{3.50}$$

Las relaciones para F_{qd} y $F_{\gamma d}$ se dan en la tabla 3.4.

Entonces la carga última *por longitud unitaria* de la cimentación se puede dar como

$$Q_u = Bq_{u(\text{excéntrica})} \tag{3.51}$$

Ejemplo 3.5

En la figura 3.18 se muestra una cimentación continua. Si la excentricidad de la carga es de 0.2 m, determine la carga última, $Q_{\text{últ}}$, por longitud unitaria de la cimentación. Utilice el método del área efectiva de Meyerhof.

Solución

Para $c' = 0$, la ecuación (3.40) da

$$q'_u = qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma' B' N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

donde $q = (16.5)(1.5) = 24.75\ \text{kN/m}^2$.

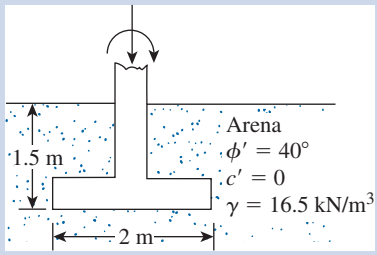


Figura 3.18 Cimentación continua con carga excéntrica.

Para $\phi' = 40°$, de la tabla 3.3, $N_q = 64.2$ y $N_\gamma = 109.41$. Además,

$$B' = 2 - (2)(0.2) = 1.6\ \text{m}$$

Debido a que la cimentación considerada es continua, B'/L' es cero. De aquí, $F_{qs} = 1$, $F_{\gamma s} = 1$. De la tabla 3.4,

$$F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \text{sen}\,\phi')^2\frac{D_f}{B} = 1 + 0.214\left(\frac{1.5}{2}\right) = 1.16$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

y

$$q'_u = (24.75)(64.2)(1)(1.16)(1) + \left(\frac{1}{2}\right)(16.5)(1.6)(109.41)(1)(1)(1) = 3\,287.39\ \text{kN/m}^2$$

En consecuencia,

$$Q_{\text{últ}} = (B')(1)(q'_u) = (1.6)(1)(3\,287.39) \approx \mathbf{5260\ kN}$$

■

www.elsolucionario.org

Ejemplo 3.6

Resuelva el ejemplo 3.5 utilizando la ecuación (3.42).

Solución

Como $c' = 0$

$$Q_{últ} = B\left[qN_{q(e)} + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma(e)}\right]$$

$$\frac{e}{B} = \frac{0.2}{2} = 0.1$$

Para $\phi' = 40°$ y $e/B = 0.1$. Las figuras 3.16 y 3.17 dan $N_{q(e)} = 56.09$ y $N_{\gamma(e)} \approx 71.8$. De aquí,

$$Q_{últ} = 2[(24.75)(56.09) + (\tfrac{1}{2})(16.5)(2)(71.8)] = \mathbf{5\,146\ kN}$$ ■

Ejemplo 3.7

Resuelva el ejemplo 3.5 utilizando la ecuación (3.49).

Solución

Con $c' = 0$,

$$q_{u(\text{céntrica})} = qN_qF_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma d}$$

Para $\phi' = 40°$, $N_q = 64.2$ y $N_\gamma = 109.41$ (consulte la tabla 3.3). De aquí,

$$F_{qd} = 1.16 \text{ y } F_{\gamma d} = 1 \text{ (consulte el ejemplo 3.5)}$$

$$q_{u(\text{céntrica})} = (24.75)(64.2)(1.16) + \frac{1}{2}(16.5)(2)(109.41)(1)$$

$$= 1843.18 + 1805.27 = 3\,648.45\ \text{kN/m}^2$$

De la ecuación (3.48),

$$R_k = a\left(\frac{e}{B}\right)^k$$

Para $D_f/B = 1.5/2 = 0.75$. La tabla 3.7 da $a \approx 1.79$ y $k \approx 0.85$. De aquí,

$$R_k = 1.79\left(\frac{0.2}{2}\right)^{0.85} = 0.253$$

$$Q_u = Bq_{u(\text{excéntrica})} = Bq_{u(\text{céntrica})}(1 - R_k) = (2)(3\,648.45)(1 - 0.253) \approx \mathbf{5451\ kN}$$ ■

3.11 Capacidad de carga —excentricidad en dos sentidos

Considere una situación en la que una cimentación se somete a una carga vertical última $Q_{últ}$ y a un momento M, como se muestra en las figuras 3.19a y b. Para este caso, las componentes del momento M con respecto a los ejes x y y se pueden determinar como M_x y M_y, respectivamente. (Consulte la figura 3.19.) Esta condición es equivalente a una carga $Q_{últ}$ colocada excéntricamente sobre la cimentación con $x = e_B$ y $y = e_L$ (figura 3.19d). Observe que

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{últ}} \tag{3.52}$$

y

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{últ}} \tag{3.53}$$

Si se necesita $Q_{últ}$, se puede obtener con la ecuación (3.41); es decir,

$$Q_{últ} = q'_u A'$$

donde, de la ecuación (3.40),

$$q'_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

y

$$A' = \text{área efectiva} = B'L'$$

Igual que antes, para evaluar F_{cs}, F_{qs} y $F_{\gamma s}$ (tabla 3.4), se utiliza la longitud efectiva L' y el ancho efectivo B' en lugar de L y B, respectivamente. Para calcular F_{cd}, F_{qd} y $F_{\gamma d}$, no se reemplaza

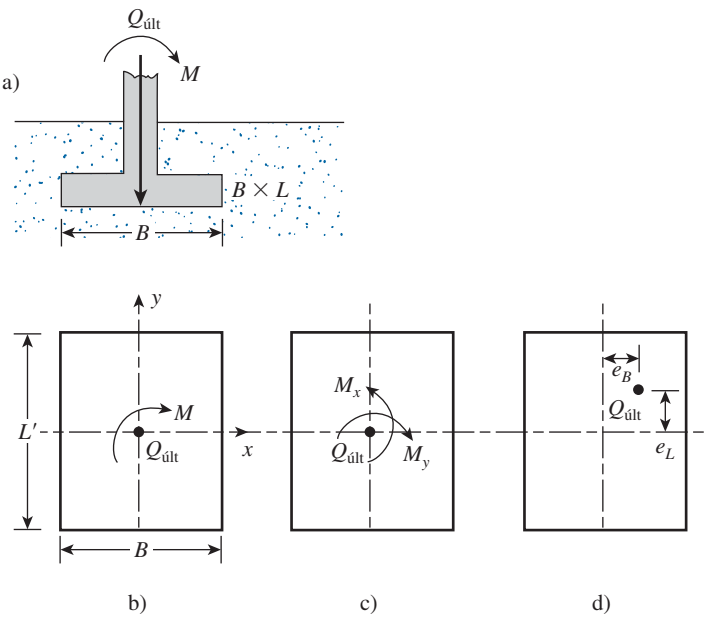


Figura 3.19 Análisis de una cimentación con excentricidad en dos sentidos.

B por B'. Al determinar el área efectiva A', el ancho efectivo B' y la longitud efectiva L', se pueden originar cinco casos (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 3.20, o

$$A' = \tfrac{1}{2}B_1L_1 \tag{3.54}$$

donde

$$B_1 = B\left(1.5 - \frac{3e_B}{B}\right) \tag{3.55}$$

y

$$L_1 = L\left(1.5 - \frac{3e_L}{L}\right) \tag{3.56}$$

La longitud efectiva L' es la mayor de las dos dimensiones B_1 y L_1. Por lo tanto, el ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L'} \tag{3.57}$$

Caso II. $e_L/L < 0.5$ y $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$. El área efectiva para este caso, como se muestra en la figura 3.21a, es

$$A' = \tfrac{1}{2}(L_1 + L_2)B \tag{3.58}$$

Las magnitudes de L_1 y L_2 se pueden determinar de la figura 3.21b. El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ o } L_2 \quad \text{(cualquiera que sea la mayor)}} \tag{3.59}$$

La longitud efectiva es

$$L' = L_1 \text{ o } L_2 \quad \text{(cualquiera que sea la mayor)} \tag{3.60}$$

Caso III. $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $0 < e_B/B < 0.5$. El área efectiva, como se muestra en la figura 3.22a, es

$$A' = \tfrac{1}{2}(B_1 + B_2)L \tag{3.61}$$

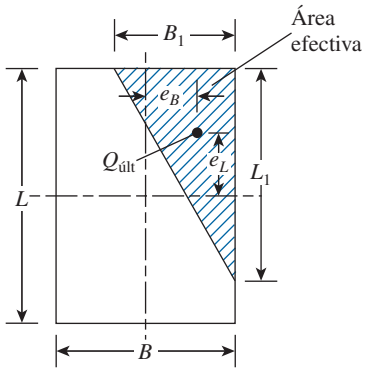


Figura 3.20 Área efectiva para el caso de $e_L/L \geq \frac{1}{6}$ y $e_B/B \geq \frac{1}{6}$.

www.elsolucionario.org

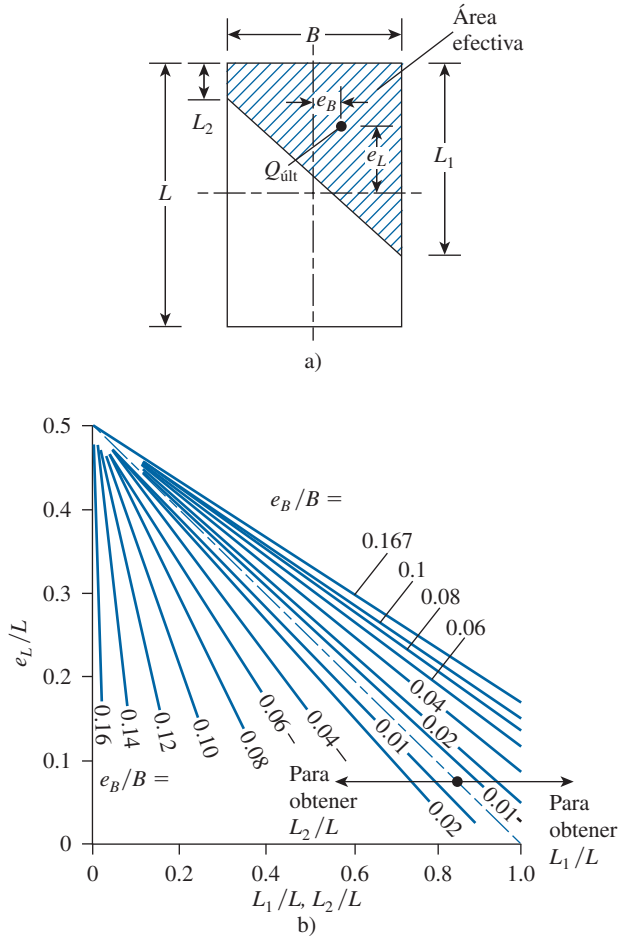


Figura 3.21 Área efectiva para el caso de $e_L/L < 0.5$ y $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$ (según Highter y Anders, 1985). [Highter, W. H. y Anders, J. C. (1985). "Dimensioning Footings Subjected to Eccentric Loads", *Journal of Geotechnical Engineering,* American Society of Civil Engineers, Vol. 111, núm. GT5, pp. 659-665. Con permiso de la ASCE.]

El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L} \tag{3.62}$$

La longitud efectiva es

$$L' = L \tag{3.63}$$

Las magnitudes de B_1 y B_2 se pueden determinar de la figura 3.22b.

Caso IV. $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$. En la figura 3.23a se muestra el área efectiva para este caso. La relación B_2/B y por consiguiente B_2, se pueden determinar utilizando las curvas e_L/L con pendiente hacia arriba. De manera similar, la relación L_2/L y, por lo tanto, L_2 se pueden determinar empleando las curvas e_L/L con pendiente hacia abajo. Entonces el área efectiva es

$$A' = L_2B + \tfrac{1}{2}(B + B_2)(L - L_2) \tag{3.64}$$

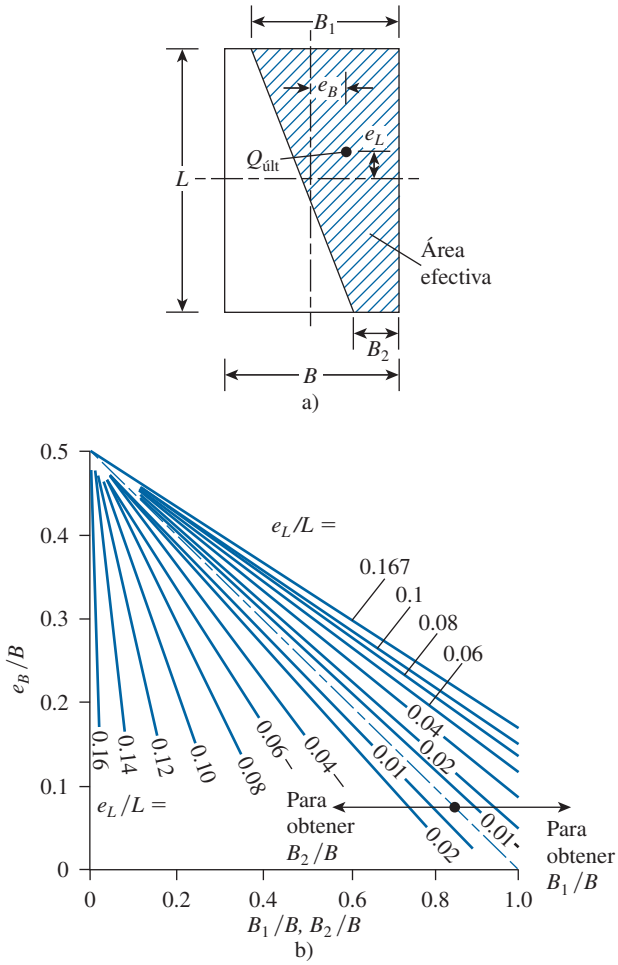


Figura 3.22 Área efectiva para el caso de $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $0 < e_B/B < 0.5$ (según Highter y Anders, 1985). [Highter, W. H. y Anders, J. C. (1985). "Dimensioning Footings Subjected to Eccentric Loads", *Journal of Geotechnical Engineering,* American Society of Civil Engineers, Vol. 111, núm. GT5, pp. 659-665. Con permiso de la ASCE.]

El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L} \tag{3.65}$$

La longitud efectiva es

$$L' = L \tag{3.66}$$

Caso V. (Cimentación circular) En el caso de cimentaciones circulares ante carga excéntrica (figura 3.24a), la excentricidad siempre es en un sentido. El área efectiva A' y el ancho efectivo B' para una cimentación circular se dan en una forma adimensional en la tabla 3.8. Una vez que se determinan A' y B', la longitud efectiva se puede obtener con:

$$L' = \frac{A'}{B'}$$

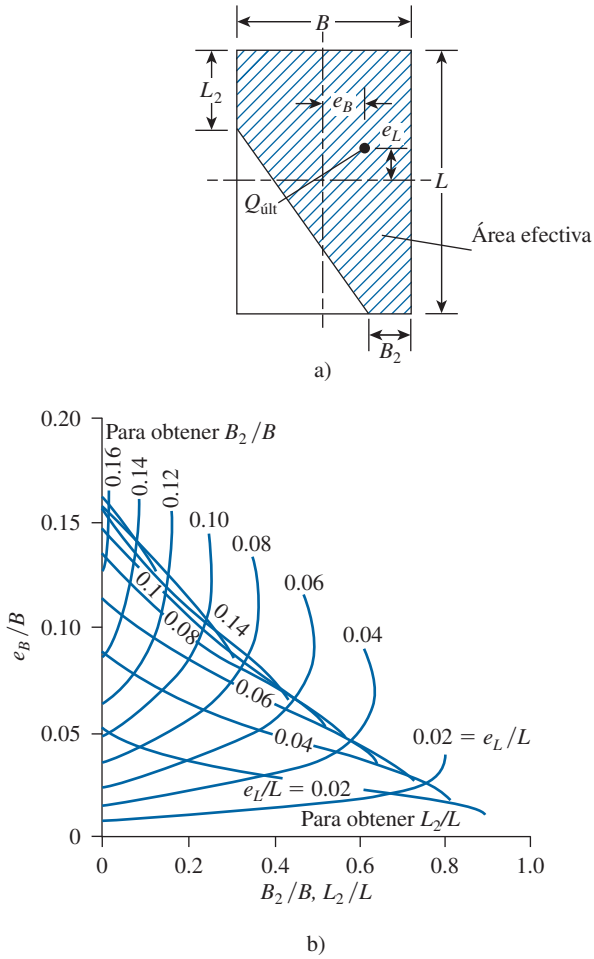


Figura 3.23 Área efectiva para el caso de $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$ (según Highter y Anders, 1985). [Highter, W. H. y Anders, J. C. (1985). "Dimensioning Footings Subjected to Eccentric Loads", *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 111, núm. GT5, pp. 659-665. Con permiso de la ASCE.]

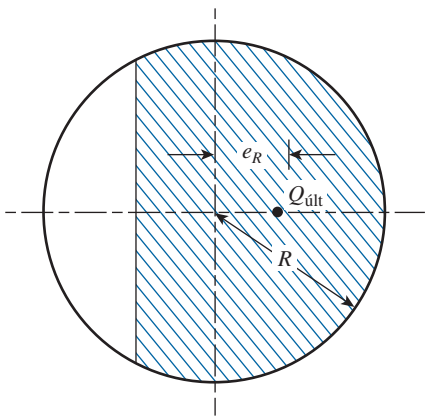


Figura 3.24 Área efectiva para una cimentación circular.

www.elsolucionario.org

Tabla 3.8 Variación de A'/R^2 y B'/R con e_R/R para cimentaciones circulares.

e'_R/R	A'/R^2	B'/R
0.1	2.8	1.85
0.2	2.4	1.32
0.3	2.0	1.2
0.4	1.61	0.80
0.5	1.23	0.67
0.6	0.93	0.50
0.7	0.62	0.37
0.8	0.35	0.23
0.9	0.12	0.12
1.0	0	0

Ejemplo 3.8

En la figura 3.25 se muestra una cimentación cuadrada, con $e_L = 0.3$ m y $e_B = 0.15$ m. Suponga excentricidad en dos sentidos y determine la carga última, $Q_{últ}$.

Solución

Se tiene

$$\frac{e_L}{L} = \frac{0.3}{1.5} = 0.2$$

y

$$\frac{e_B}{B} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$

Este caso es similar al que se muestra en la figura 3.21a. De la figura 3.21b, 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 (3.58), como $e_L/L = 0.2 > \frac{1}{6} = 0.16$, y $e_B/B = 10 > \frac{1}{6} = 0.16$

$$A' = \tfrac{1}{2}(L_1 + L_2)B = \tfrac{1}{2}(1.275 + 0.315)(1.5) = 1.193 \text{ m}^2$$

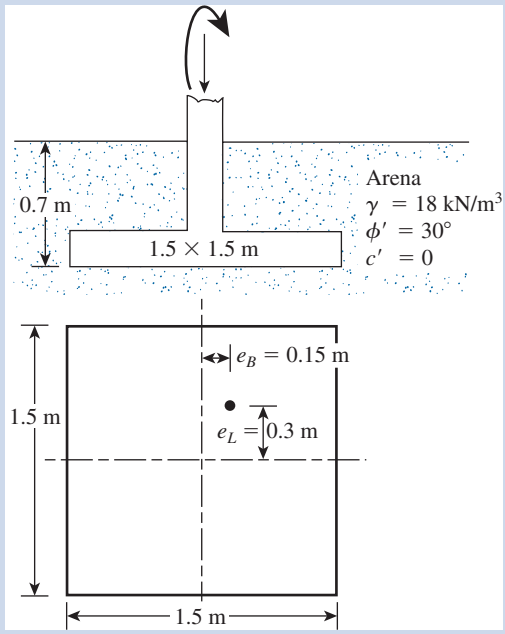


Figura 3.25 Cimentación cargada excéntricamente.

De la ecuación (3.60),

$$L' = L_1 = 1.275 \text{ m}$$

De la ecuación (3.59),

$$B' = \frac{A'}{L'} = \frac{1.193}{1.275} = 0.936 \text{ m}$$

Observe que de la ecuación (3.40), con $c' = 0$,

$$q'_u = qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \tfrac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

donde $q = (0.7)(18) = 12.6$ kN/m^2.

Para $\phi' = 30°$, de la tabla 3.3, $N_q = 18.4$ y $N_\gamma = 22.4$. Por lo tanto, de la tabla 3.4,

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\tan\phi' = 1 + \left(\frac{0.936}{1.275}\right)\tan 30° = 1.424$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{0.936}{1.275}\right) = 0.706$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \text{sen}\,\phi')^2\frac{D_f}{B} = 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{1.5} = 1.135$$

y

$$F_{\gamma d} = 1$$

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} Q_{\text{últ}} &= A' q'_u = A'(qN_q F_{qs} F_{qd} + \tfrac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}) \\ &= (1.193)[(12.6)(18.4)(1.424)(1.135) \\ &\quad + (0.5)(18)(0.936)(22.4)(0.706)(1)] \approx \mathbf{606\ kN} \end{aligned}$$

■

Ejemplo 3.9

Considere la cimentación que se muestra en la figura 3.25 con los cambios siguientes:

$$e_L = 0.18 \text{ m}$$
$$e_B = 0.12 \text{ m}$$

Para el suelo, $\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$

$\phi' = 25°$

$c' = 25 \text{ kN/m}^2$

Determine la carga última, $Q_{\text{últ}}$.

Solución

$$\frac{e_L}{L} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12; \qquad \frac{e_B}{B} = \frac{0.12}{1.5} = 0.08$$

Este es el caso que se muestra en la figura 3.23a. De la figura 3.23b,

$$\frac{B_2}{B} \approx 0.1; \qquad \frac{L_2}{L} \approx 0.32$$

Por lo tanto,

$$B_2 = (0.1)(1.5) = 0.15 \text{ m}$$
$$L_2 = (0.32)(1.5) = 0.48 \text{ m}$$

De la ecuación (3.64),

$$A' = L_2 B + \frac{1}{2}(B + B_2)(L - L_2) = (0.48)(1.5) + \frac{1}{2}(1.5 + 0.15)(1.5 - 0.48)$$
$$= 0.72 + 0.8415 = 1.5615 \text{ m}^2$$
$$B' = \frac{A'}{L} = \frac{1.5615}{1.5} = 1.041\text{m}$$
$$L' = 1.5 \text{ m}$$

De la ecuación (3.40),

$$q'_u = c' N_c F_{cs} F_{ed} + qN_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

www.elsolucionario.org

Para $\phi' = 25°$, de la tabla 3.3 se obtiene $N_c = 20.72$, $N_q = 10.66$ y $N_\gamma = 10.88$. De la tabla 3.4,

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{1.041}{1.5}\right)\left(\frac{10.66}{20.72}\right) = 1.357$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\tan\phi' = 1 + \left(\frac{1.041}{1.5}\right)\tan 25 = 1.324$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{1.041}{1.5}\right) = 0.722$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \text{sen}\,\phi')^2\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + 2\tan 25(1 - \text{sen}\,25)^2\left(\frac{0.7}{1.5}\right) = 1.145$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'} = 1.145 - \frac{1 - 1.145}{20.72\tan 25} = 1.16$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Por consiguiente,

$$\begin{aligned} q'_u &= (25)(20.72)(1.357)(1.16) + (16.5 \times 0.7)(10.66)(1.324)(1.145) \\ &\quad + \frac{1}{2}(16.5)(1.041)(10.88)(0.722)(1) \\ &= 815.39 + 186.65 + 67.46 = 1069.5\ \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_{\text{últ}} = A'q'_u = (1069.5)(1.5615) = \mathbf{1\ 670\ kN}$$

■

3.12 Capacidad de carga de una cimentación continua sometida a carga excéntrica inclinada

Saran y Agarwal (1991) estudiaron el problema de la capacidad de carga última de una *cimentación continua* sometida a una carga excéntrica. Si una cimentación continua se ubica a una profundidad D_f bajo la superficie del terreno y se somete a una carga excéntrica (excentricidad de la carga $= e$) inclinada a un ángulo β respecto a la vertical, la capacidad última se puede expresar como

$$Q_{\text{últ}} = B\left[c'N_{c(ei)} + qN_{q(ei)} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma(ei)}\right] \tag{3.67}$$

donde $N_{c(ei)}$, $N_{q(ei)}$ y $N_{\gamma(ei)}$ = factores de capacidad de carga

$$q = \gamma D_f$$

Las variaciones de los factores de capacidad de carga con e/B, ϕ' y β deducidos por Saran y Agarwal se dan en las figuras 3.26, 3.27 y 3.28.

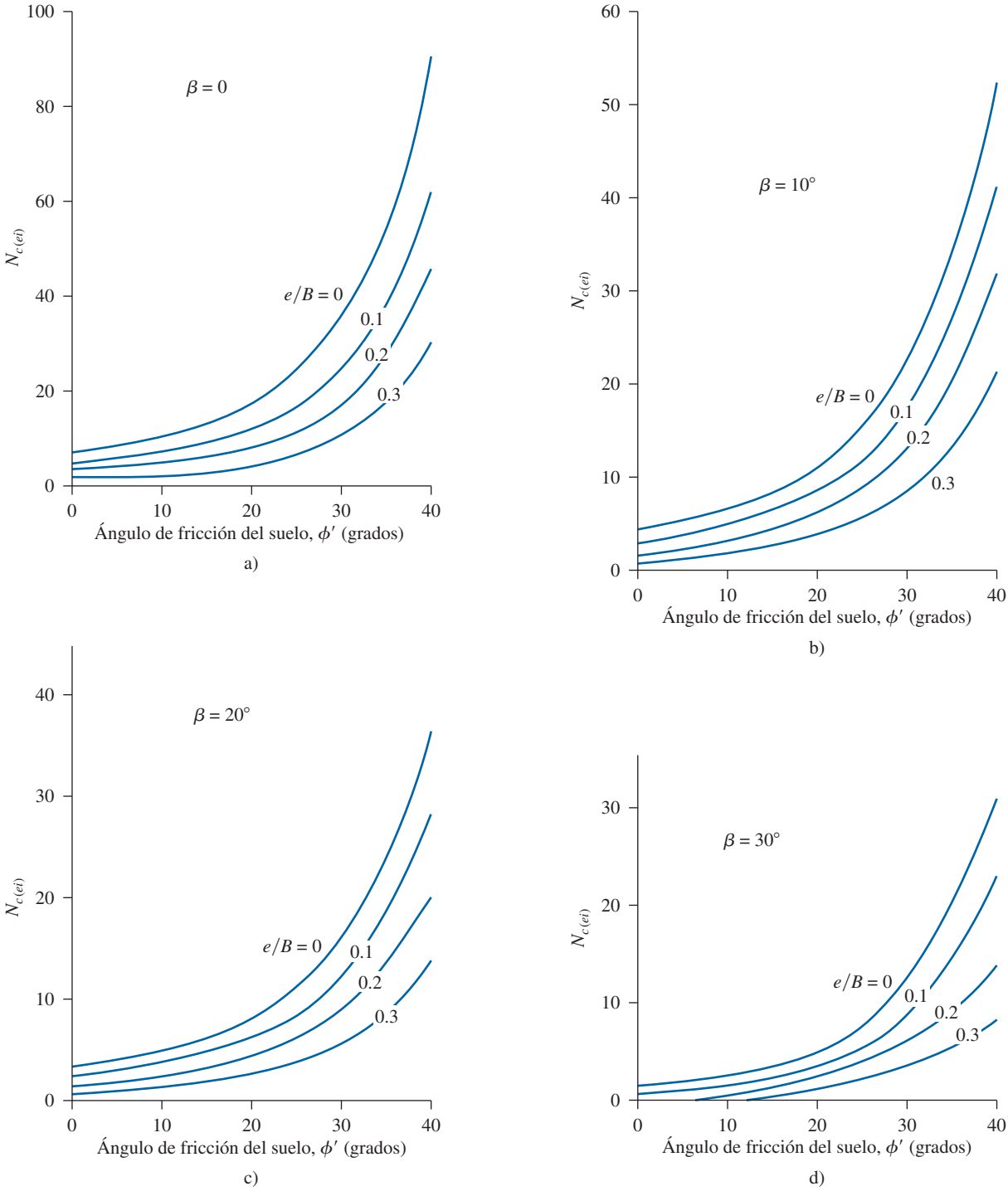


Figura 3.26 Variación de $N_{c(ei)}$ con ϕ', e/B y β.

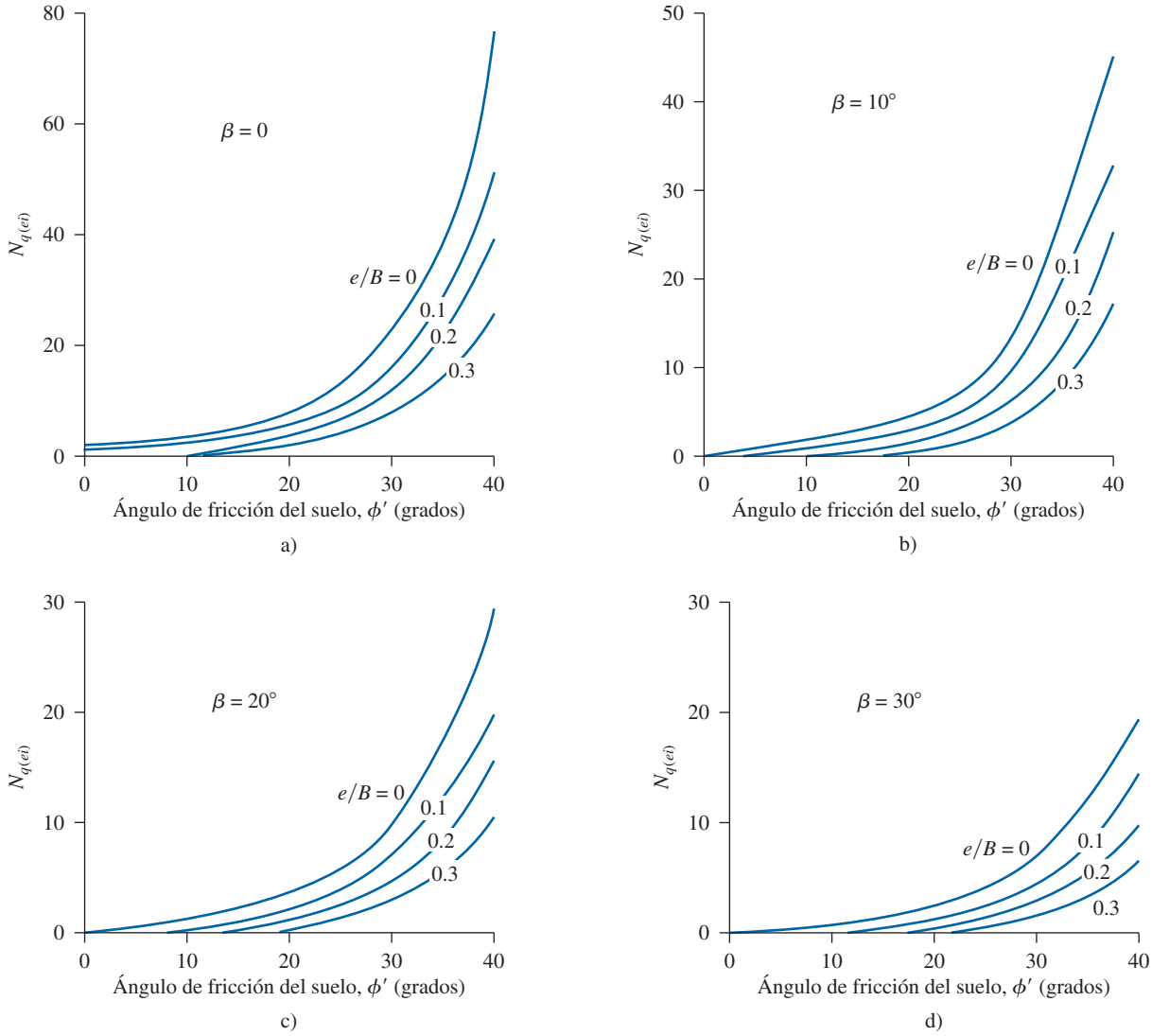


Figura 3.27 Variación de $N_{q(ei)}$ con ϕ', e/B y β.

Ejemplo 3.10

En la figura 3.29 se muestra una cimentación continua. Estime la carga última $Q_{últ}$ por longitud unitaria de la cimentación.

Solución

Con $c' = 0$, de la ecuación (3.67),

$$Q_{últ} = \left[qN_{q(ei)} + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma(ei)} \right]$$

www.elsolucionario.org

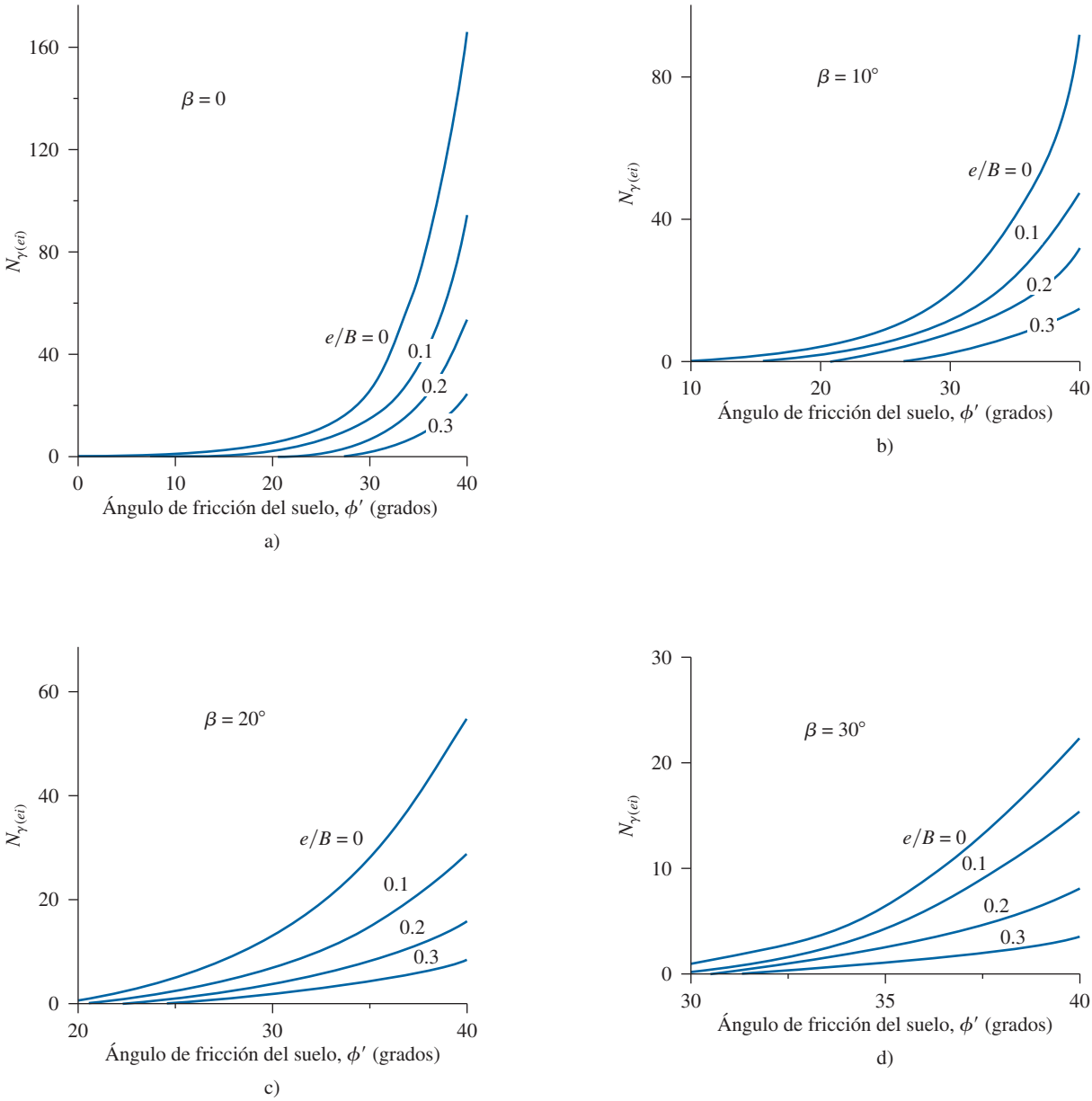


Figura 3.28 Variación de $N_{\gamma(ei)}$ con ϕ', e/B y β.

$B = 1.5$ m, $q = D_f\gamma = (1)(16) = 16$ kN/m^2, $e/B = 0.15/1.5 = 0.1$ y $\beta = 20°$. De las figuras 3.27c y 3.28c, $N_{q(ei)} = 13$ y $N_{\gamma(ei)} = 15$. De aquí,

$$Q_{\text{últ}} = (1.5)[(16)(13) + (\tfrac{1}{2})(16)(1.5)(15)] = \mathbf{582\ kN/m}$$

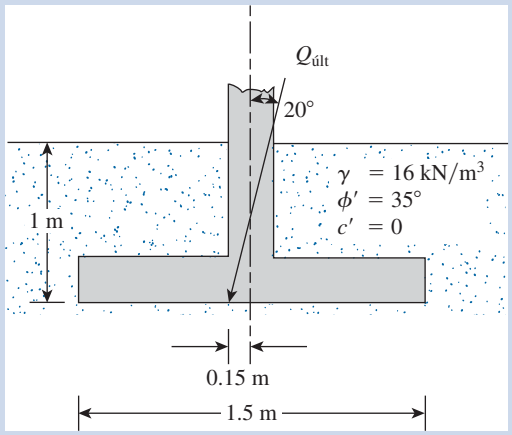


Figura 3.29

Problemas

3.1. Para los casos siguientes, determine la capacidad de soporte de carga vertical bruta de la cimentación. Utilice la ecuación de Terzaghi y suponga falla general por corte en el suelo. Utilice FS = 4.

Parte	B	D_f	ϕ'	c'	γ	Tipo de cimentación
a.	1.22 m	0.91 m	25°	28.75 kN/m^2	17.29 kN/m^3	Continua
b.	2 m	1 m	30°	0	17 kN/m^3	Continua
c.	3 m	2 m	30°	0	16.5 kN/m^3	Cuadrada

3.2. Una cimentación de una columna cuadrada tiene que soportar una carga permisible bruta de 1805 kN (FS = 3). Se dan: $D_f = 1.5$ m, $\gamma = 15.9$ kN/m^3, $\phi' = 34°$ y $c' = 0$. Utilice la ecuación de Terzaghi para determinar el tamaño de la cimentación B. Suponga falla general por corte.

3.3. Utilice la ecuación de capacidad de carga general [ecuación (3.19)] para resolver lo siguiente:
- **a.** El problema 3.1a
- **b.** El problema 3.1b
- **c.** El problema 3.1c

3.4. La carga aplicada sobre una cimentación superficial cuadrada forma un ángulo de 15° con la vertical. Se dan: $B = 1.83$ m, $D_f = 0.9$ m, $\gamma = 18.08$ kN/m^3, $\phi' = 25°$ y $c' = 23.96$ kN/m^2. Utilice FS = 4 y determine la carga permisible bruta. Utilice la ecuación (3.19).

3.5. La cimentación de una columna (figura P3.5) mide 3 × 2 m en planta. Se dan: $D_f = 1.5$ m, $\phi' = 25°$, $c' = 70$ kN/m^2. Utilice la ecuación (3.19) y FS = 3 y determine la carga permisible neta [consulte la ecuación (3.15)] que puede soportar la cimentación.

3.6. Para una cimentación cuadrada de $B \times B$ en planta, $D_f = 2$ m; carga permisible bruta vertical, $Q_{perm} = 3\,330$ kN, $\gamma = 16.5$ kN/m^3; $\phi' = 30°$; $c' = 30°$ y FS = 4. Determine el tamaño de la cimentación. Utilice la ecuación (3.19).

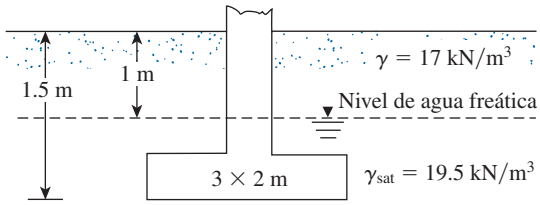


Figura P3.5

3.7. Para el diseño de una cimentación superficial, dado lo siguiente:

Suelo:
$\phi' = 25°$
$c' = 50\ \text{kN/m}^2$
Peso específico, $\gamma = 17\ \text{kN/m}^3$
Módulos de elasticidad, $E_s = 1020\ \text{kN/m}^2$
Relación de Poisson, $\mu_s = 0.35$

Cimentación:
$L = 1.5$ m
$B = 1$ m
$D_f = 1$ m

Calcule la capacidad de carga última. Utilice la ecuación (3.27).

3.8. En la figura P3.8 se muestra una cimentación cargada excéntricamente. Utilice un FS de 4 y determine la carga máxima permisible que puede soportar la cimentación. Utilice el método del área efectiva de Meyerhof.

3.9. Repita el problema 3.8 utilizando el método de Prakash y Saran.

3.10. Para una cimentación continua cargada excéntricamente sobre arena, dados $B = 1.8$ m, $D_f = 0.9$ m, $e/B = 0.12$ (excentricidad en un sentido), $\gamma = 16\ \text{kN/m}^3$ y $\phi' = 35°$. Utilice el método del factor de reducción para estimar la carga última por longitud unitaria de la cimentación.

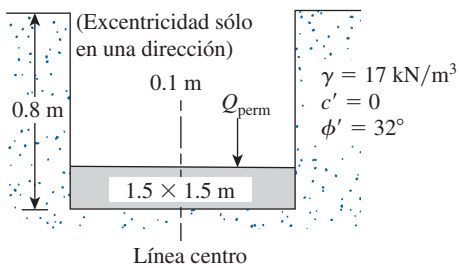


Figura P3.8

3.11. En la figura P3.11 se muestra una cimentación continua cargada excéntricamente. Determine la carga última Q_u por longitud unitaria que puede soportar la cimentación. Utilice el método del factor de reducción.

3.12. En la figura P3.12 se muestra una zapata cuadrada. Utilice FS = 6 para determinar el tamaño de la zapata. Emplee la teoría de Prakash y Saran [ecuación (3.43)].

www.elsolucionario.org

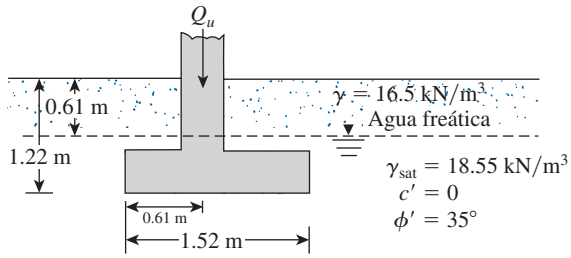


Figura P3.11

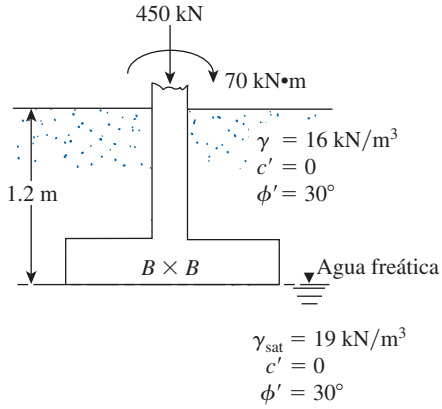


Figura P3.12

3.13. La cimentación superficial que se muestra en la figura 3.19 mide 1.2 × 1.8 m y está sometida a una carga céntrica y a un momento. Si $e_B = 0.12$, $e_L = 0.36$ m y la profundidad de la cimentación es de 1 m, determine la carga permisible que puede soportar la cimentación. Utilice un factor de seguridad de 3. Para el suelo, se determinó que su peso específico $\gamma = 17$ kN/m^3, ángulo de fricción $\phi' = 35°$ y cohesión $c' = 0$.

Referencias

Bozozuk, M. (1972). "Foundation Failure of the Vankleek Hill Tower Site". *Proceedings*, *Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, vol. 1, parte 2, pp. 885-902.

Brand, E.W., Muktabhant, C. y 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, parte 2, pp. 903-928.

Caquot, A. y Kerisel, J. (1953). "Sur le terme de surface dans le calcul des foundations en milieu pulverulent", *Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, vol. 1, pp. 336-337.

De Beer, E.E. (1970). "Experimental Determination of the Shape Factors and Bearing Capacity Factors of Sand". *Geotechnique*, vol. 20, núm. 4, pp.387-411.

Hanna, A.M. y Meyerhof, G.G. (1981). "Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 18, núm. 4, pp. 599-603.

Hansen, J.B. (1970). *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*, Bulletin 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhague.

Highter, W.H. y Anders, J.C. (1985). "Dimensioning Footings Subjected to Eccentric Loads". *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 111, núm. GT5, pp. 659-665.

Kumbhojkar, A.S. (1993). "Numerical Evaluation of Terzaghi's N_γ", *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 119, núm. 3, pp. 598-607.

Meyerhof, G.G. (1953). "The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads", *Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, vol. 1, pp. 440-445.

Meyerhof, G.G. (1963). "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 1, núm. 1, pp. 16-26.

Prakash, S. y Saran, S. (1971). "Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Footings", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 97, núm. SM1, pp. 95-117.

Prandtl, L. (1921). "Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Bausfoffe und die Festigkeit von Schneiden", *Zeitschrif für angewandte Mathematik und Mechanik*, vol. 1, núm. 1, pp. 15-20.

Purkayastha, R.D. y Char, R.A.N. (1977). "Stability Analysis of Eccentrically Loaded Footings", *Journal of Geotechnical Engineering Div.,* ASCE, vol. 103, núm. 6, pp. 647-651.

Reissner, H. (1924). "Zum Erddruckproblem", *Proceedings, First International Congress of Applied Mechanics*, Delft, pp. 295-311.

Saran, S. y Agarwal, R.B. (1991). "Bearing Capacity of Eccentrically Obliquely Loaded Footing", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 117, núm. 11, pp. 1669-1690.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, Nueva York.

Vesic, A.S. (1963), "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", *Highway Research Record*, núm. 39, National Academy of Sciences, pp. 112-153.

Vesic, A.S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads on Shallow Foundations", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 99, núm. SM1, pp. 45-73.

4 Capacidad de carga última de cimentaciones superficiales: casos especiales

4.1 Introducción

En los problemas de capacidad de carga última descritos en el capítulo 3, se supone que el suelo que soporta la cimentación es homogéneo y que se extiende hasta una gran profundidad bajo el fondo de la cimentación. También se supone que la superficie del terreno es horizontal. Sin embargo, eso no es cierto en todos los casos: es posible encontrar un estrato rígido a poca profundidad, o que el suelo puede estar estratificado y tener parámetros de resistencia diferentes. En algunos casos puede ser necesario construir cimentaciones en o cerca de un talud, o se puede requerir diseñar una cimentación sometida a una carga ascendente.

En este capítulo se analizan problemas de capacidad de carga pertinentes a estos casos especiales.

4.2 Cimentación soportada por un suelo con base rígida a poca profundidad

En la figura 4.1a se muestra una cimentación superficial casi *continua* soportada por un suelo que se extiende hasta una gran profundidad. Ignorando el factor de profundidad, para carga vertical la ecuación (3.19) tomará la forma

$$q_u = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \tag{4.1}$$

El enfoque general para obtener expresiones para N_c, N_q y N_γ se resumió en el capítulo 3. El alcance de la zona de falla en el suelo, D, a carga última obtenido en la deducción de N_c y N_q por Prandtl (1921) y Reissner (1924) se muestra en la figura 4.1b. De manera similar, la magnitud de D obtenida por Lundgren y Mortensen (1953) al evaluar N_γ se indica en la misma figura.

Ahora, si una base rígida y rugosa se ubica a una profundidad de $H < D$ abajo del fondo de la cimentación, el desarrollo completo de la superficie de falla en el suelo estará restringido. En ese caso, la zona de falla del suelo y el desarrollo de líneas de deslizamiento a carga última serán como se muestra en la figura 4.2.

www.elsolucionario.org

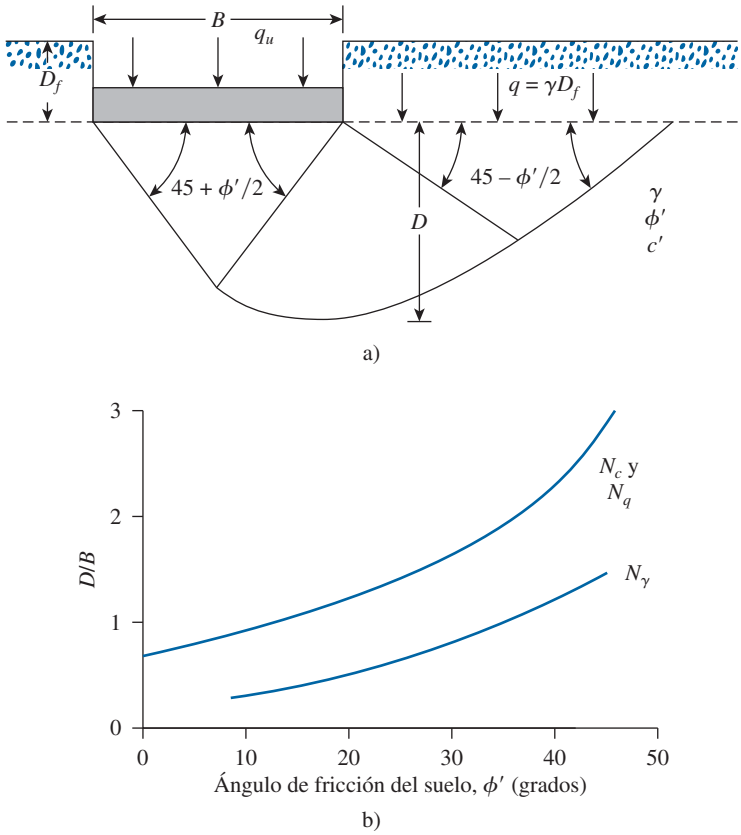


Figura 4.1 a) Superficie de falla bajo una cimentación continua rugosa; b) variación de D/B con el ángulo de fricción del suelo ϕ'.

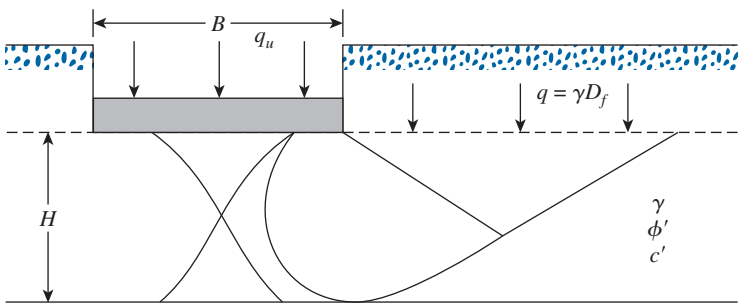


Figura 4.2 Superficie de falla bajo una cimentación continua rigida con una base rígida rugosa ubicada a poca profundidad.

Mandel y Salencon (1972) determinaron los factores de capacidad de carga aplicables para este caso mediante integración numérica, utilizando la teoría de la plasticidad. De acuerdo con su teoría, la capacidad de carga última de una cimentación continua rigida con una base rígida rugosa ubicada a poca profundidad se puede obtener con la relación

$$q_u = c' N_c^* + q N_q^* + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma^* \tag{4.2}$$

donde

N_c^*, N_q^*, N_γ^* = factores de capacidad de carga modificados
B = ancho de la cimentación
γ = peso específico del suelo

Observe que, para H $\geqslant D$, $N_c^* = N_c$, $N_q^* = N_q$ y $N_\gamma^* = N_\gamma$ (Lundgren y Mortensen, 1953). Las variaciones de N_c^*, N_q^* y N_γ^* con H/B y el ángulo de fricción del suelo ϕ' se indican en las figuras 4.3, 4.4 y 4.5, respectivamente.

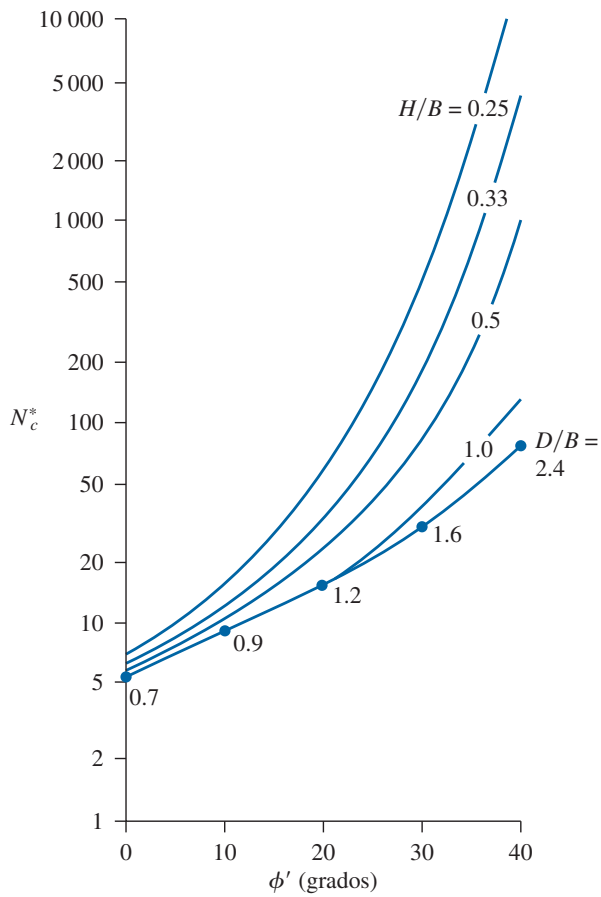


Figura 4.3 Factor de capacidad de carga N_c^* de Mandel y Salencon [ecuación (4.2)].

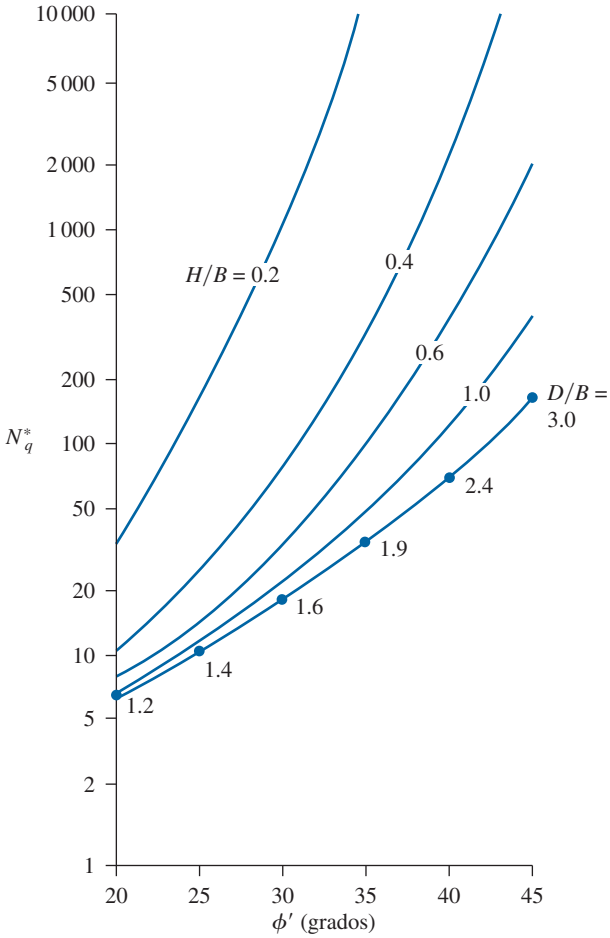


Figura 4.4 Factor de capacidad de carga N_q^* de Mandel y Salencon [ecuación (4.2)].

Cimentación rectangular sobre suelo granular

Si se ignoran los factores de profundidad, la capacidad de carga última de cimentaciones rigidas circulares y rectangulares sobre un estrato de arena ($c' = 0$) con base rígida rugosa ubicadas a poca profundidad se puede dar igual a

$$q_u = qN_q^* F_{qs}^* + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma^* F_{\gamma s}^* \tag{4.3}$$

donde F_{qs}^*, $F_{\gamma s}^*$ = factores de forma modificados.

Los factores de forma F_{qs}^* y $F_{\gamma s}^*$ son funciones de B/L, H/B y ϕ'. Con base en el trabajo de Meyerhof y Chaplin (1953) y simplificando la suposición que, en planos radiales, los esfuerzos y zonas de corte son idénticas a las de planos transversales, Meyerhof (1974) propuso que

www.elsolucionario.org

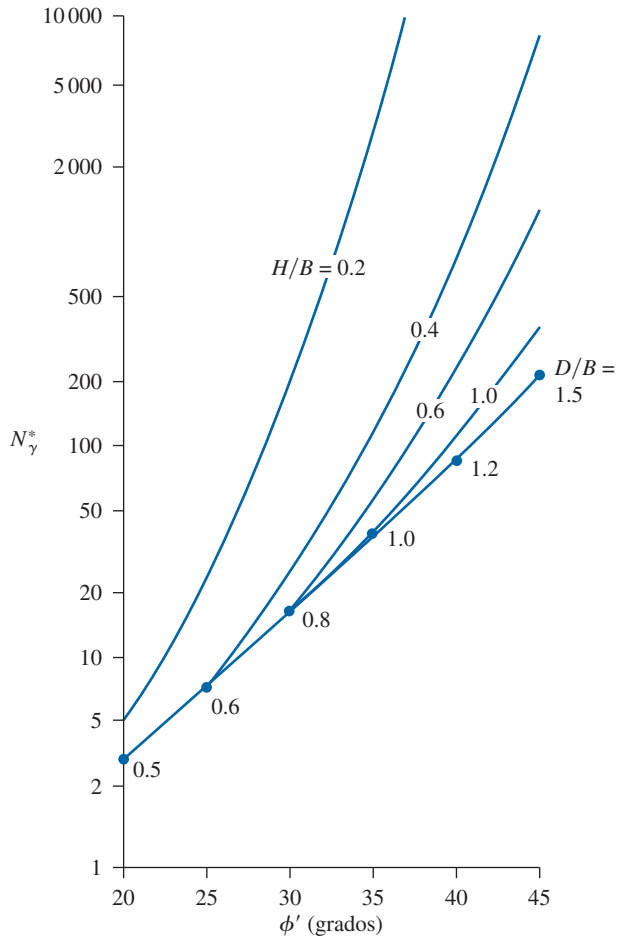


Figura 4.5 Factor de capacidad de carga N^*_γ de Mandel y Salencon [ecuación (4.2)].

$$F^*_{qs} \approx 1 - m_1\left(\frac{B}{L}\right) \tag{4.4}$$

y

$$F^*_{\gamma s} \approx 1 - m_2\left(\frac{B}{L}\right) \tag{4.5}$$

donde L = longitud de la cimentación. Las variaciones de m_1 y m_2 con H/B y ϕ' se muestran en la figura 4.6.

Más recientemente, Cerato y Lutenegger (2006) proporcionaron algunos resultados de pruebas para el factor de capacidad de carga, N^*_γ. Estas pruebas se realizaron utilizando placas *cuadradas* y *circulares* con B variando entre de 0.152 m (6 pulg) a 0.305 m (12 pulg). Se supuso que se podrían emplear las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi para *cimentaciones cuadradas y circulares.* O, de las ecuaciones (3.10) y (3.11) con $c' = 0$,

$$q_u = qN^*_q + 0.4\gamma BN^*_\gamma \text{ (cimentación cuadrada)} \tag{4.6}$$

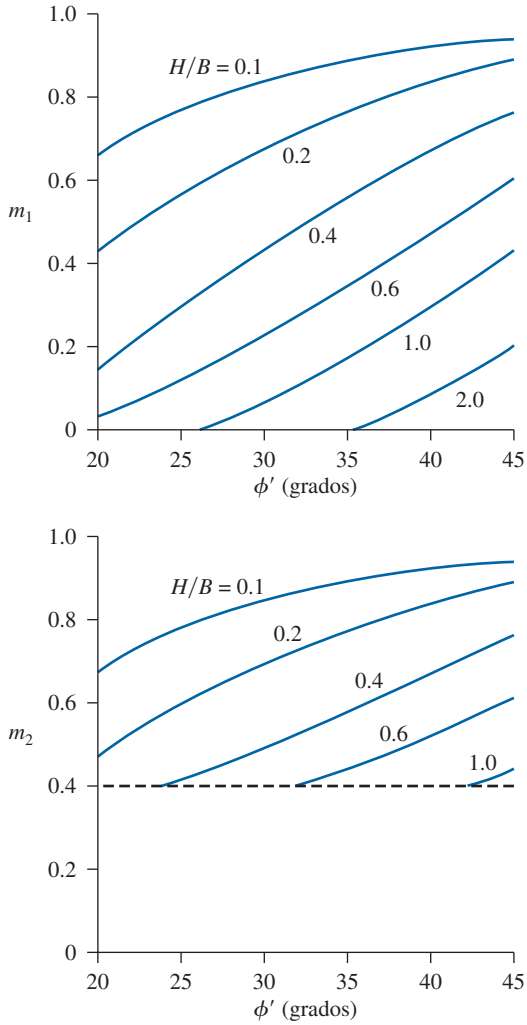


Figura 4.6 Variación de m_1 y m_2 con H/B y ϕ'.

y

$$q_u = qN_q^* + 0.3\gamma BN_\gamma^* \text{(cimentación circular)} \tag{4.7}$$

La variación de N_γ^* determinada experimentalmente se muestra en la figura 4.7. En este estudio también se observó que N_γ^* adquiere un valor igual a N_γ en $H/B \approx 3$ en vez de D/B, como se muestra en la figura 4.5. Por esta razón, en la figura 4.7 se muestra la variación de N_γ^* para $H/B = 0.5$ a 3.0.

Cimentaciones sobre arcilla saturada

Para arcilla saturada (es decir, en la condición no drenada, o $\phi = 0$), la ecuación (4.2) se simplifica a

$$q_u = c_u N_c^* + q \tag{4.8}$$

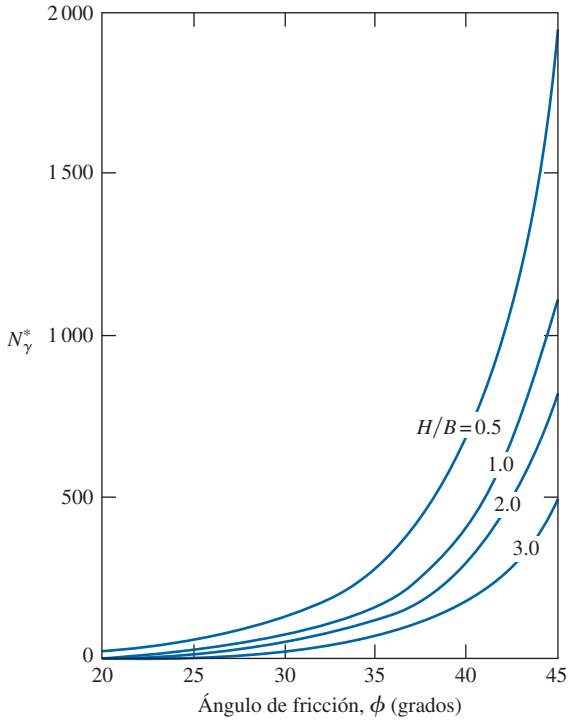


Figura 4.7 Resultados de prueba para N_γ^* de Cerato y Lutenegger.

Mandel y Salencon (1972) realizaron cálculos para evaluar N_c^* para *cimentaciones continuas*. De manera similar, Buisman (1940) propuso la relación siguiente para obtener la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas:

$$q_{u(\text{cuadrada})} = \left(\pi + 2 + \frac{B}{2H} - \frac{\sqrt{2}}{2}\right)c_u + q \qquad \left(\text{para } \frac{B}{2H} - \frac{\sqrt{2}}{2} \geqslant 0\right) \tag{4.9}$$

En esta ecuación, c_u es la resistencia cortante no drenada.

La ecuación (4.9) se puede rescribir como

$$q_{u(\text{cuadrada})} = \underbrace{5.14\left(1 + \frac{0.5\dfrac{B}{H} - 0.707}{5.14}\right)}_{N_{c(\text{cuadrada})}^*} c_u + q \tag{4.10}$$

En la tabla 4.1 se indican los valores de N_c^* para cimentaciones continuas y cuadradas.

www.elsolucionario.org

Tabla 4.1 Valores de N_c^* para cimentaciones continuas y cuadradas ($\phi = 0$).

$\frac{B}{H}$	N_c^*	
	Cuadrada[a]	Continua[b]
2	5.43	5.24
3	5.93	5.71
4	6.44	6.22
5	6.94	6.68
6	7.43	7.20
8	8.43	8.17
10	9.43	9.05

[a] Análisis de Buisman (1940)
[b] Análisis de Mandel y Salencon (1972)

Ejemplo 4.1

Sobre un estrato de arena se construye una cimentación cuadrada que mide 0.76 × 0.76 m. Se cuenta con $D_f = 0.61$ m, $\gamma = 17.29$ kN/m^3, $\phi' = 35°$ y $c' = 0$. Un estrato de roca se ubica a una profundidad de 0.46 m debajo del fondo de la cimentación. Considerando un factor de seguridad de 4, determine la carga permisible total que puede soportar la cimentación.

Solución

De la ecuación (4.3),

$$q_u = qN_q^* F_{qs}^* + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma^* F_{\gamma s}^*$$

y también se tiene

$$q = 17.29 \times 0.61 = 10.55 \text{ kN/m}^2$$

Para $\phi' = 35°$, $H/B = 0.46/0.76$ m $= 0.6$, $N_q^* \approx 90$ (figura 4.4) y $N_\gamma^* \approx 50$ (figura 4.5) y se tiene

$$F_{qs}^* = 1 - m_1(B/L)$$

De la figura 4.6a, para $\phi' = 35°$, $H/B = 0.6$ y el valor de $m_1 = 0.34$, por lo tanto

$$F_{qs}^* = 1 - (0.34)(0.76/0.76) = 0.66$$

De manera similar,

$$F_{\gamma s}^* = 1 - m_2(B/L)$$

De la figura 4.6b, $m_2 = 0.45$, por lo tanto,

$$F_{\gamma s}^* = 1 - (0.45)(0.76/0.76) = 0.55$$

De aquí,

$$q_u = (10.55)(90)(0.66) + (1/2)(17.29)(0.76)(50)(0.55) = 807.35 \text{ kN/m}^2$$

y

$$Q_{\text{perm}} = \frac{q_u B^2}{\text{FS}} = \frac{(807.35)(0.76 \times 0.76)}{4} = \mathbf{116.58\ kN}$$

Ejemplo 4.2

Resuelva el ejemplo 4.1 utilizando la ecuación (4.6).

Solución

De la ecuación (4.6),

$$q_u = qN_q^* + 0.4\gamma BN_\gamma^*$$

Para $\phi' = 35°$ y $H/B = 0.6$, el valor de $N_q^* \approx 90$ (figura 4.4) y $N_\gamma^* \approx 230$ (figura 4.7). Por lo tanto,

$$q_u = (10.55)(90) + (0.4)(17.29)(0.76)(230) = 949.5 + 1208.9 = 2158.4 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{perm}} = \frac{q_u B^2}{\text{FS}} \approx \mathbf{311.7\ kN}$$

Ejemplo 4.3

Considere una cimentación cuadrada de 1 × 1 m en planta ubicada sobre un estrato de arcilla saturada subyacente por un estrato de roca. Dados:

Arcilla: $c_u = 72 \text{ kN/m}^2$
Peso específico: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Distancia entre el fondo de la cimentación y el estrato de roca = 0.25 m
$D_f = 1$ m

Estime la capacidad de carga permisible total de la cimentación. Utilice FS = 3.

Solución

De la ecuación (4.10),

$$q_u = 5.14\left(1 + \frac{0.5\dfrac{B}{H} - 0.707}{5.14}\right)c_u + q$$

Para $B/H = 1/0.25 = 4$; $c_u = 72\ \text{kN/m}^2$; y $q = \gamma D_f = (18)(1) = 18\ \text{kN/m}^3$.

$$q_u = 5.14\left[1 + \frac{(0.5)(4) - 0.707}{5.14}\right]72 + 18 = 481.2\ \text{kN/m}^2$$

$$q_{\text{perm}} = \frac{q_u}{\text{FS}} = \frac{481.2}{3} = \mathbf{160.4\ kN/m^2}$$

4.3 Capacidad de carga de suelos estratificados: suelo más fuerte sobre suelo más débil

Las ecuaciones de capacidad de carga presentadas en el capítulo 3 comprenden casos en los que el suelo que soporta la cimentación es homogéneo y se extiende hasta una profundidad considerable. Para el análisis de capacidad de carga se supuso que la cohesión, el ángulo de fricción y el peso específico del suelo permanecían constantes. Sin embargo, en la práctica es frecuente encontrar perfiles de suelos estratificados. En esos casos, la superficie de falla a carga última se puede extender a través de dos o más estratos de suelo y la determinación de la capacidad de carga última en estos suelos estratificados se puede realizar sólo en un número limitado de casos. En esta sección se presenta el procedimiento para estimar la capacidad de carga de suelos estratificados propuesto por Meyerhof y Hanna (1978) y Meyerhof (1974).

En la figura 4.8 se muestra una cimentación superficial continua soportada por un *estrato de suelo más fuerte* sobre un suelo más débil que se extiende hasta una gran profundidad. Para los dos estratos de suelo, los parámetros físicos son los siguientes:

	Propiedades del suelo		
Estrato	Peso específico	Ángulo de fricción	Cohesión
Superior	γ_1	ϕ'_1	c'_1
Inferior	γ_2	ϕ'_2	c'_2

Ante carga última por área unitaria (q_u), la superficie de falla en el suelo será como se muestra en la figura 4.8. Si la profundidad H es relativamente pequeña comparada con el ancho B de la cimentación, ocurrirá una falla de corte por punzonamiento en el estrato superior de suelo, seguida por una falla general por corte en el estrato inferior de suelo. Esto se muestra en la figura 4.8a. Sin embargo, si la profundidad H es relativamente grande, entonces la superficie de falla estará ubicada por completo en el estrato superior de suelo, que es el límite superior para la capacidad de carga última. Esto se muestra en la figura 4.8b.

La capacidad de carga última para este problema, como se muestra en la figura 4.8a, se puede dar igual a

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \operatorname{sen} \delta')}{B} - \gamma_1 H \tag{4.11}$$

www.elsolucionario.org

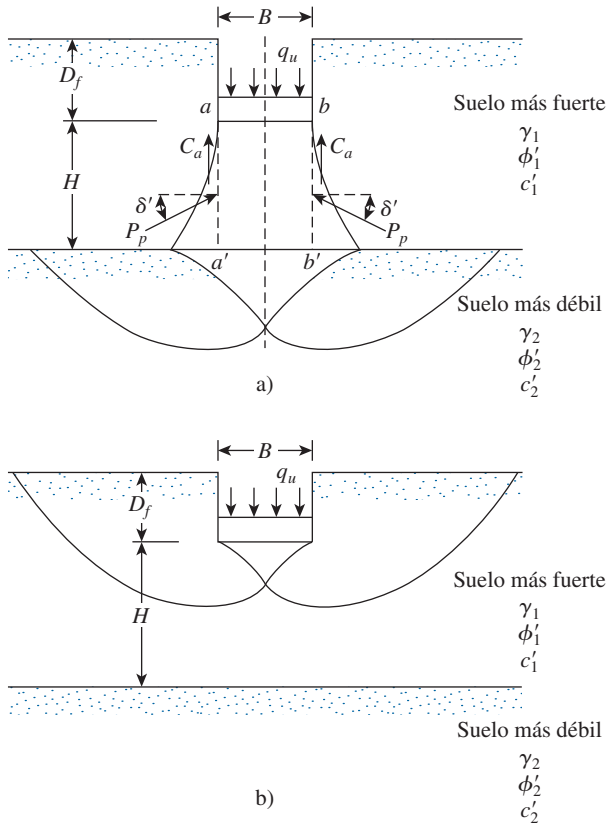


Figura 4.8 Capacidad de carga de una cimentación continua sobre un suelo estratificado.

donde

B = ancho de la cimentación
C_a = fuerza adhesiva
P_p = fuerza pasiva por longitud unitaria 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

Observe que, en la ecuación (4.11),

$$C_a = c'_a H$$

donde c'_a = cohesión.

La ecuación (4.11) se puede simplificar a la forma

$$q_u = q_b + \frac{2c'_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_{pH} \tan \delta'}{B} - \gamma_1 H \tag{4.12}$$

donde K_{pH} = coeficiente de la componente horizontal de la presión pasiva de la tierra.

Sin embargo, sea

$$K_{pH} \tan \delta' = K_s \tan \phi'_1 \tag{4.13}$$

donde K_s = coeficiente de corte por punzonamiento. Entonces,

$$q_u = q_b + \frac{2c'_a H}{B} + \gamma_1 H^2\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_s \tan \phi'_1}{B} - \gamma_1 H \tag{4.14}$$

El coeficiente de corte por punzonamiento, K_s, es una función de q_2/q_1 y ϕ'_1, o, de manera específica,

$$K_s = f\left(\frac{q_2}{q_1}, \phi'_1\right)$$

Observe que q_1 y q_2 son las capacidades de carga última de una cimentación continua de ancho B ante carga vertical sobre las superficies de los estratos gruesos homogéneos del suelo superior e inferior, o

$$q_1 = c'_1 N_{c(1)} + \tfrac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} \tag{4.15}$$

y

$$q_2 = c'_2 N_{c(2)} + \tfrac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(2)} \tag{4.16}$$

donde

$N_{c(1)}, N_{\gamma(1)}$ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción ϕ'_1 (tabla 3.3)
$N_{c(2)}, N_{\gamma(2)}$ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción ϕ'_2 (tabla 3.3)

Observe que, para que el estrato superior sea un suelo más fuerte, q_2/q_1 debe ser menor que 1.

La variación de K_s con q_2/q_1 y ϕ'_1 se muestra en la figura 4.9. La variación de c'_a/c'_1 con q_2/q_1 se muestra en la figura 4.10. Si la altura H es relativamente grande, entonces la superficie de falla

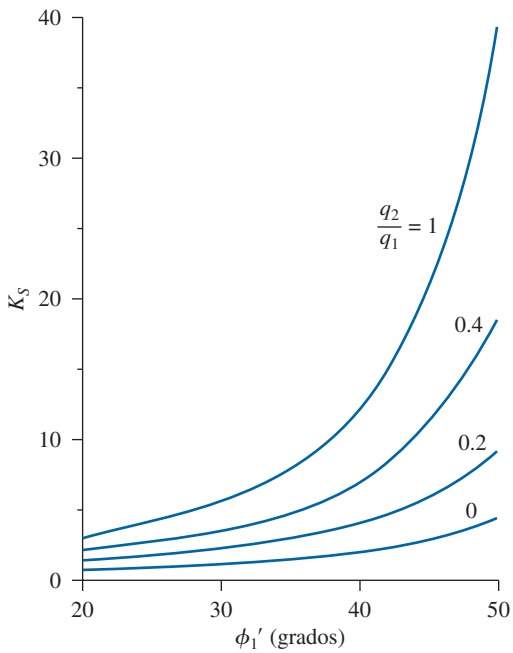


Figura 4.9 Coeficiente de corte por punzonamiento K_s según Meyerhof y Hanna.

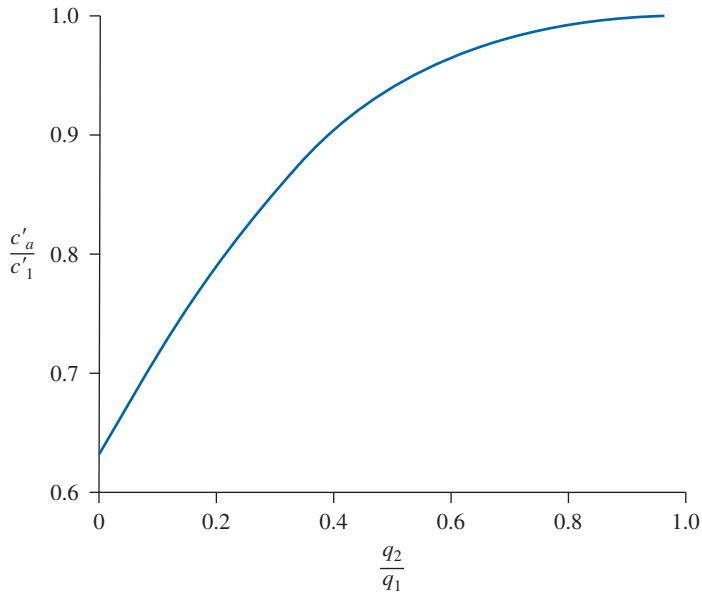


Figura 4.10 Variación de c'_a/c'_1 con q_2/q_1 con base en la teoría de Meyerhof y Hanna (1978).

en el suelo estará ubicada completamente en el estrato superior de suelo más fuerte (figura 4.8b). Para este caso,

$$q_u = q_t = c'_1 N_{c(1)} + q N_{q(1)} + \tfrac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} \tag{4.17}$$

donde $N_{c(1)}$, $N_{q(1)}$ y $N_{\gamma(1)}$ = factores de capacidad de carga para $\phi' = \phi'_1$ (tabla 3.3) y $q = \gamma_1 D_f$.

Al combinar las ecuaciones (4.14) y (4.17) se obtiene

$$q_u = q_b + \frac{2c'_a H}{B} + \gamma_1 H^2\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_s \tan \phi'_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \tag{4.18}$$

Para cimentaciones rectangulares, la ecuación anterior se puede desarrollar en la forma

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{2c'_a H}{B}\right) + \gamma_1 H^2\left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\left(\frac{K_s \tan \phi'_1}{B}\right) - \gamma_1 H \leq q_t \tag{4.19}$$

donde

$$q_b = c'_2 N_{c(2)} F_{cs(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} F_{qs(2)} + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \tag{4.20}$$

www.elsolucionario.org

y

$$q_t = c'_1 N_{c(1)} F_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \tag{4.21}$$

en donde

$F_{cs(1)}, F_{qs(1)}, F_{\gamma s(1)}$ = factores de forma respecto al estrato superior de suelo (tabla 3.4)
$F_{cs(2)}, F_{qs(2)}, F_{\gamma s(2)}$ = factores de forma respecto al estrato inferior de suelo (tabla 3.4)

Casos especiales

1. *El estrato superior es arena fuerte y el inferior es arcilla saturada suave* ($\phi_2 = 0$). De las ecuaciones (4.19), (4.20) y (4.21),

$$q_b = \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)5.14c_2 + \gamma_1(D_f + H) \tag{4.22}$$

y

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \tfrac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \tag{4.23}$$

De aquí,

$$q_u = \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)5.14c_2 + \gamma_1 H^2\left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_s \tan\phi'_1}{B} + \gamma_1 D_f \leq \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \tag{4.24}$$

donde c_2 = cohesión no drenada.

Para la determinación de K_s de la figura 4.9,

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{\frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14c_2}{0.5\gamma_1 B N_{\gamma(1)}} \tag{4.25}$$

2. *El estrato superior es arena más fuerte y el inferior es arena más débil* ($c'_1 = 0, c'_2 = 0$). La capacidad de carga última se puede establecer igual a

$$q_u = \left[\gamma_1(D_f + H)N_{q(2)}F_{qs(2)} + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)}\right] + \gamma_1 H^2\left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_s \tan\phi'_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \tag{4.26}$$

donde

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \tag{4.27}$$

Entonces

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{\frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(2)}}{\frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{\gamma_2 N_{\gamma(2)}}{\gamma_1 N_{\gamma(1)}} \tag{4.28}$$

3. *El estrato superior es arcilla saturada más fuerte* ($\phi_1 = 0$) *y el inferior es arcilla saturada más débil* ($\phi_2 = 0$). La capacidad de carga última se puede obtener con

$$q_u = \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)5.14c_2 + \left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 D_f \leq q_t \tag{4.29}$$

donde

$$q_t = \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)5.14c_1 + \gamma_1 D_f \tag{4.30}$$

y c_1 y c_2 son cohesiones no drenadas. Para este caso,

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{5.14c_2}{5.14c_1} = \frac{c_2}{c_1} \tag{4.31}$$

Ejemplo 4.4

Consulte la figura 4.8a y considere el caso de una cimentación continua con $B = 2$ m, $D_f = 1.2$ m y $H = 1.5$ m. Se conocen los datos siguientes para los dos estratos de suelo:

Estrato superior de arena:

Peso específico $\gamma_1 = 17.5\ \text{kN/m}^3$
$\phi_1' = 40°$
$c_1' = 0$

Estrato inferior de arcilla:

Peso específico $\gamma_2 = 16.5\ \text{kN/m}^3$
$\phi_2' = 0$
$c_2 = 30\ \text{kN/m}^2$

Determine la carga última total por longitud unitaria de la cimentación.

Solución

En este caso se aplican las ecuaciones (4.24) y (4.25). Para $\phi_1' = 40°$, de la tabla 3.3, $N_\gamma = 109.41$ y

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{0.5\gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{(30)(5.14)}{(0.5)(17.5)(2)(109.41)} = 0.081$$

De la figura 4.9, para $c_2 N_{c(2)}/0.5\gamma_1 B N_{\gamma(1)} = 0.081$ y $\phi_1' = 40°$, el valor de $K_s \approx 2.5$. Entonces la ecuación (4.24) da

$$\begin{aligned} q_u &= \left[1 + (0.2)\left(\frac{B}{L}\right)\right]5.14c_2 + \left(1 + \frac{B}{L}\right)\gamma_1 H^2\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)K_s\frac{\tan\phi_1'}{B} + \gamma_1 D_f \\ &= [1 + (0.2)(0)](5.14)(30) + (1 + 0)(17.5)(1.5)^2 \\ &\times \left[1 + \frac{(2)(1.2)}{1.5}\right](2.5)\frac{\tan 40}{2.0} + (17.5)(1.2) \\ &= 154.2 + 107.4 + 21 = 282.6\ \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

De nuevo, de la ecuación (4.27),

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \tfrac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)}$$

De la tabla 3.3, para $\phi_1' = 40°$, $N_\gamma = 109.4$ y $N_q = 64.20$.
De la tabla 3.4,

$$F_{qs(1)} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi_1' = 1 + (0)\tan 40 = 1$$

y

$$F_{\gamma s(1)} = 1 - 0.4\frac{B}{L} = 1 - (0.4)(0) = 1$$

de manera que

$$q_t = (17.5)(1.2)(64.20)(1) + (\tfrac{1}{2})(17.5)(2)(109.4)(1) = 3\,262.7\ \text{kN/m}^2$$

De aquí,

$$q_u = 282.6\ \text{kN/m}^2$$
$$Q_u = (282.6)(B) = (282.6)(2) = \mathbf{565.2\ kN/m}$$

■

www.elsolucionario.org

Ejemplo 4.5

Una cimentación de 1.5 × 1 m se ubica a una profundidad D_f de 1 m en una arcilla fuerte. Un estrato de arcilla más suave se encuentra a una profundidad H de 3 pies, medida desde el fondo de la cimentación. Para el estrato superior de arcilla,

Resistencia cortante no drenada $= 120\ \text{kN/m}^2$
Peso específico $= 16.8\ \text{kN/m}^3$

y para el estrato inferior de arcilla,

Resistencia cortante no drenada $= 48\ \text{kN/m}^2$
Peso específico $= 16.2\ \text{kN/m}^3$

Determine la carga permisible total para la cimentación con un FS de 3.

Solución

En este problema se aplican las ecuaciones (4.29), (4.30) y (4.31), 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 cuenta con los datos siguientes:

$$B = 1.5 \qquad H = 0.91 \qquad D_f = 1\ \text{m}$$
$$L = 1.5\ \text{m} \qquad \gamma_1 = 16.8\ \text{kN/m}^3$$

De la figura 4.10 para $c_2/c_1 = 48/120 = 0.4$, el valor de $c_a/c_1 \approx 0.9$, por lo tanto,

$$c_a = (0.9)(2\,500) = 108\ \text{kN/m}^2$$

y

$$q_u = \left[1 + (0.2)\left(\frac{1.50}{1.5}\right)\right](5.14)(48) + \left(1 + \frac{1.50}{1.5}\right)\left[\frac{(2)(108)(1)}{1}\right] + (16.8)(1)$$
$$= 296.06 + 432 + 16.8 = 744.86\ \text{kN/m}^2$$

Como revisión, se tiene, de la ecuación (4.30),

$$q_t = \left[1 + (0.2)\left(\frac{1.50}{1.5}\right)\right](5.14)(120) + (16.8)(1)$$
$$= 699 + 16.8 = 740.16\ \text{kN/m}^2$$

Así pues, $q_u = 656.4\ \text{kN/m}^2$ (es decir, el menor de los dos valores antes calculados) y

$$q_{\text{perm}} = \frac{q_u}{\text{FS}} = \frac{744.86}{3} = 248.28\ \text{kN/m}^2$$

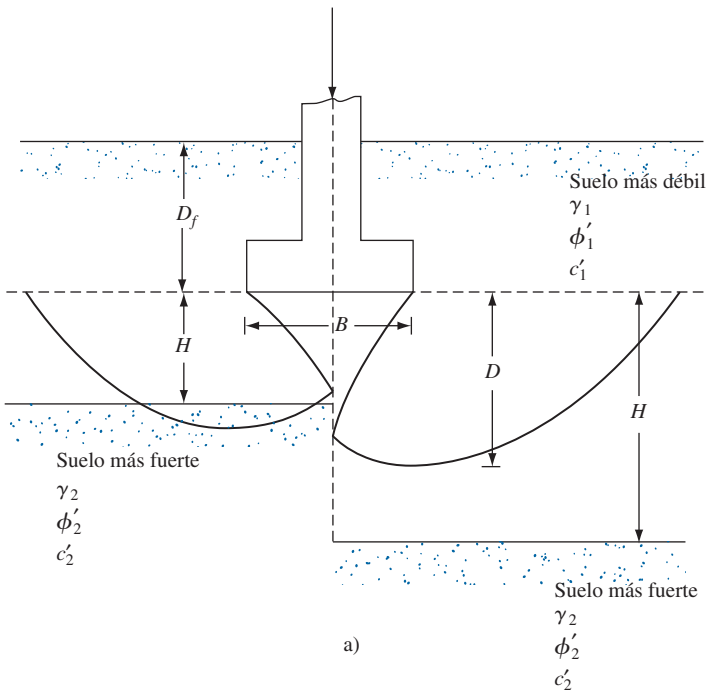
Por lo tanto, la carga permisible total es

$$(q_{\text{perm}})(1.5 \times 1.5) = \mathbf{558.6\ kN}$$

■

4.4 Capacidad de carga de un suelo estratificado: suelo más débil sobre un suelo más fuerte

Cuando una cimentación está soportada por un estrato de suelo más débil sobre un estrato de suelo más fuerte (figura 4.11a), la relación q_2/q_1 definida por las ecuaciones (4.15) y (4.16) será mayor que 1. Además, si H/B es relativamente pequeña, como se muestra a la izquierda de la figura 4.11a, la superficie de falla en el suelo ante carga última pasará a través de las dos capas de suelo. Sin embargo, para relaciones H/B mayores, la superficie de falla estará ubicada por completo en el estrato superior de suelo más débil, como se muestra en la mitad derecha de la figura 4.11a.



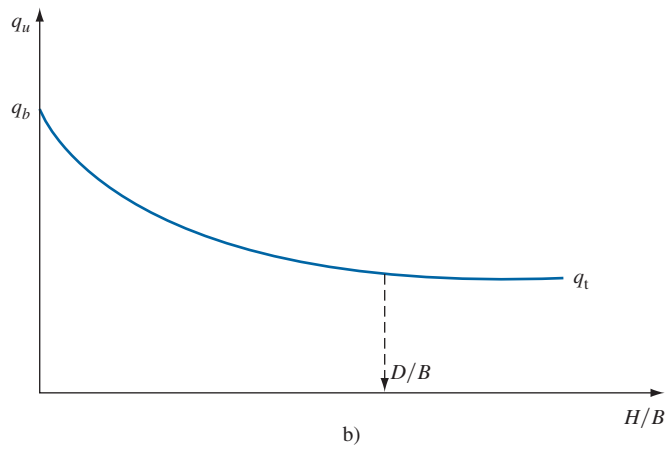


Figura 4.11 a) Cimentación sobre un estrato de suelo más débil que se apoya sobre un estrato de arena más fuerte; b) Naturaleza de la variación de q_u con H/B.

Para esta condición, la capacidad de carga última (Meyerhof, 1974; Meyerhof y Hanna, 1978) se puede obtener mediante la ecuación empírica

$$q_u = q_t + (q_b - q_t)\left(\frac{H}{D}\right)^2 \geq q_t \tag{4.32}$$

donde

D = profundidad de la superficie de falla debajo de la cimentación en el lecho grueso del estrato superior de suelo más débil
q_t = capacidad de carga última en el lecho grueso del estrato de suelo superior
q_b = capacidad de carga última en un lecho grueso del estrato de suelo inferior

Por lo tanto,

$$q_t = c_1 N_{c(1)} F_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \tag{4.33}$$

y

$$q_t = c_2 N_{c(2)} F_{cs(2)} + \gamma_2 D_f N_{q(2)} F_{qs(2)} + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \tag{4.34}$$

donde

$N_{c(1)}, N_{q(1)}, N_{\gamma(1)}$ = factores de capacidad de carga correspondientes al ángulo de fricción ϕ_1' del suelo
$N_{c(2)}, N_{q(2)}, N_{\gamma(2)}$ = factores de capacidad de carga correspondientes al ángulo de fricción ϕ_2' del suelo
$F_{cs(1)}, F_{qs(1)}, F_{\gamma s(1)}$ = factores de forma correspondientes al ángulo de fricción ϕ_1' del suelo
$F_{cs(2)}, F_{qs(2)}, F_{\gamma s(2)}$ = factores de forma correspondientes al ángulo de fricción ϕ_2' del suelo

Meyerhof y Hanna (1978) sugirieron que

- $D \approx B$ para arena y arcilla suelta
- $D \approx 2B$ para arena densa

Las ecuaciones (4.32), (4.33) y (4.34) implican que los valores máximo y mínimo de q_u serán q_b y q_t, respectivamente, como se muestra en la figura 4.11b.

Ejemplo 4.6

Consulte la figura 4.11a. Para un perfil estratificado de arcilla saturada, con los datos: $L = 1.83$ m, $B = 1.22$ m, $D_f = 0.91$ m, $H = 0.61$ m, $\gamma_1 = 17.29$ kN/m^3, $\phi_1 = 0$, $c_1 = 57.5$ kN/m^2, $\gamma_2 = 19.65$ kN/m^3, $\phi_2 = 0$ y $c_2 = 119.79$ kN/m^2. Determine la capacidad de carga última de la cimentación.

Solución

De las ecuaciones (4.15) y (4.16),

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_c}{c_1 N_c} = \frac{c_2}{c_1} = \frac{119.79}{57.5} = 2.08 > 1$$

Por lo tanto, se aplica la ecuación (4.32).
De las ecuaciones (4.33) y (4.34) con $\phi_1 = 0$ y $\phi_2 = 0$,

$$\begin{aligned} q_t &= \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right) N_c c_1 + \gamma_1 D_f \\ &= \left[1 + (0.2)\left(\frac{1.22}{1.83}\right)\right](5.14)(57.5) + (0.91)(17.29) = 334.96 + 15.73 \\ &= 350.69 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

www.elsolucionario.org

y

$$q_b = \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)N_c c_2 + \gamma_2 D_f$$

$$= \left[1 + (0.2)\left(\frac{1.22}{1.83}\right)\right](5.14)(119.79) + (0.91)(19.65)$$

$$= 697.82 + 17.88 = 715.7 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (4.32),

$$q_u = q_t + (q_b - q_t)\left(\frac{H}{D}\right)^2$$

$$D \approx B$$

$$q_u = 350.69 + (715.7 - 350.69)\left(\frac{0.61}{1.22}\right)^2 \approx 442 \text{ kN/m}^2 > q_t$$

De aquí,

$$q_u = \mathbf{442 \text{ kN/m}^2}$$

4.5 Cimentaciones espaciadas estrechamente—efecto sobre la capacidad de carga última

En el capítulo 3 se analizaron las teorías que relacionan la capacidad de carga última de cimentaciones continuas simples rigidas soportadas por un suelo homogéneo extendiéndose hasta una gran profundidad. Sin embargo, si las cimentaciones se colocan cerca una de otra con condiciones similares del suelo, la capacidad de carga última de cada cimentación puede cambiar debido al efecto de interferencia de la superficie de falla del suelo. Esto lo investigó de manera teórica Stuart (1962) para *suelos granulares*. Se supuso que la geometría de la superficie de ruptura en la masa de suelo sería la misma que la supuesta por Terzaghi (figura 3.5). De acuerdo con Stuart, se pueden originar las condiciones siguientes (figura 4.12).

Caso I. (Figura 4.12a) si el espaciamiento centro a centro de las dos cimentaciones es $x \geq x_1$, las superficies de ruptura en el suelo debajo de cada cimentación no se sobreponen. Por lo tanto, la capacidad de carga última de cada cimentación continua se puede dar por la ecuación de Terzaghi [ecuación (3.3)]. Para ($c' = 0$)

$$q_u = qN_q + \tfrac{1}{2}\gamma B N_\gamma \tag{4.35}$$

donde N_q, N_γ = factores de capacidad de carga última de Terzaghi (tabla 3.1).

Caso II. (Figura 4.12b) si el espaciamiento centro a centro de las dos cimentaciones ($x = x_2 < x_1$) es tal que las zonas pasivas de Rankine apenas se sobreponen, entonces la magnitud de q_u aún estará dada por la ecuación (4.35). Sin embargo, el asentamiento de la cimentación a carga última cambiará (comparado con el caso de una cimentación aislada).

Caso III. (Figura 4.12c) este es el caso donde el espaciamiento centro a centro de las dos cimentaciones continuas es $x = x_3 < x_2$. Observe que las cuñas triangulares en el suelo abajo de las

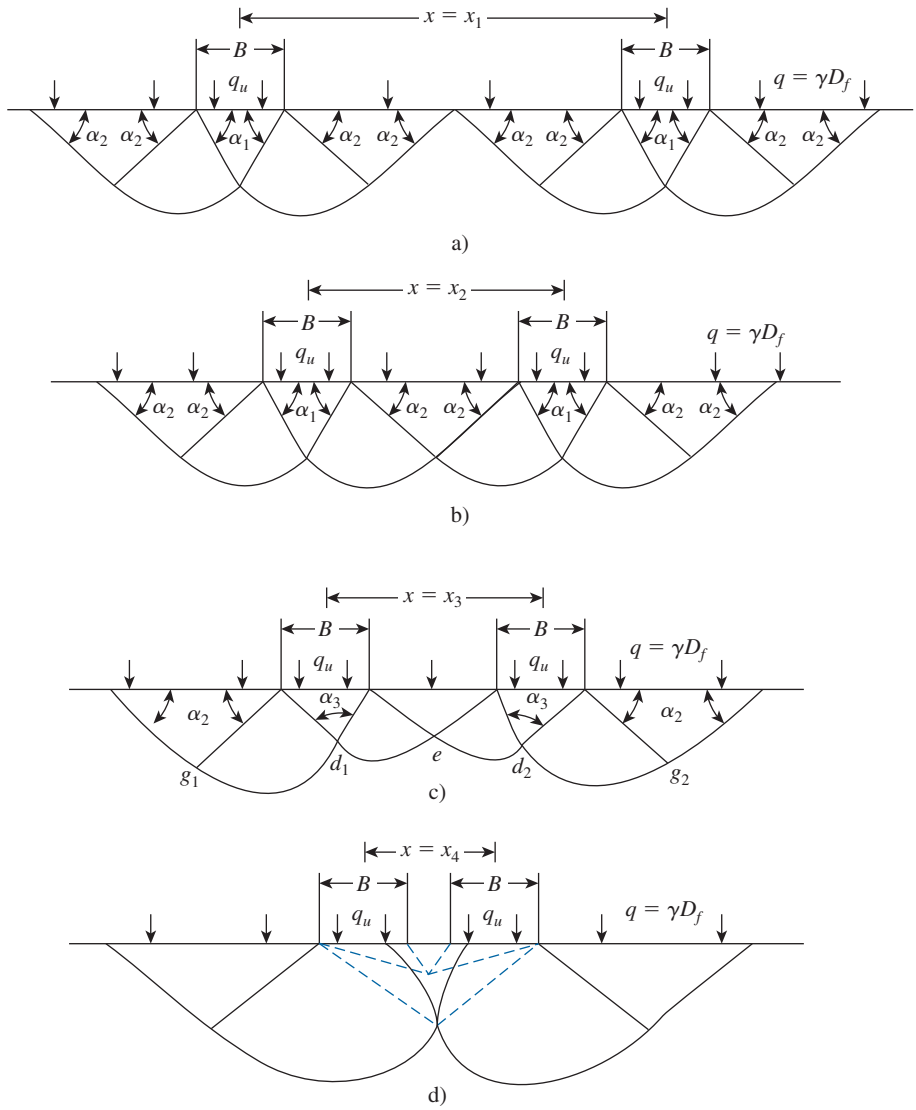
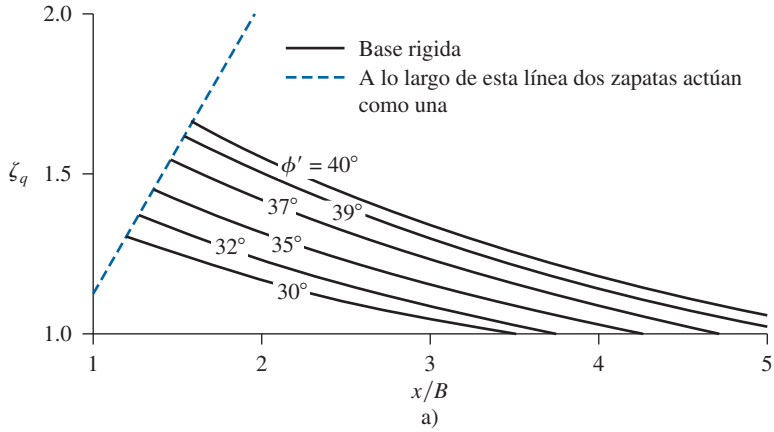


Figura 4.12 Suposiciones para la superficie de falla en suelo granular debajo de dos cimentaciones continuas rugosas espaciadas estrechamente.
(*Nota:* $\alpha_1 = \phi'$, $\alpha_2 = 45 - \phi'/2$, $\alpha_3 = 180 - 2\phi'$)

cimentaciones formarán ángulos de $180° - 2\phi'$ en los puntos d_1 y d_2. Los arcos de las espirales logarítmicas d_1g_1 y d_1e son tangentes entre sí en d_1. De manera similar, los arcos de las espirales logarítmicas d_2g_2 y d_2e son tangentes entre sí en d_2. Para este caso, la capacidad de carga última de cada cimentación se puede dar como ($c' = 0$)

$$q_u = qN_q\zeta_q + \tfrac{1}{2}\gamma BN_\gamma\zeta_\gamma \tag{4.36}$$

donde ζ_q, ζ_γ = relaciones de eficiencia.



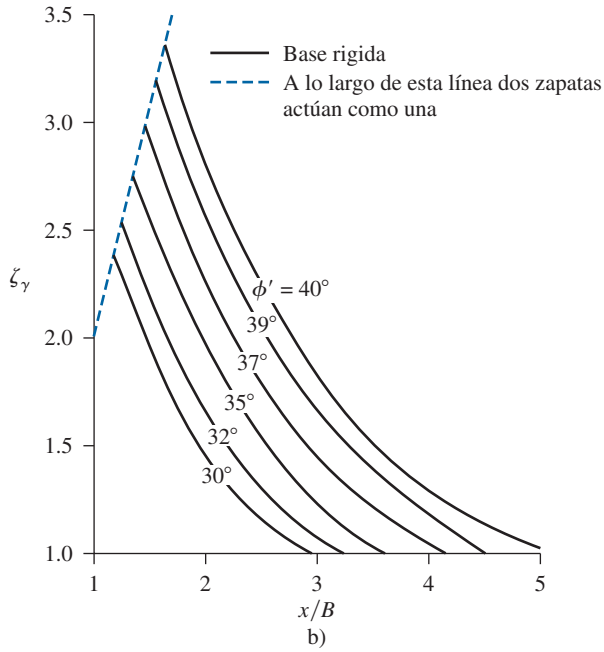


Figura 4.13 Variación de las relaciones de eficiencia con x/B y ϕ'.

Las relaciones de eficiencia son funciones de x/B y del ángulo de fricción ϕ'. Las variaciones teóricas de ζ_q y ζ_γ se indican en la figura 4.13.

Caso IV. (Figura 4.12d): si el espaciamiento de la cimentación se reduce aún más de manera que $x = x_4 < x_3$, ocurrirá un bloqueo y el par de cimentaciones actuará como una sola cimentación. El suelo entre las unidades individuales formará un arco invertido que viaja hacia abajo con la cimentación cuando se aplica la carga. Cuando las dos cimentaciones se tocan, la zona de arcos

www.elsolucionario.org

desaparece y el sistema se comporta como una sola cimentación con un ancho igual a $2B$. La capacidad de carga última para este caso se puede obtener con la ecuación (4.35), reemplazando B por $2B$ en el segundo término.

La capacidad de carga última de dos cimentaciones continuas espaciadas estrechamente puede incrementarse ya que las relaciones de eficiencia son mayores que 1. Sin embargo, cuando las cimentaciones espaciadas estrechamente se someten a una carga similar por área unitaria, el asentamiento S_e será mayor cuando se compara al correspondiente a una cimentación aislada.

4.6 Capacidad de carga de cimentaciones sobre la parte superior de un talud

En algunos casos es necesario construir cimentaciones sobre la parte superior de un talud. En la figura 4.14, la altura del talud es H y la pendiente forma un ángulo β con la horizontal. El borde de la cimentación se ubica a una distancia b desde la parte superior del talud. A carga última, q_u, la superficie de falla será como se muestra en la figura.

Meyerhof (1957) desarrolló la relación teórica siguiente de la capacidad de carga última para *cimentaciones continuas*:

$$q_u = c' N_{cq} + \tfrac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q} \tag{4.37}$$

Para suelo puramente granular, $c' = 0$, por lo tanto,

$$q_u = \tfrac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q} \tag{4.38}$$

De nuevo, para suelo puramente cohesivo, $\phi = 0$ (condición no drenada); por consiguiente,

$$q_u = c N_{cq} \tag{4.39}$$

donde c = cohesión no drenada.

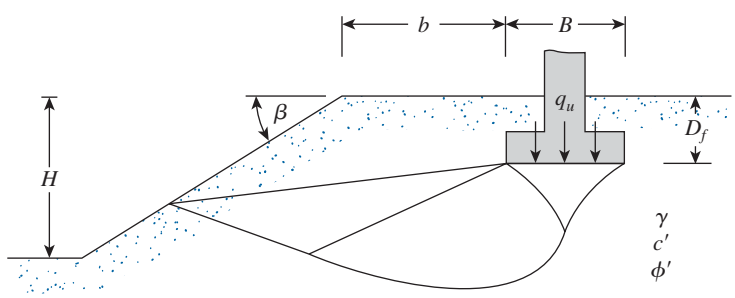


Figura 4.14 Cimentación superficial sobre la parte superior de un talud.

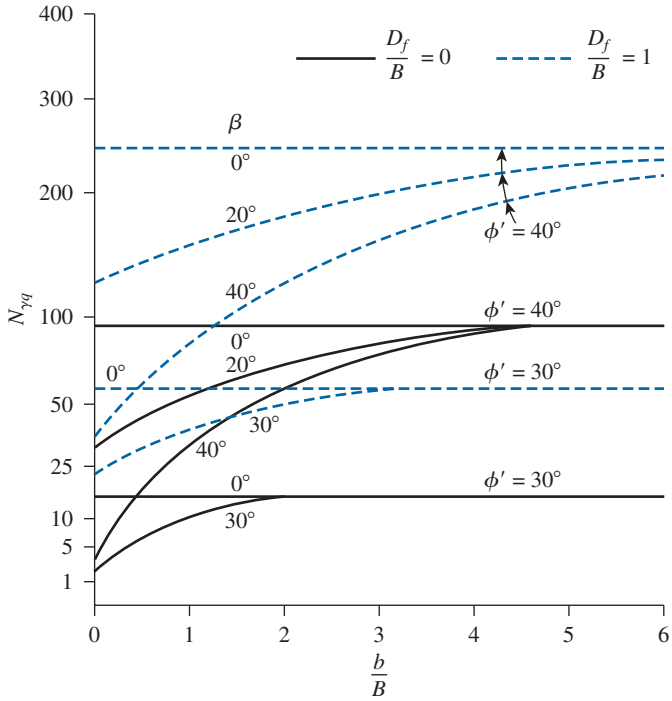


Figura 4.15 Factor de capacidad de carga $N_{\gamma q}$ de Meyerhof para suelo granular ($c' = 0$).

Las variaciones de $N_{\gamma q}$ y N_{cq} definidas por las ecuaciones (4.38) y (4.39) se muestran en las figuras 4.15 y 4.16, respectivamente. Al utilizar N_{cq} en la ecuación (4.39) según se da en la figura 4.16, se deben tener en cuenta los puntos siguientes:

1. El término

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} \tag{4.40}$$

se define como el número de estabilidad.
2. Si $B < H$, se utilizan las curvas para $N_s = 0$.
3. Si $B \geq H$, se utilizan las curvas para el número de estabilidad calculado N_s.

Solución del esfuerzo característico para taludes de suelo granular

Para taludes en suelos granulares, la capacidad de carga última de una cimentación continua se puede obtener mediante la ecuación (4.38), o

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q}$$

Con base en el método del esfuerzo característico, Graham Andrews y Shields (1988) proporcionaron una solución para el factor de capacidad de carga $N_{\gamma q}$ para una cimentación superficial continua sobre la parte superior de un talud en *suelo granular*. En la figura 4.17 se muestra el esquema de la zona de falla en el suelo para un empotramiento (D_f/B) y retroceso (b/B) supuestos en el análisis de los autores. Las variaciones de $N_{\gamma q}$ obtenidas por este método se muestran en las figuras 4.18, 4.19 y 4.20.

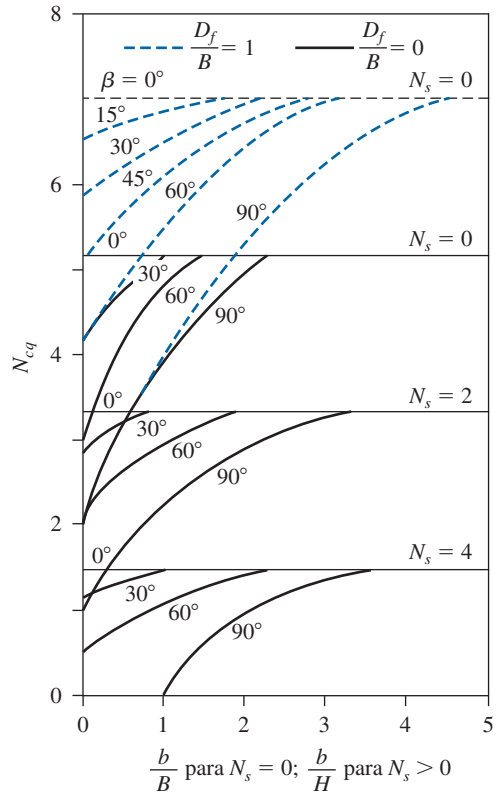


Figura 4.16 Factor de capacidad de carga N_{cq} de Meyerhof para suelo puramente cohesivo.

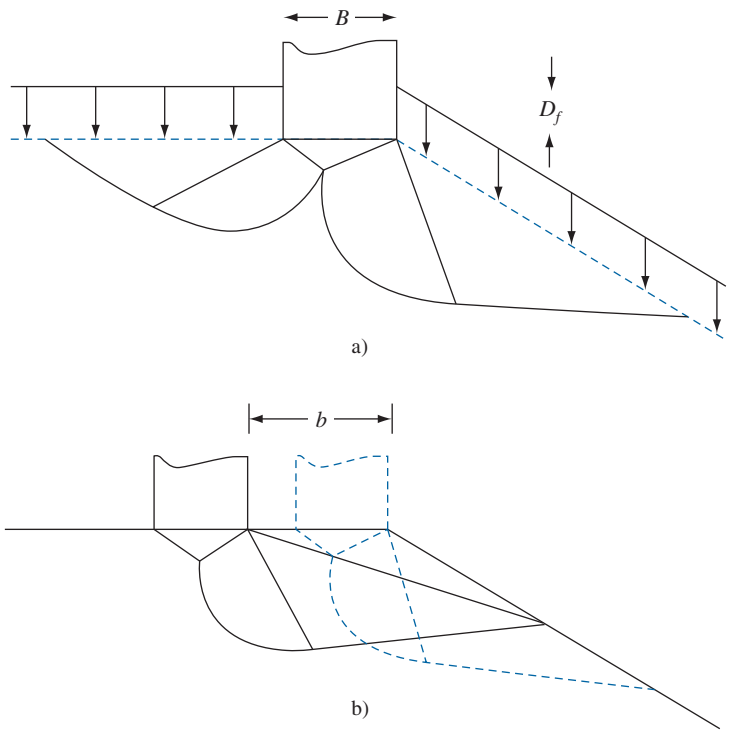


Figura 4.17 Diagrama esquemático de las zonas de falla para el empotramiento y retroceso: a) $D_f/B > 0$; b) $b/B > 0$.

www.elsolucionario.org

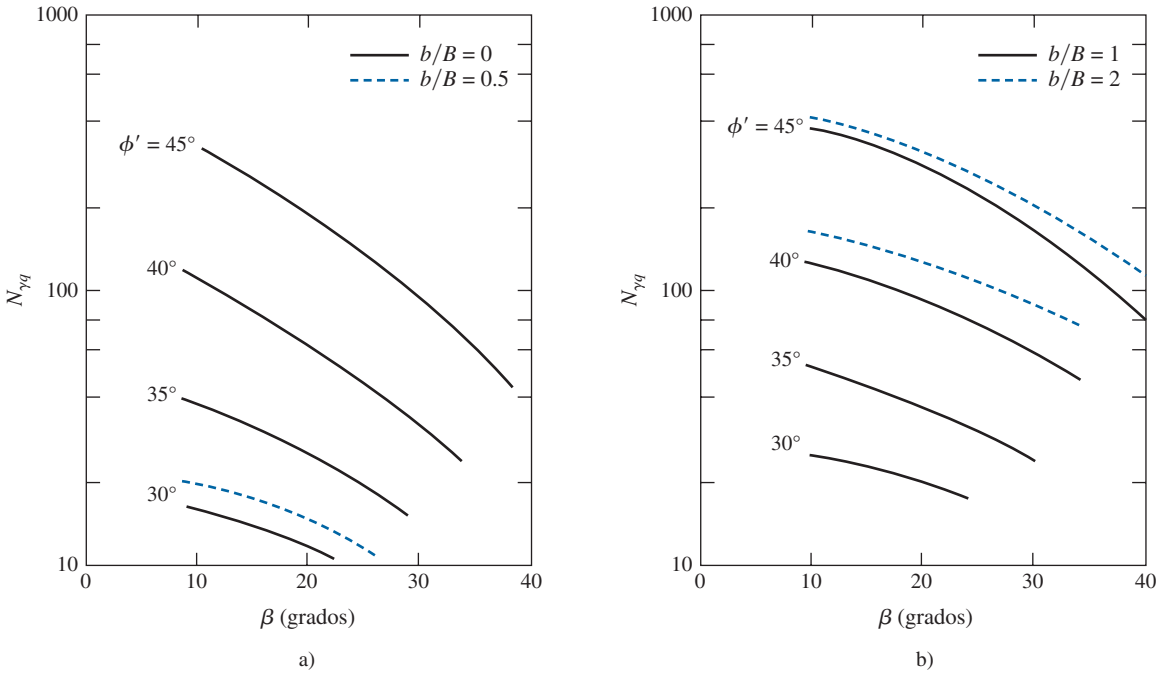


Figura 4.18 Valores teóricos de $N_{\gamma q}(D_f/B = 0)$ de Graham y colaboradores.

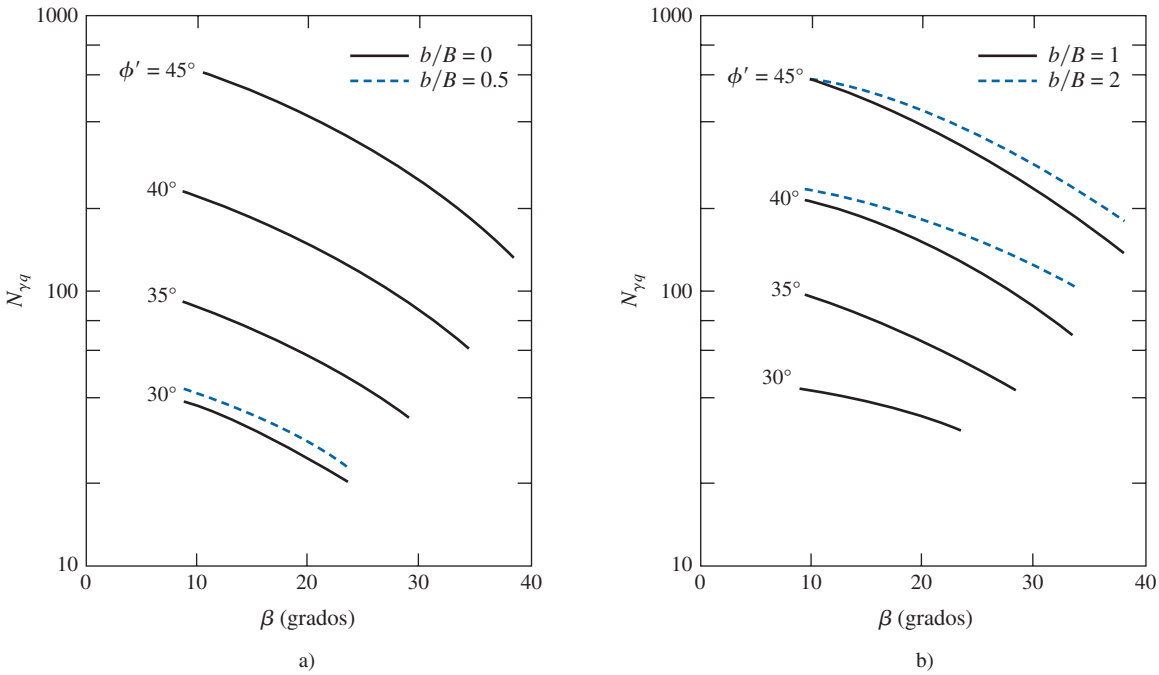


Figura 4.19 Valores teóricos de $N_{\gamma q}(D_f/B = 0.5)$ de Graham y colaboradores.

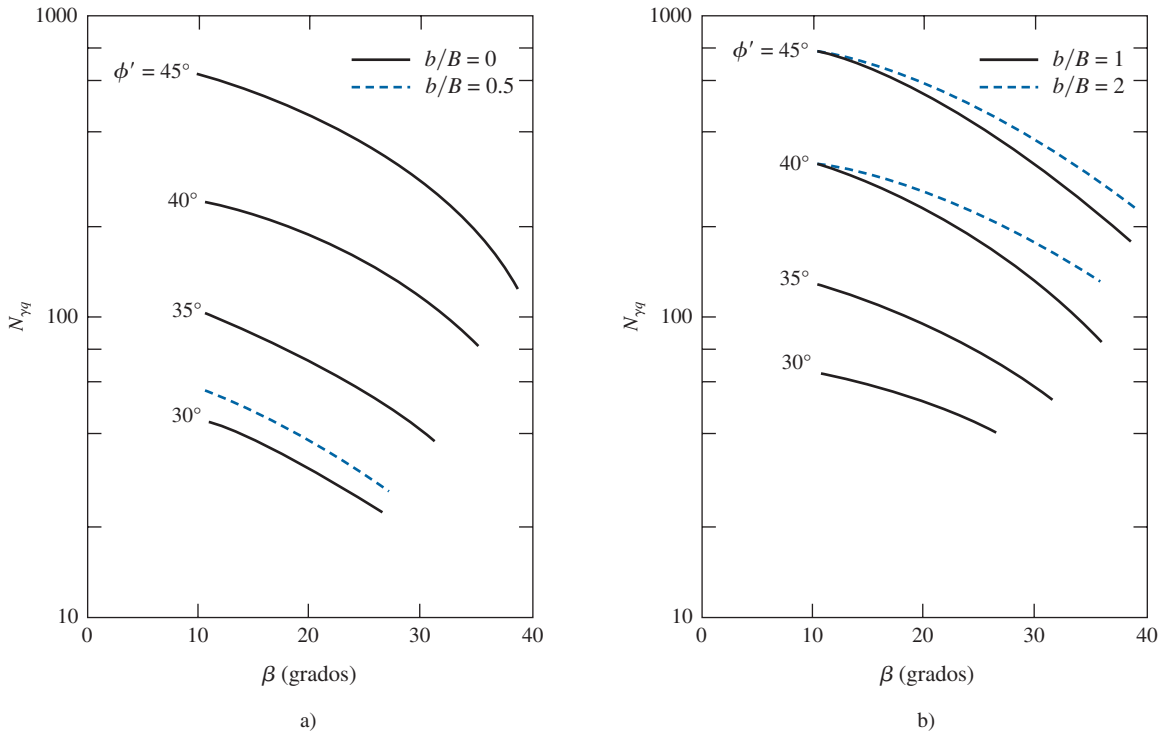


Figura 4.20 Valores teóricos de $N_{\gamma q}$ ($D_f/B = 1$) de Graham y colaboradores.

Ejemplo 4.7

En la figura 4.14, para una cimentación superficial continua en una arcilla se dan los datos siguientes: $B = 1.2$ 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, $\phi = 0$ y $c = 50$ kN/m^2. Determine la capacidad de carga permisible total con un factor de seguridad FS $= 4$.

Solución

Como $B < H$, se supondrá que el número de estabilidad $N_s = 0$. De la ecuación (4.39),

$$q_u = cN_{cq}$$

Se tiene que

$$\frac{D_f}{B} = \frac{1.2}{1.2} = 1$$

y

$$\frac{b}{B} = \frac{0.8}{1.2} = 0.67$$

Para $\beta = 30°$, $D_f/B = 1$ y $b/B = 0.67$, en la figura 4.16 se obtiene $N_{cq} = 6.3$. De aquí,

$$q_u = (50)(6.3) = 315 \text{ kN/m}^2$$

y

$$q_{\text{perm}} = \frac{q_u}{\text{FS}} = \frac{315}{4} = \mathbf{78.8 \text{ kN/m}^2}$$

Ejemplo 4.8

En la figura 4.21 se muestra una cimentación continua sobre un talud de un suelo granular. Estime la capacidad de carga última.

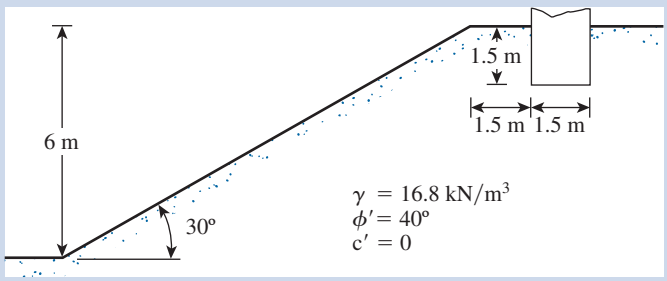


Figura 4.21 Cimentación sobre un talud granular.

Solución

Para suelo granular ($c' = 0$), de la ecuación (4.38),

$$q_u = \tfrac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q}$$

Se tiene que $b/B = 1.5/1.5 = 1$, $D_f/B = 1.5/1.5 = 1$, $\phi' = 40°$ y $\beta = 30°$.

De la figura 4.15, $N_{\gamma q} \approx 120$. Por lo tanto,

$$q_u = \tfrac{1}{2}(16.8)(1.5)(120) = \mathbf{1\,512 \text{ kN/m}^2}$$

Ejemplo 4.9

Resuelva el ejemplo 4.8 utilizando el método de solución del esfuerzo característico.

Solución

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q}$$

De la figura 4.20b, $N_{\gamma q} \approx 110$. De aquí,

$$q_u = \frac{1}{2}(16.8)(1.5)(110) = \mathbf{1\,386 \text{ kN/m}^2}$$

www.elsolucionario.org

4.7 Capacidad de carga sísmica de una cimentación en el borde de un talud de suelo granular

En la figura 4.22 se muestra una cimentación superficial continua ($B/L = 0$, $D_f/B = 0$) en el borde un talud granular. La cimentación está sometida a una carga inclinada a un ángulo α respecto a la vertical. Sea la cimentación sometida a una carga sísmica con un coeficiente de aceleración horizontal, k_h. Con base en su análisis del método de rebanadas, Huang y Kang (2008) expresaron la capacidad de carga última como

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma i} F_{\gamma\beta} F_{\gamma e} \tag{4.41}$$

donde

N_γ = factor de capacidad de carga (tabla 3.3)
$F_{\gamma i}$ = factor de inclinación de la carga
$F_{\gamma\beta}$ = factor de inclinación del talud
$F_{\gamma e}$ = factor de corrección por la fuerza de inercia inducida por la carga sísmica

Las relaciones para $F_{\gamma i}$, $F_{\gamma\beta}$ y $F_{\gamma e}$ son las siguientes:

$$F_{\gamma i} = \left[1 - \left(\frac{\alpha^\circ}{\phi'^\circ}\right)\right]^{(0.1\phi' - 1.21)} \tag{4.42}$$

$$F_{\gamma\beta} = [1 - (1.062 - 0.014\phi')\tan\phi']^{\left(\frac{\beta^\circ}{10^\circ}\right)} \tag{4.43}$$

y

$$F_{\gamma e} = 1 - [(2.57 - 0.043\phi')e^{1.45\tan\beta}]k_h \tag{4.44}$$

En las ecuaciones (4.42) a (4.44), ϕ' está en grados.

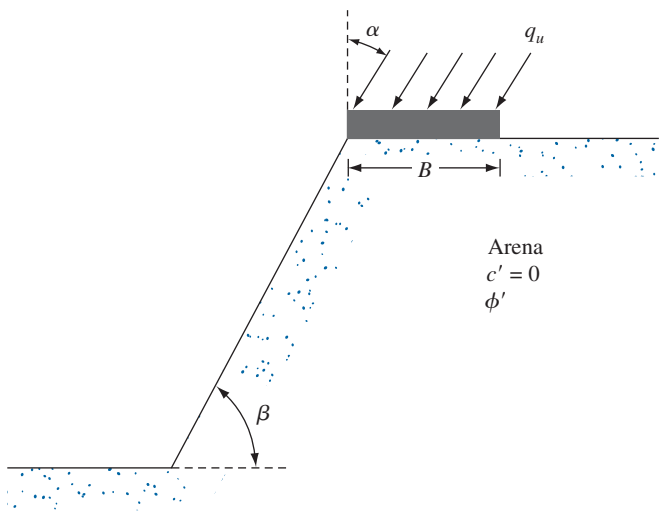


Figura 4.22 Cimentación continua en el borde de un talud granular sometida a carga sísmica.

Ejemplo 4.10

Considere una cimentación superficial continua sobre un talud de suelo granular sometida a una carga sísmica, como se muestra en la figura 4.22. Se tiene: $B = 1.5$ m, $\gamma = 17.5$ kN/m^3, $\phi' = 35°$, $c' = 0$, $\beta = 30°$, $\alpha = 10°$ y $k_h = 0.2$. Calcule la capacidad de carga última, q_u.

Solución

De la ecuación (4.41)

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma i} F_{\gamma\beta} F_{\gamma e}$$

Para $\phi' = 35°$, $N_\gamma = 48.03$ (tabla 3.3). Por lo tanto,

$$F_{\gamma t} = \left[1 - \left(\frac{\alpha^\circ}{\phi'^\circ}\right)\right]^{(0.1\phi' - 1.21)} = \left[1 - \left(\frac{10}{35}\right)\right]^{[(0.1\times 35) - 1.21]} = 0.463$$

$$F_{\gamma\beta} = [1 - (1.062 - 0.014\phi')\tan\phi']^{\left(\frac{\beta^\circ}{10^\circ}\right)}$$

$$= [1 - (1.062 - 0.014 \times 35)\tan 35]^{\left(\frac{30}{10}\right)} = 0.215$$

$$F_{\gamma e} = 1 - [(2.57 - 0.043\phi')e^{1.45\tan\beta}]k_h$$

$$= 1 - [(2.57 - 0.043 \times 35)e^{1.45\tan 30}](0.2) = 0.508$$

Por lo tanto,

$$q_u = \frac{1}{2}(17.5)(1.5)(48.03)(0.463)(0.215)(0.508) = \mathbf{31.9\ kN/m^2}$$

■

4.8 Capacidad de carga de cimentaciones sobre un talud

Meyerhof (1957) desarrolló una solución teórica para la capacidad de carga última de una cimentación superficial ubicada sobre la cara de un talud. En la figura 4.23 se muestra la naturaleza de la zona plástica desarrollada debajo de una cimentación continua rugosa de ancho B. En la figura 4.23, *abc* es una zona elástica, *acd* es una zona de corte radial y *ade* es una zona de corte mezclada. Con base en esta solución, la capacidad de carga última se puede expresar como

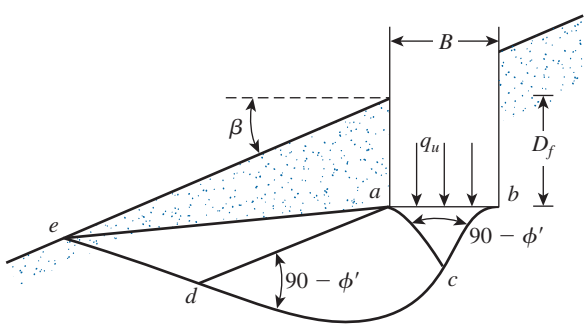


Figura 4.23 Naturaleza de la zona plástica debajo de una cimentación continua rugosa sobre la cara de un talud.

$$q_u = cN_{cqs} \text{ (para suelo puramente cohesivo, es decir, } \phi = 0) \quad (4.45)$$

y

$$q_u = \tfrac{1}{2}\gamma B N_{\gamma qs} \text{ (para suelo granular, es decir } c' = 0) \quad (4.46)$$

Las variaciones de N_{cqs} y $N_{\gamma qs}$ con el ángulo del talud β se indican en las figuras 4.24 y 4.25.

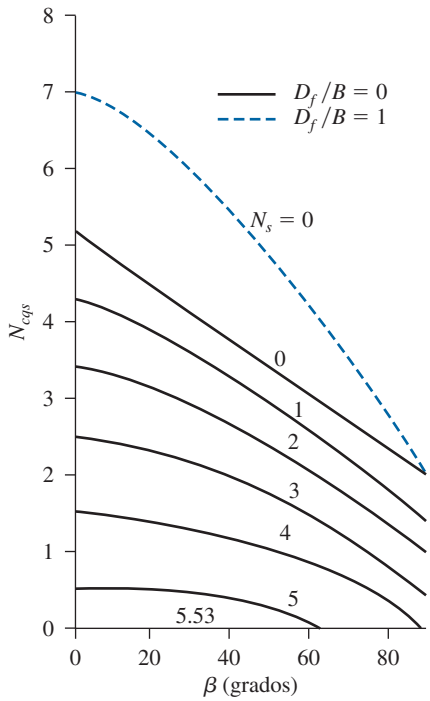


Figura 4.24 Variación de N_{cqs} con β. (*Nota:* $N_s = \gamma H/c$)

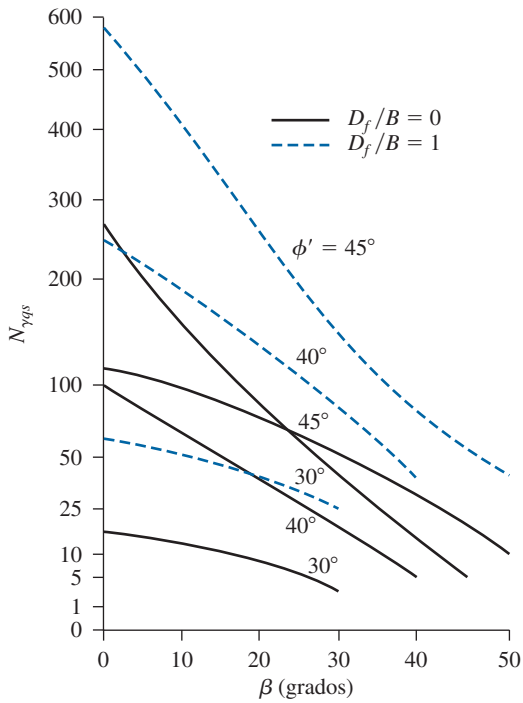


Figura 4.25 Variación de $N_{\gamma qs}$ con β.

www.elsolucionario.org

4.9 Cimentaciones sobre roca

En ocasiones las cimentaciones superficiales se tienen que construir sobre roca, como se muestra en la figura 4.26. Para la estimación de la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales sobre roca, se pueden utilizar las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi [ecuaciones (3.3), (3.7) y (3.8)] con los factores de capacidad de carga dados aquí (Stagg y Zienkiewicz, 1968; Bowles, 1996):

$$N_c = 5\tan^4\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \tag{4.47}$$

$$N_q = \tan^6\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \tag{4.48}$$

$$N_\gamma = N_q + 1 \tag{4.49}$$

Para rocas, la magnitud de la intersección de la cohesión, c', se puede expresar como

$$q_{uc} = 2c'\tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \tag{4.50}$$

donde

q_{uc} = resistencia a la compresión simple de la roca
ϕ' = ángulo de fricción

La resistencia a la compresión simple y el ángulo de fricción de las rocas puede variar en gran medida. En la tabla 4.2 se indica un intervalo general de q_{uc} para varios tipos de rocas. Es importante tener en cuenta que la magnitud de q_{uc} y ϕ' (y de aquí, de c') reportadas de pruebas de laboratorio son para muestras intactas de roca. No se toma en cuenta el efecto de las discontinuidades. Para tomarlas en cuenta, Bowles (1996) sugirió que la capacidad de carga última q_u se debe modificar a la forma

$$q_{u(\text{modificada})} = q_u(\text{RQD})^2 \tag{4.51}$$

donde RQD = designación de la calidad de la roca (consulte el capítulo 2).

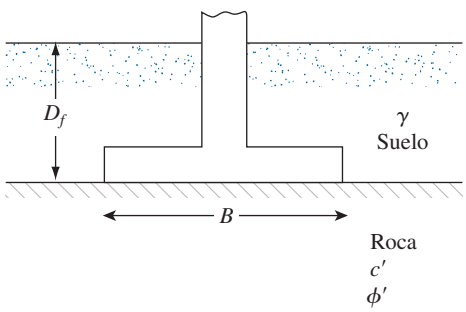


Figura 4.26 Cimentación sobre roca.

Tabla 4.2 Intervalo de la resistencia a la compresión simple de varios tipos de rocas.

Tipo de roca	q_{uc} MN/m²	q_{uc} kip/m²	ϕ' (grados)
Granito	65-250	9.5-36	45-55
Caliza	30-150	4-22	35-45
Arenisca	25-130	3.5-19	30-45
Esquisto	5-40	0.75-6	15-30

En cualquier caso, el límite superior de la capacidad de carga última permisible no debe sobrepasar f'_c (resistencia a la compresión del concreto a los 28 días).

Ejemplo 4.11

Consulte la figura 4.26. Se construirá una cimentación de una columna cuadrada sobre limolita. Datos:

Cimentación:	$B \times B = 2.5 \times 2.5$ m
	$D_f = 2$ m
Suelo:	$\gamma = 17$ kN/m^3
Limolita:	$c' = 32$ MN/m^2
	$\phi' = 31°$
	$\gamma = 25$ kN/m^3
	RQD $= 50\%$

Estime la capacidad de carga última permisible. Utilice FS $= 4$. Además, para concreto, utilice $f'_c = 30$ MN/m^2.

Solución

De la ecuación (3.7)

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

$$N_c = 5\tan^4\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) = 5\tan^4\left(45 + \frac{31}{2}\right) = 48.8$$

$$N_q = \tan^6\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^6\left(45 + \frac{31}{2}\right) = 30.5$$

$$N_\gamma = N_q + 1 = 30.5 + 1 = 31.5$$

De aquí,

$$\begin{aligned} q_u &= (1.3)(32 \times 10^3 \text{ kN/m}^2)(48.8) + (17 \times 2)(30.5) + (0.4)(25)(2.5)(31.5) \\ &= 2\,030.08 \times 10^3 + 1.037 \times 10^3 + 0.788 \times 10^3 \\ &= 2\,031.9 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 \approx 2\,032 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{u(\text{modificada})} = q_u(\text{RQD})^2 = (2\,032)(0.5)^2 = 508 \text{ MN/m}^2$$

$$q_{\text{perm}} = \frac{508}{4} = 127 \text{ MN/m}^2$$

Como 127 MN/m^2 es mayor que f'_c, utilice $q_{\text{perm}} =$ **30 MN/m^2.** ■

4.10 Capacidad de levantamiento de cimentaciones

Las cimentaciones se pueden someter a fuerzas de levantamiento ante circunstancias especiales. Durante el proceso de diseño de estas cimentaciones, es deseable proporcionar un factor de seguridad suficiente contra la falla por levantamiento. En esta sección se dan las relaciones para la capacidad de levantamiento de cimentaciones en suelos granulares y cohesivos.

Cimentaciones en suelo granular ($c' = 0$)

En la figura 4.27 se muestra una cimentación superficial continua sometida a una fuerza de levantamiento. A carga última, Q_u, la superficie de falla en el suelo será como se muestra en la figura. La carga última se puede expresar en forma de un factor de desconexión adimensional, F_q. O

$$F_q = \frac{Q_u}{A\gamma D_f} \tag{4.52}$$

donde A = área de la cimentación.

El factor de desconexión es una función del ángulo de fricción del suelo ϕ' y de D_f/B. Para un ángulo de fricción dado del suelo, F_q aumenta con D_f/B hasta un máximo en $D_f/B = (D_f/B)_{cr}$ y permanece constante después. Para cimentaciones sometidas a levantamiento, $D_f/B \leq (D_f/B)_{cr}$ se considera como una condición de cimentación superficial. Cuando una cimentación tiene una relación de empotramiento de $D_f/B > (D_f/B)_{cr}$, se le refiere como cimentación profunda. Meyerhof y Adams (1968) proporcionaron relaciones para estimar la capacidad de levantamiento última Q_u para cimentaciones superficiales [es decir, $D_f/B \leq (D_f/B)_{cr}$], circulares y rectangulares. Utilizando estas relaciones y la ecuación (4.52), Das y Seely (1975) expresaron el factor de desconexión F_q en la forma siguiente

$$F_q = 1 + 2\left[1 + m\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left(\frac{D_f}{B}\right)K_u \tan\phi' \tag{4.53}$$

(para cimentaciones superficiales circulares y cuadradas)

$$F_q = 1 + \left\{\left[1 + 2m\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left(\frac{B}{L}\right) + 1\right\}\left(\frac{D_f}{B}\right)K_u \tan\phi' \tag{4.54}$$

(para cimentaciones superficiales rectangulares)

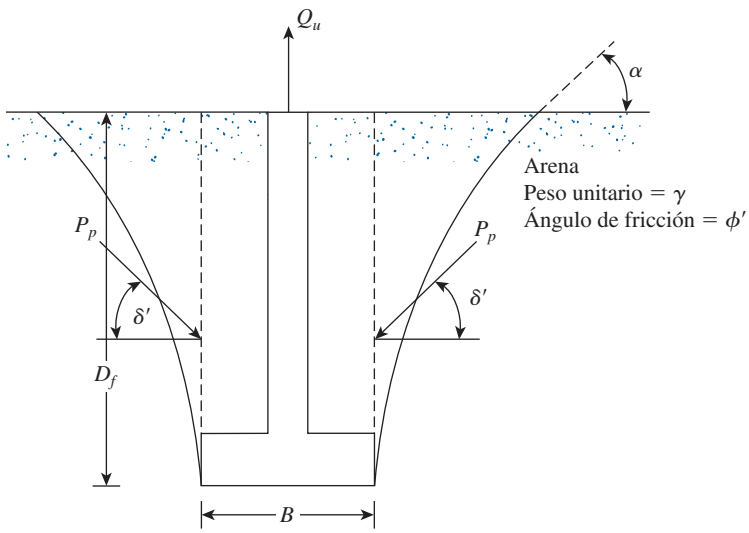


Figura 4.27 Cimentación superficial continua sometida a levantamiento.

www.elsolucionario.org

donde

m = un coeficiente que es una función de ϕ'
K_u = coeficiente nominal de levantamiento

Las variaciones de K_u, m y $(D_f/B)_{cr}$ para cimentaciones cuadradas y circulares se indican en la tabla 4.3 (Meyerhof y Adams, 1968).

Para cimentaciones rectangulares, Das y Jones (1982) recomiendan que

$$\left(\frac{D_f}{B}\right)_{\text{cr-rectangular}} = \left(\frac{D_f}{B}\right)_{\text{cr-cuadrada}}\left[0.133\left(\frac{L}{B}\right) + 0.867\right] \leq 1.4\left(\frac{D_f}{B}\right)_{\text{cr-cuadrada}} \tag{4.55}$$

Utilizando los valores de K_u, m y $(D_f/B)_{cr}$ en la ecuación (4.53), se calcularon las variaciones de F_q para cimentaciones cuadradas y circulares, como se muestra en la figura 4.28. El siguiente es un procedimiento paso a paso para estimar la capacidad de levantamiento de cimentaciones en suelo granular:

Paso 1. Se determina D_f, B, L y ϕ'.
Paso 2. Se calcula D_f/B.
Paso 3. Utilizando la tabla 4.3 y la ecuación (4.55), se calcula $(D_f/B)_{cr}$.
Paso 4. Si D_f/B es menor que o igual a $(D_f/B)_{cr}$, es una cimentación superficial.
Paso 5. Si $D_f/B > (D_f/B)_{cr}$, es una cimentación profunda.
Paso 6. Para cimentaciones superficiales, se utiliza D_f/B calculada en el paso 2 en la ecuación (4.53) o (4.54) para estimar F_q. Por lo tanto, $Q_u = F_q A \gamma D_f$.
Paso 7. Para cimentaciones profundas, se sustituye $(D_f/B)_{cr}$ por D_f/B en la ecuación (4.53) o (4.54) para obtener F_q a partir de la cual se puede obtener la carga última Q_u.

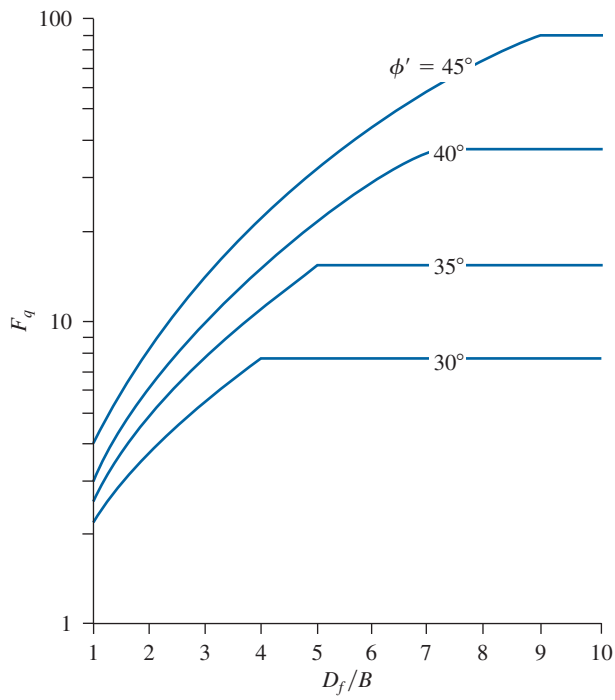


Figura 4.28 Variación de F_q con D_f/B y ϕ'.

Tabla 4.3 Variación de K_u, m, y $(D_f/B)_{cr}$

Ángulo de fricción del suelo, ϕ' (grados)	K_u	m	$(D_f/B)_{cr}$ para cimentaciones cuadradas y circulares
20	0.856	0.05	2.5
25	0.888	0.10	3
30	0.920	0.15	4
35	0.936	0.25	5
40	0.960	0.35	7
45	0.960	0.50	9

Cimentaciones en suelo cohesivo ($\phi' = 0$)

La capacidad de levantamiento última, Q_u, de una cimentación en un suelo puramente cohesivo se puede expresar como

$$Q_u = A(\gamma D_f + c_u F_c) \tag{4.56}$$

donde
A = área de la cimentación
c_u = resistencia cortante no drenada del suelo
F_c = factor de desconexión

Al igual que en el caso de cimentaciones en suelo granular, el factor de desconexión F_c aumenta con la relación de empotramiento y alcanza un valor máximo de $F_c = F_c^*$ en $D_f/B = (D_f/B)_{cr}$ y después permanece constante.

Das (1978) también reportó algunos resultados de pruebas en modelos con cimentaciones cuadradas y rectangulares. Con base en estos resultados de prueba, propuso que

$$\left(\frac{D_f}{B}\right)_{\text{cr-cuadrada}} = 0.107c_u + 2.5 \leq 7 \tag{4.57}$$

donde

$\left(\frac{D_f}{B}\right)_{\text{cr-cuadrada}}$ = relación de empotramiento crítica de cimentaciones cuadradas (o circulares)
c_u = cohesión no drenada, en kN/m^2

Das (1980) también observó que

$$\left(\frac{D_f}{B}\right)_{\text{cr-rectangular}} = \left(\frac{D_f}{B}\right)_{\text{cr-cuadrada}} \left[0.73 + 0.27\left(\frac{L}{B}\right)\right] \leq 1.55\left(\frac{D_f}{B}\right)_{\text{cr-cuadrada}} \tag{4.58}$$

donde

$\left(\frac{D_f}{B}\right)_{\text{cr-rectangular}}$ = relación de empotramiento crítica de cimentaciones rectangulares
L = longitud de la cimentación

Con base en estas averiguaciones, Das (1980) propuso un procedimiento empírico para obtener los factores de desconexión para cimentaciones superficiales y profundas. Según este procedimiento, α' y β' son dos factores adimensionales definidos como

$$\alpha' = \frac{\dfrac{D_f}{B}}{\left(\dfrac{D_f}{B}\right)_{cr}} \tag{4.59}$$

y

$$\beta' = \frac{F_c}{F_c^*} \tag{4.60}$$

Para una cimentación dada, la relación de empotramiento crítica se puede calcular utilizando las ecuaciones (4.57) y (4.58). La magnitud de F_c^* se puede obtener con la relación empírica siguiente:

$$F^*_{c\text{-rectangular}} = 7.56 + 1.44\left(\frac{B}{L}\right) \tag{4.61}$$

donde $F^*_{c\text{- rectangular}}$ = factor de desconexión para cimentaciones rectangulares profundas.

En la figura 4.29 se muestran los trazos deducidos experimentalmente (límite superior, límite inferior y promedio de β' y α'). El siguiente es un procedimiento paso a paso para estimar la capacidad de levantamiento última.

Paso 1. Se determina el valor representativo de la cohesión no drenada, c_u.
Paso 2. Se determina la relación crítica de empotramiento utilizando las ecuaciones (4.57) y (4.58).
Paso 3. Se determina la relación D_f/B para la cimentación.
Paso 4. Si $D_f/B > (D_f/B)_{cr}$, según su determinación en el paso 2, es una cimentación profunda. Sin embargo, si $D_f/B \leq (D_f/B)_{cr}$ es una cimentación superficial.

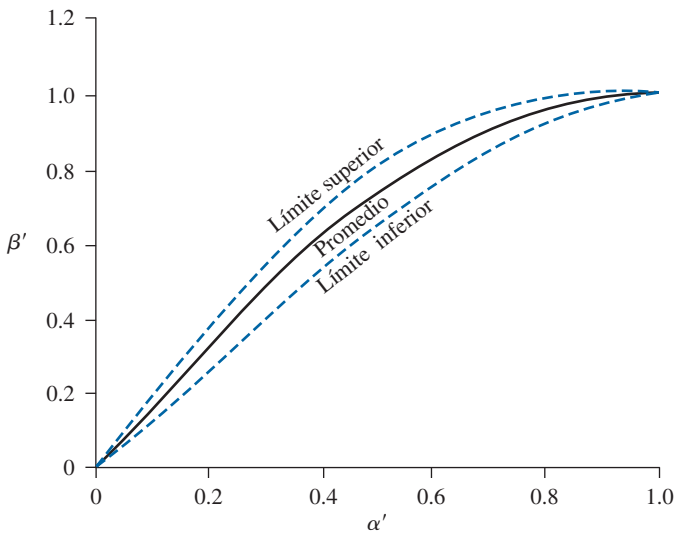


Figura 4.29 Trazo de β' contra α'.

www.elsolucionario.org

Paso 5. Para $D_f/B > (Df/B)_{cr}$

$$F_c = F_c^* = 7.56 + 1.44\left(\frac{B}{L}\right)$$

Por lo tanto,

$$Q_u = A\left\{\left[7.56 + 1.44\left(\frac{B}{L}\right)\right]c_u + \gamma D_f\right\} \tag{4.62}$$

donde A = área de la cimentación.

Paso 6. Para $D_f/B \leq (D_f/B)_{cr}$

$$Q_u = A(\beta' F_c^* c_u + \gamma D_f) = A\left\{\beta'\left[7.56 + 1.44\left(\frac{B}{L}\right)\right]c_u + \gamma D_f\right\} \tag{4.63}$$

El valor de β' se puede obtener de la curva promedio de la figura 4.29. El procedimiento resumido antes da muy buenos resultados para estimar la capacidad de levantamiento última neta de cimentaciones y concuerda razonablemente bien con la solución teórica de Merifield y colaboradores (2003).

Ejemplo 4.12

Considere una cimentación circular en arena. Para la cimentación se tiene: $B = 1.5$ m y profundidad de empotramiento, $D_f = 1.5$ m. Para la arena se tiene: peso específico, $\gamma = 17.4$ kN/m^3 y ángulo de fricción, $\phi' = 35°$. Calcule la capacidad de carga última.

Solución

$D_f/B = 1.5/1.5 = 1$ y $\phi' = 35°$. Para una cimentación circular, $(D_f/B)_{cr} = 5$. De aquí que se trata de una cimentación superficial. De la ecuación (4.53)

$$F_q = 1 + 2\left[1 + m\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left(\frac{D_f}{B}\right)K_u \tan\phi'$$

Para $\phi' = 35°$, $m = 0.25$ y $K_u = 0.936$ (tabla 4.3). Por lo tanto,

$$F_q = 1 + 2[1 + (0.25)(1)](1)(0.936)(\tan 35) = 2.638$$

Por consiguiente,

$$Q_u = F_q \gamma A D_f = (2.638)(17.4)\left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.5)^2\right](1.5) = \mathbf{121.7\ kN}$$

■

Ejemplo 4.13

Una cimentación rectangular en una arcilla saturada mide 1.5 × 3 m. Se tiene: $D_f = 1.8$ m, $c_u = 52$ kN/m^2 y $\gamma = 18.9$ kN/m^3. Estime la capacidad de levantamiento última.

Solución

De la ecuación (4.57)

$$\left(\frac{D_f}{B}\right)_{\text{cr-cuadrada}} = 0.107c_u + 2.5 = (0.107)(52) + 2.5 = 8.06$$

Por lo tanto, se utiliza $(D_f/B)_{\text{cr-cuadrada}} = 7$. De nuevo de la ecuación (4.58),

$$\left(\frac{D_f}{B}\right)_{\text{cr-rectangular}} = \left(\frac{D_f}{B}\right)_{\text{cr-cuadrada}}\left[0.73 + 0.27\left(\frac{L}{B}\right)\right]$$
$$= 7\left[0.73 + 0.27\left(\frac{3}{1.5}\right)\right] = 8.89$$

Revisión: $$1.55\left(\frac{D_f}{B}\right)_{\text{cr-cuadrada}} = (1.55)(7) = 10.85$$

Por lo tanto, se utiliza $(D_f/B)_{\text{cr-rectangular}} = 8.89$. La relación de empotramiento real es $D_f/B = 1.8/1.5 = 1.2$.

De aquí que se trata de una cimentación superficial.

$$\alpha' = \frac{\dfrac{D_f}{B}}{\left(\dfrac{D_f}{B}\right)_{\text{cr}}} = \frac{1.2}{8.89} = 0.135$$

Con referencia a la curva promedio de la figura 4.29, para $\alpha' = 0.135$, la magnitud de $\beta' = 0.2$. De la ecuación (4.63),

$$Q_u = A\left\{\beta'\left[7.56 + 1.44\left(\frac{B}{L}\right)\right]c_u + \gamma D_f\right\}$$
$$= (1.5)(3)\left\{(0.2)\left[7.56 + 1.44\left(\frac{1.5}{3}\right)\right](52) + (18.9)(1.8)\right\} = \mathbf{540.6\ kN}$$ ■

Problemas

4.1 Consulte la figura 4.2 y considere una cimentación rectangular. Datos: $B = 0.91$ m, $L = 1.83$ m, $D_f = 0.91$ m, $H = 0.61$ m, $\phi' = 40°$, $c' = 0$ y $\gamma = 18.08$ kN/m^3. Utilizando un factor de seguridad de 4, determine la carga permisible máxima que puede soportar la cimentación. Utilice la ecuación (4.3).

4.2 Repita el problema 4.1 con los datos siguientes: $B = 1.5$ m, $L = 1.5$ m, $D_f = 1$ m, $H = 0.6$ m, $\phi' = 35°$, $c' = 0$ y $\gamma = 15$ kN/m^3. Utilice FS = 3.

4.3 Consulte la figura 4.2. Datos: $B = L = 1.75$ m, $D_f = 1$ m, $H = 1.75$, $\gamma = 17$ kN/m^3, $c' = 0$ y $\phi' = 30°$. Utilizando la ecuación (4.6) y FS = 4, determine la carga permisible total que puede soportar la cimentación.

4.4 Consulte la figura 4.2. Una cimentación cuadrada que mide 1.22×1.22 m está soportada por un estrato de arcilla saturada de profundidad limitada sobre un estrato de roca. Datos: $D_f = 0.91$ m, $H = 0.61$ m, $c_u = 115$ kN/m^2 y $\gamma = 18.87$ kN/m^3, estime la capacidad de carga última de la cimentación.

4.5 Consulte la figura 4.8. Para una cimentación corrida en una arcilla de dos estratos, se tiene:

- $\gamma_1 = 18.08$ kN/m^3, $c_1 = 57.5$ kN/m^2, $\phi_1 = 0$
- $\gamma_2 = 17.29$ kN/m^3, $c_2 = 28.75$ kN/m^2, $\phi_2 = 0$
- $B = 0.91$ m, $D_f = 0.61$ m, $H = 0.61$ m

Determine la capacidad de carga permisible total. Utilice un factor de seguridad de 3.

4.6 Consulte la figura 4.8. Para una cimentación corrida en una arcilla de dos estratos, se tiene:

- $B = 0.92$ m, $L = 1.22$ m, $D_f = 0.92$ m, $H = 0.76$ m
- $\gamma_1 = 17$ kN/m^3, $\phi_1 = 0$, $c_1 = 72$ kN/m^2
- $\gamma_2 = 17$ kN/m^3, $\phi_2 = 0$, $c_2 = 43$ kN/m^2

Determine la capacidad de carga última total.

4.7 Consulte la figura 4.8. Para una cimentación cuadrada sobre arena estratificada, se tiene:

- $B = 1.5$ m, $D_f = 1.5$ m, $H = 1$ m
- $\gamma_1 = 18$ kN/m^3, $\phi_1' = 40°$, $c_1' = 0$
- $\gamma_2 = 16.7$ kN/m^3, $\phi_2' = 32°$, $c_2' = 0$

Determine la carga permisible neta que puede soportar la cimentación. Utilice FS = 4.

4.8 Consulte la figura 4.11. Para una cimentación rectangular sobre una arena estratificada, se tiene:

- $B = 1.22$ m, $L = 1.83$ m, $H = 0.61$ m, $D_f = 0.91$ m
- $\gamma_1 = 15.41$ kN/m^3, $\phi_1' = 30°$, $c_1' = 0$
- $\gamma_2 = 16.98$ kN/m^3, $\phi_2' = 38°$, $c_2' = 0$

Utilizando un factor de seguridad de 4, determine la carga permisible total que puede soportar la cimentación.

4.9 Dos cimentaciones superficiales continuas se construyen una al lado de la otra en un suelo granular. Para la cimentación se tiene: $B = 1.2$ m, $D_f = 1$ m y el espaciamiento centro a centro = 2 m. El ángulo de fricción del suelo, $\phi' = 35°$. Estime la capacidad de carga permisible neta de las cimentaciones. Utilice un factor de seguridad FS = 4 y un peso específico del suelo $\gamma = 16.8$ kN/m^3.

4.10 Una cimentación continua con un ancho de 1 m se ubica sobre un talud de arcilla. Consulte la figura 4.14 y con $D_f = 1$ m, $H = 4$ m, $b = 2$ m, $\gamma = 16.8$ kN/m^3, $c = 68$ kN/m^2, $\phi = 0$ y $\beta = 60°$.

a. Determine la capacidad de carga permisible de la cimentación. Sea FS = 3.

b. Elabore una gráfica de la capacidad de carga última q_u si b se cambia de 0 a 6 m.

4.11 Se construirá una cimentación continua cerca de un talud hecho de un suelo granular (consulte la figura 4.14). Si $B = 1.22$ m, $b = 1.83$ m, $H = 4.57$ m, $D_f = 1.22$ m, $\beta = 30°$, $\phi' = 40°$ y $\gamma = 17.29$ kN/m^3, estime la capacidad de carga última de la cimentación. Utilice la solución de Meyerhof.

www.elsolucionario.org

4.12 Una cimentación cuadrada en un depósito de arena mide 1.22 × 1.22 m en planta. Datos: $D_f = 1.52$ m, ángulo de fricción del suelo = 35° y peso específico del suelo = 17.6 kN/m^3. Estime la capacidad de levantamiento última de la cimentación.

4.13 Una cimentación que mide 1.2 × 2.4 m en planta se construye en una arcilla saturada. Datos: profundidad de empotramiento de la cimentación = 2 m, peso específico del suelo = 18 kN/m^3 y cohesión no drenada de la arcilla = 74 kN/m^2. Estime la capacidad de levantamiento última de la cimentación.

Referencias

Bowles, J.E. (1996). *Foundation Analysis and Design*, 5ª ed., McGraw-Hill, Nueva York.

Buisman, A.S.K. (1940). *Grondmechanica*, Waltman, Delft, the Netherlands.

Cerato, A.B. y Lutenegger, A.J. (2006). "Bearing Capacity of Square and Circular Footings on a Finite Layer of Granular Soil Underlain by a Rigid Base", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 132, núm. 11, pp. 1496-1501.

Das, B.M. (1978). "Model Tests for Uplift Capacity of Foundations in Clay", *Soils and Foundations*, vol. 18, núm. 2, pp. 17-24.

Das, B.M. (1980). "A Procedure for Estimation of Ultimate Uplift Capacity of Foundations in Clay", *Soils and Foundations,* vol. 20, núm. 1, pp. 77-82.

Das, B.M. y Jones, A.D. (1982). "Uplift Capacity of Rectangular Foundations in Sand", *Transportation Research Record 884*, National Research Council, Washington, D.C., pp. 54-58.

Das, B.M. y Seeley, G.R. (1975). "Breakout Resistance of Horizontal Anchors", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 101, núm. 9, pp. 999-1003.

Graham, J., Andrews, M. y Shields, D.H. (1988). "Stress Characteristics for Shallow Footing on Cohesionless Slopes", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 25, núm. 2, pp. 238-249.

Huang, C.C. y Kang, W.W. (2008). "Seismic Bearing Capacity of a Rigid Footing Adjacent to a Cohesionless Slope", *Soils and Foundations*, vol. 48, núm. 5, pp. 641-651.

Lundgren, H. y 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*, Zurich, vol. 1, pp. 409-412.

Mandel, J. y Salencon, J. (1972). "Force portante d´un sol sur une assise rigide (étude théorique)", *Geotechnique*, vol. 22, núm. 1, pp. 79-93.

Merifield, R.S., Lyamin, A. y Sloan, S.W. (2003). "Three Dimensional Lower Bound Solutions for the Stability of Plate Anchors in Clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 129, núm. 3, pp. 243-253.

Meyerhof, G.G. (1957). "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes", *Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Londres, vol. 1, pp. 384-387.

Meyerhof, G.G. (1974). "Ultimate Bearing Capacity on Sand Layer Overlying Clay", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 11, núm. 2, pp. 224-229.

Meyerhof, G.G. y Adams, J.I. (1968). "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 5, núm. 4, pp. 225-244.

Meyerhof, G.G. y Chaplin, T.K. (1953). "The Compression and Bearing Capacity of Cohesive Soils", *British Journal of Applied Physics*, vol. 4, pp. 20-26.

Meyerhof, G.G. y Hanna A.M. (1978). "Ultimate Bearing Capacity of Foundation on Layered Soil under Inclined Load", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, núm. 4, pp. 565-572.

PRANDTL, L. (1921). "Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden", *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, vol. 1, núm. 1, pp. 15-20.

REISNEER, H. (1924). "Zum Erddruckproblem", *Proceedings First International Congress of Applied Mechanics*, Delft, the Netherlands, pp. 295-311.

STAGG, K.G. y ZIENKIEWICZ, O.C. (1968). *Rock Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons. Nueva York.

5 Cimentaciones superficiales: capacidad de carga y asentamiento permisibles

5.1 Introducción

En el capítulo 3 se mencionó que, en muchos casos, el asentamiento permisible de una cimentación superficial puede controlar la capacidad de carga permisible. El asentamiento permisible lo pueden controlar los reglamentos de construcción locales. Así pues, la capacidad de carga permisible será la menor de las dos condiciones siguientes:

$$q_{\text{perm}} = \begin{cases} \dfrac{q_u}{\text{FS}} \\ \text{o} \\ q_{\text{asentamiento permisible}} \end{cases}$$

El asentamiento de una cimentación se puede dividir en dos categorías principales: a) asentamiento elástico, o inmediato y b) asentamiento por consolidación. El asentamiento inmediato, o elástico, de una cimentación tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura. El asentamiento por consolidación ocurre al paso del tiempo. El agua de los poros es expulsada de los espacios vacíos de suelos arcillosos saturados sumergidos en agua. El asentamiento total de una cimentación es la suma del asentamiento elástico y del asentamiento por consolidación.

El asentamiento por consolidación comprende dos fases: *primaria* y *secundaria*. Los fundamentos del asentamiento por consolidación primaria se explicaron en detalle en el capítulo 1. El asentamiento por consolidación secundaria ocurre después de terminar la consolidación primaria ocasionada por el deslizamiento y la reorientación de las partículas del suelo ante una carga sostenida. El asentamiento por consolidación primaria es más importante que el asentamiento secundario en arcillas inorgánicas y en suelos limosos. Sin embargo, en suelos orgánicos, el asentamiento por consolidación secundaria es más significativo.

Para el cálculo de asentamientos de cimentaciones (tanto elástico como por consolidación), se requiere estimar el incremento del esfuerzo vertical en la masa de suelo debido a la carga neta aplicada sobre la cimentación. De aquí que este capítulo se divida en las tres partes siguientes:

1. Procedimiento para el cálculo del incremento del esfuerzo vertical.
2. Cálculo del asentamiento elástico.
3. Cálculo del asentamiento por consolidación.

www.elsolucionario.org

Incremento del esfuerzo vertical en una masa de suelo causado por carga de la cimentación

5.2 Esfuerzo debido a una carga concentrada

En 1885, Boussinesq desarrolló las relaciones matemáticas para determinar los esfuerzos normal y cortante en cualquier punto dentro de medios *homogéneos, elásticos* e *isotrópicos* debidos a una *carga puntual concentrada* ubicada en la superficie, como se muestra en la figura 5.1. De acuerdo con este análisis, el *incremento del esfuerzo vertical* en el punto A ocasionado por una carga puntual de magnitud P está dado por

$$\Delta\sigma = \frac{3P}{2\pi z^2\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} \tag{5.1}$$

donde

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

x, y, z = coordenadas del punto A

Observe que la ecuación (5.1) no es una función de la relación de Poisson del suelo.

5.3 Esfuerzo debido a un área circularmente cargada

La ecuación de Boussinesq (5.1) también se puede utilizar para determinar el esfuerzo vertical abajo del centro de un área flexible circularmente cargada, como se muestra en la figura 5.2. Sea el radio del área cargada $B/2$ y q_o la carga uniformemente distribuida por área unitaria. Para

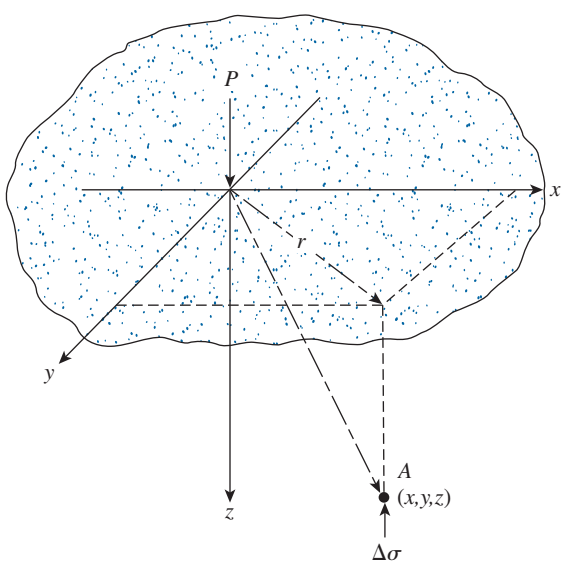


Figura 5.1 Esfuerzo vertical en un punto A causado por una carga puntual en la superficie.

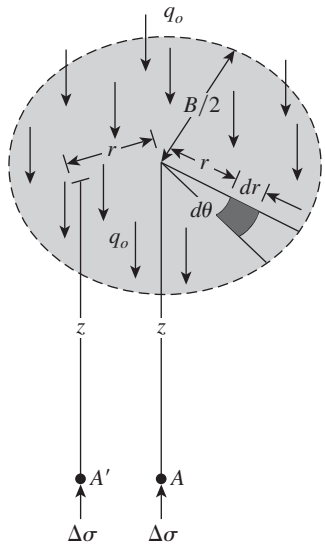


Figura 5.2 Incremento en la presión abajo de un área circular flexible cargada uniformemente.

determinar el incremento del esfuerzo en un punto A, ubicado a una profundidad z abajo del centro del área circular, considere un área elemental en el círculo. La carga sobre esta área elemental se puede tomar como una carga puntual y expresarse como $q_o r\, d\theta\, dr$. El incremento del esfuerzo en A ocasionado por esta carga se puede determinar con la ecuación (5.1):

$$d\sigma = \frac{3(q_o r\, d\theta\, dr)}{2\pi z^2\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} \tag{5.2}$$

El incremento total en el esfuerzo ocasionado por toda el área cargada se puede obtener integrando la ecuación (5.2), o

$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{\theta=0}^{\theta=2\pi}\int_{r=0}^{r=B/2} \frac{3(q_o r\, d\theta\, dr)}{2\pi z^2\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

$$= q_o\left\{1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{B}{2z}\right)^2\right]^{3/2}}\right\} \tag{5.3}$$

Se pueden efectuar integraciones similares para obtener el incremento del esfuerzo vertical en A', ubicado a una distancia r desde el centro del área cargada a una profundidad z (Ahlvin y Ulery, 1962). En la tabla 5.1 se da la variación de $\Delta\sigma/q_o$ con $r/(B/2)$ y $z/(B/2)$ [para $0 \leq r/(B/2) \leq 1$]. Observe que la variación de $\Delta\sigma/q_o$ con la profundidad en $r/(B/2) = 0$ se puede obtener con la ecuación (5.3).

Tabla 5.1 Variación de $\Delta\sigma/q_o$ para un área circular flexible 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

5.4 Esfuerzo debajo de un área rectangular

La técnica de integración de la ecuación de Boussinesq también permite que se evalúe el esfuerzo vertical en cualquier punto A debajo de una esquina de un área flexible rectangular cargada. (Consulte la figura 5.3). Para hacer esto, considere un área elemental $dA = dx\,dy$ en el área flexible cargada. Si la carga por área unitaria es q_o, la carga total sobre el área elemental es

$$dP = q_o\,dx\,dy \tag{5.4}$$

Esta carga elemental dP, se puede tratar como una carga puntual. El incremento en el esfuerzo vertical en el punto A causado por dP se puede evaluar utilizando la ecuación (5.1). Sin embargo, observe la necesidad de sustituir $dP = q_o\,dx\,dy$ para P y $x^2 + y^2$ para r^2 en esa ecuación. Por lo tanto,

$$\text{el incremento del esfuerzo en } A \text{ ocasionado por } dP = \frac{3q_o\,(dx\,dy)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

El incremento total del esfuerzo $\Delta\sigma$ causado por toda el área cargada en el punto A se puede obtener integrando la ecuación anterior:

$$\Delta\sigma = \int_{y=0}^{L}\int_{x=0}^{B}\frac{3q_o\,(dx\,dy)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = q_o I \tag{5.5}$$

www.elsolucionario.org

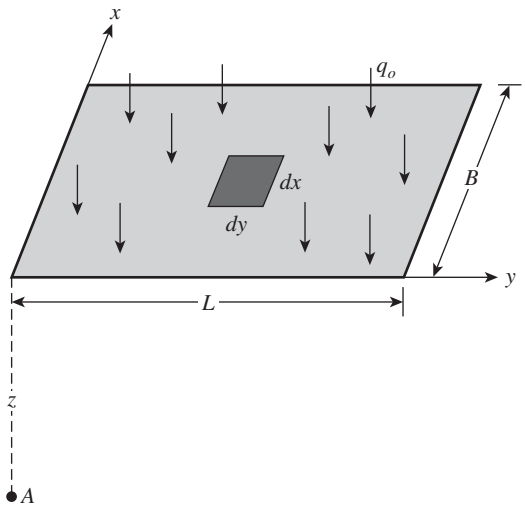


Figura 5.3 Determinación del esfuerzo debajo de una esquina de un área flexible rectangular cargada.

Aquí,

$$I = \text{factor de influencia} = \frac{1}{4\pi}\left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1}\cdot\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \tan^{-1}\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2n^2}\right) \tag{5.6}$$

donde

$$m = \frac{B}{z} = \frac{x}{z} \tag{5.7}$$

y

$$n = \frac{L}{z} = \frac{y}{z} \tag{5.8}$$

Las variaciones de los valores de influencia con m y n se dan en la tabla 5.2.

El incremento del esfuerzo en cualquier punto debajo de un área rectangular cargada también se puede determinar empleando la ecuación (5.5) en conjunto con la figura 5.4. Para determinar el esfuerzo a una profundidad z debajo del punto O, se divide el área cargada en cuatro rectángulos, con O como la esquina común para cada rectángulo. Luego se utiliza la ecuación (5.5) para calcular el incremento en el esfuerzo a una profundidad z debajo de O ocasionado por cada área rectangular. El incremento total del esfuerzo ocasionado por toda el área cargada ahora se puede expresar como

$$\Delta\sigma = q_o\,(I_1 + I_2 + I_3 + I_4) \tag{5.9}$$

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 un área rectangular es de importancia, y se obtiene mediante la relación siguiente:

$$\Delta\sigma = q_o I_c \tag{5.10}$$

Tabla 5.2 Variación del valor de influencia I [ecuación (5.6)][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	0.03162	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

Tabla 5.2 (*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	0.15326	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

[a] Según Newmark, 1935.

www.elsolucionario.org

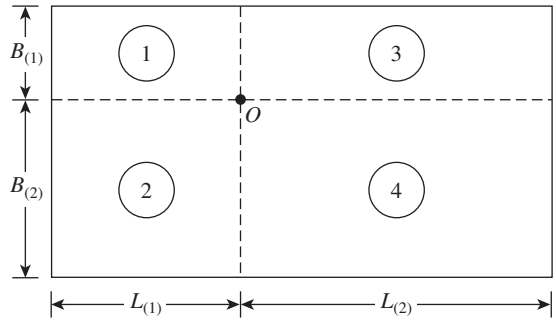


Figura 5.4 Esfuerzo debajo de cualquier punto de un área rectangular flexible cargada.

donde

$$I_c = \frac{2}{\pi}\left[\frac{m_1 n_1}{\sqrt{1 + m_1^2 + n_1^2}}\frac{1 + m_1^2 + 2n_1^2}{(1 + n_1^2)(m_1^2 + n_1^2)} + \text{sen}^{-1}\frac{m_1}{\sqrt{m_1^2 + n_1^2}\sqrt{1 + n_1^2}}\right] \tag{5.11}$$

$$m_1 = \frac{L}{B} \tag{5.12}$$

$$n_1 = \frac{z}{\left(\frac{B}{2}\right)} \tag{5.13}$$

La variación de I_c con m_1 y n_1 se da en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Variación de I_c con m_1 y n_1

	m_1									
n_i	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

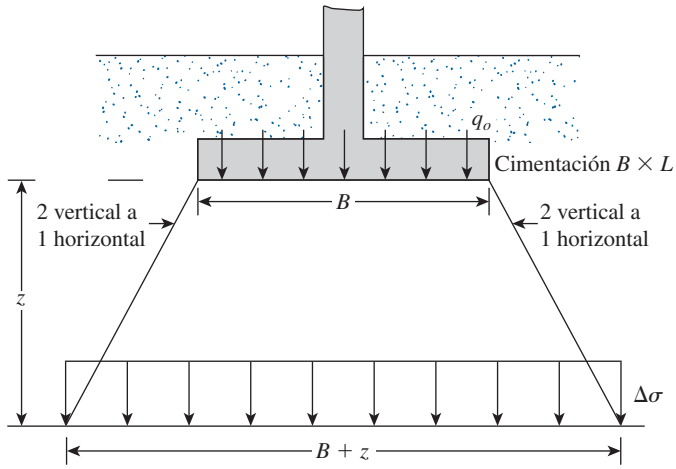


Figura 5.5 Método 2:1 para determinar el incremento del esfuerzo debajo de una cimentación.

Los ingenieros de cimentaciones utilizan con frecuencia un método aproximado para determinar el incremento del esfuerzo con la profundidad ocasionado por la construcción de una cimentación. Al método se le refiere como *método 2:1*. (Consulte la figura 5.5). De acuerdo con este método, el incremento del esfuerzo a una profundidad z es

$$\Delta\sigma = \frac{q_o \times B \times L}{(B + z)(L + z)} \tag{5.14}$$

Observe que la ecuación (5.14) se basa en la suposición de que el esfuerzo desde la cimentación se difunde a lo largo de líneas con una *pendiente vertical a horizontal de 2:1*.

Ejemplo 5.1

Un área rectangular flexible mide 2.5 × 5 m en planta y soporta una carga de 150 kN/m^2.

Determine el incremento del esfuerzo vertical debido a la carga a una profundidad de 6.25 m debajo del centro del área rectangular.

Solución

Consulte la figura 5.4. Para este caso,

$$B_1 = B_2 = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$L_1 = L_2 = \frac{5}{2} = 2.5 \text{ m}$$

De las ecuaciones (5.7) y (5.8),

$$m = \frac{B_1}{z} = \frac{B_2}{z} = \frac{1.25}{6.25} = 0.2$$
$$n = \frac{L_1}{z} = \frac{L_2}{z} = \frac{2.5}{6.25} = 0.4$$

De la tabla 5.2, para $m = 0.2$ y $n = 0.4$, el valor de $I = 0.0328$. Por lo tanto,

$$\Delta\sigma = q_o(4I) = (150)(4)(0.0328) = \mathbf{19.68\ kN/m^2}$$

Solución alternativa

De la ecuación (5.10),

$$\Delta\sigma = q_o I_c$$
$$m_1 = \frac{L}{B} = \frac{5}{2.5} = 2$$
$$n_1 = \frac{z}{\left(\frac{B}{2}\right)} = \frac{6.25}{\left(\frac{2.5}{2}\right)} = 5$$

De la tabla 5.3, para $m_1 = 2$ y $n_1 = 5$, el valor de $I_c = 0.131$. Por lo tanto,

$$\Delta\sigma = (150)(0.131) = \mathbf{19.65\ kN/m^2}$$ ■

5.5 Incremento promedio del esfuerzo vertical debido a un área rectangularmente cargada

En la sección 5.4 el incremento del esfuerzo vertical debajo de una esquina de un área rectangular uniformemente cargada se dio igual a

$$\Delta\sigma = q_o I$$

En muchos casos, se debe encontrar el incremento promedio del esfuerzo, $\Delta\sigma_{prom}$, debajo de una esquina de un área rectangular uniformemente cargada con límites de $z = 0$ a $z = H$, como se muestra en la figura 5.6. Esto se evalúa como

$$\Delta\sigma_{prom} = \frac{1}{H}\int_0^H (q_o I)\, dz = q_o I_a \tag{5.15}$$

donde

$$I_a = f(m_2, n_2) \tag{5.16}$$
$$m_2 = \frac{B}{H} \tag{5.17}$$

www.elsolucionario.org

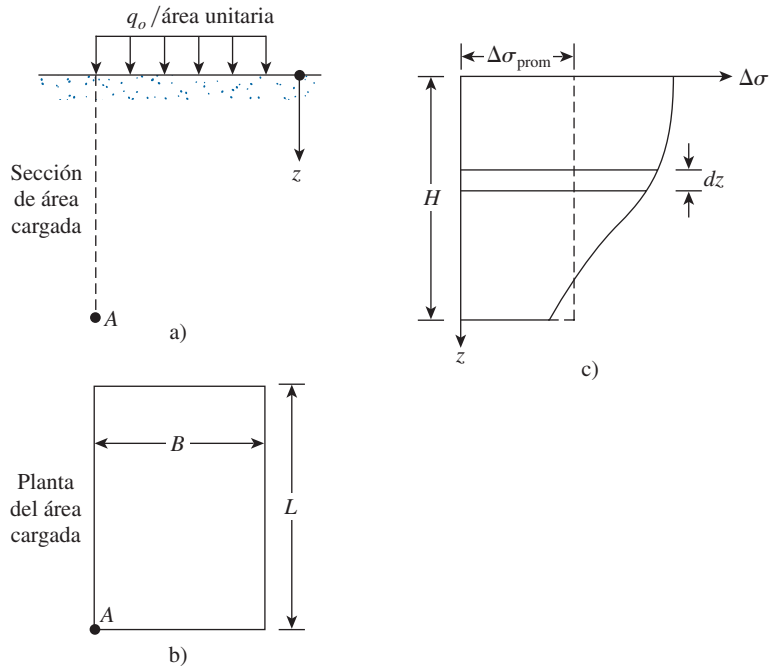


Figura 5.6 Incremento promedio del esfuerzo vertical debido a un área flexible rectangularmente cargada.

y

$$n_2 = \frac{L}{H} \tag{5.18}$$

La variación de I_a con m_2 y n_2 se muestra en la figura 5.7, según la propuesta de Griffiths (1984).

Al estimar el asentamiento por consolidación debajo de una cimentación, se puede requerir determinar el incremento promedio del esfuerzo vertical sólo en un estrato dado; es decir, entre $z = H_1$ y $z = H_2$, como se muestra en la figura 5.8. Esto se puede hacer así (Griffiths, 1984):

$$\Delta\sigma_{prom(H_2/H_1)} = q_o\left[\frac{H_2 I_{a(H_2)} - H_1 I_{a(H_1)}}{H_2 - H_1}\right] \tag{5.19}$$

donde

$\Delta\sigma_{prom(H_2/H_1)}$ = incremento promedio del esfuerzo inmediatamente debajo de una esquina de un área rectangular uniformemente cargada entre las profundidades $z = H_1$ y $z = H_2$

$$I_{a(H_2)} = I_a \text{ para } z = 0 \text{ a } z = H_2 = f\left(m_2 = \frac{B}{H_2}, n_2 = \frac{L}{H_2}\right)$$

$$I_{a(H_1)} = I_a \text{ para } z = 0 \text{ a } z = H_1 = f\left(m_2 = \frac{B}{H_1}, n_2 = \frac{L}{H_1}\right)$$

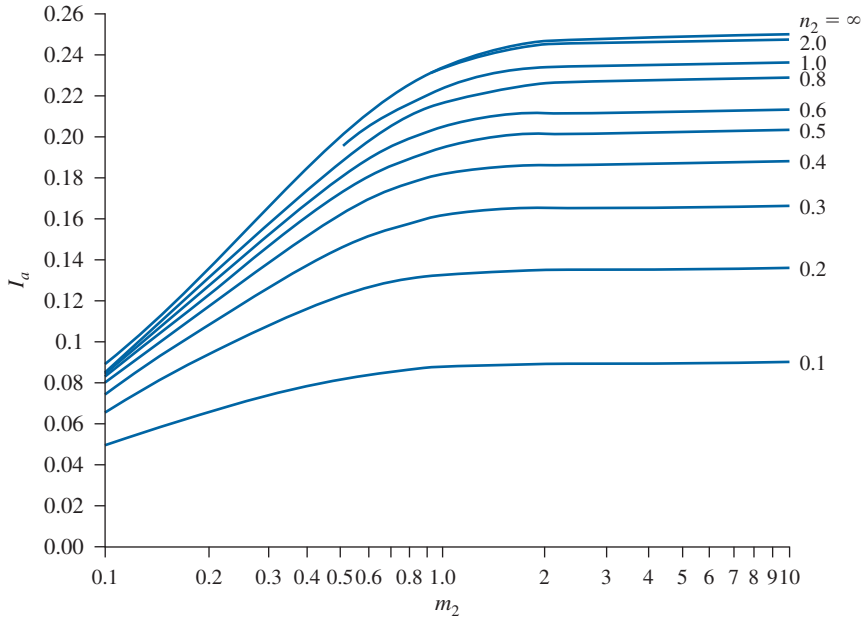


Figura 5.7 Factor de influencia I_a de Griffiths.

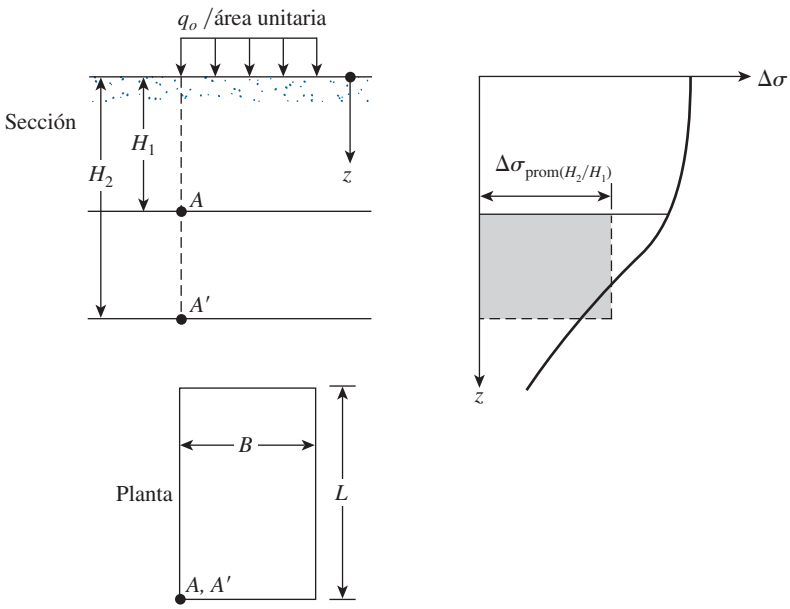


Figura 5.8 Incremento promedio de la presión entre $z = H_1$ y $z = H_2$ debajo de una esquina de un área rectangular uniformemente cargada.

Ejemplo 5.2

Consulte la figura 5.9. Determine el incremento *promedio del esfuerzo* debajo del centro del área cargada entre $z = 3$ m y $z = 5$ m (es decir, entre los puntos A y A').

Solución

Consulte la figura 5.9. El área cargada se puede dividir en cuatro áreas rectangulares, cada una de 1.5×1.5 m ($L \times B$). Utilizando la ecuación (5.19), el incremento promedio del esfuerzo (entre las profundidades requeridas) debajo de una esquina de cada área rectangular se puede obtener con

$$\Delta\sigma_{\text{prom}\,(H_2/H_1)} = q_o\left[\frac{H_2 I_{a(H_2)} - H_1 I_{a(H_1)}}{H_2 - H_1}\right] = 100\left[\frac{(5) I_{a(H_2)} - (3) I_{a(H_1)}}{5 - 3}\right]$$

Para $I_{a(H_2)}$:

$$m_2 = \frac{B}{H_2} = \frac{1.5}{5} = 0.3$$
$$n_2 = \frac{L}{H_2} = \frac{1.5}{5} = 0.3$$

Con referencia a la figura 5.7, para $m_2 = 0.3$ y $n_2 = 0.3$, $I_{a(H_2)} = 0.126$. Para $I_{a(H_1)}$:

$$m_2 = \frac{B}{H_1} = \frac{1.5}{3} = 0.5$$
$$n_2 = \frac{L}{H_1} = \frac{1.5}{3} = 0.5$$

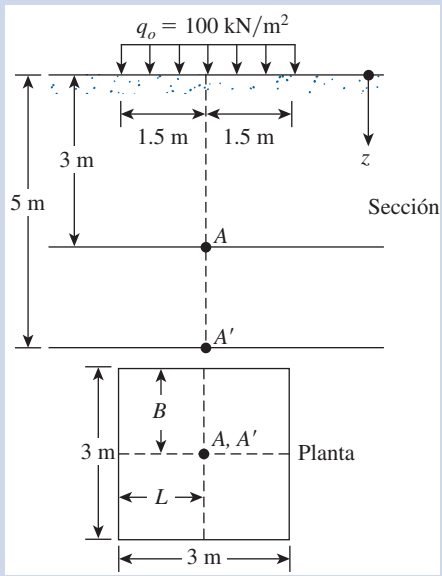


Figura 5.9 Determinación del incremento promedio del esfuerzo debajo de un área rectangular.

www.elsolucionario.org

Con referencia a la figura 5.7, $I_{a(H_1)}$, por lo tanto,

$$\Delta\sigma_{\text{prom }(H_2/H_1)} = 100\left[\frac{(5)(0.126) - (3)(0.175)}{5-3}\right] = \mathbf{5.25\ kN/m^2}$$

El incremento del esfuerzo entre $z = 3$ m y $z = 5$ m debajo del centro del área cargada es igual a

$$4\Delta\sigma_{\text{prom }(H_2/H_1)} = (4)(5.25) = \mathbf{21\ kN/m^2}$$

■

5.6 Incremento del esfuerzo bajo un terraplén

En la figura 5.10 se muestra la sección transversal de un terraplén de altura H. Para esta condición bidimensional de carga, el incremento del esfuerzo vertical se puede expresar como

$$\Delta\sigma = \frac{q_o}{\pi}\left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2}\right)(\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2}(\alpha_2)\right] \tag{5.20}$$

donde

$q_o = \gamma H$
γ = peso específico del suelo del terraplén
H = altura del terraplén

$$\alpha_1 = \tan^{-1}\left(\frac{B_1 + B_2}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right) \tag{5.21}$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right) \tag{5.22}$$

(Observe que α_1 y α_2 están en radianes).

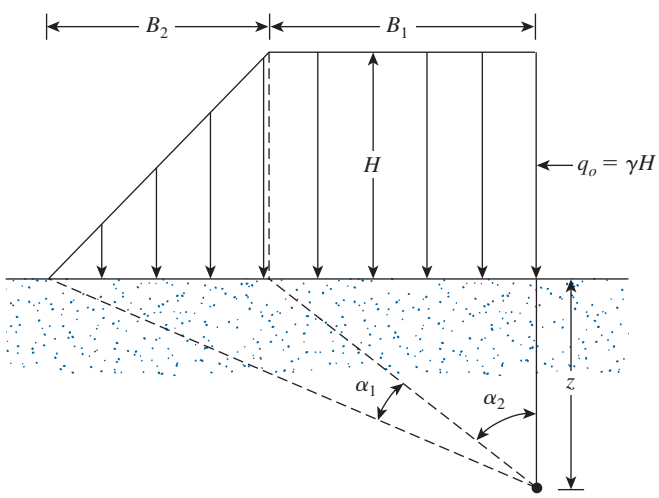


Figura 5.10 Carga del terraplén.

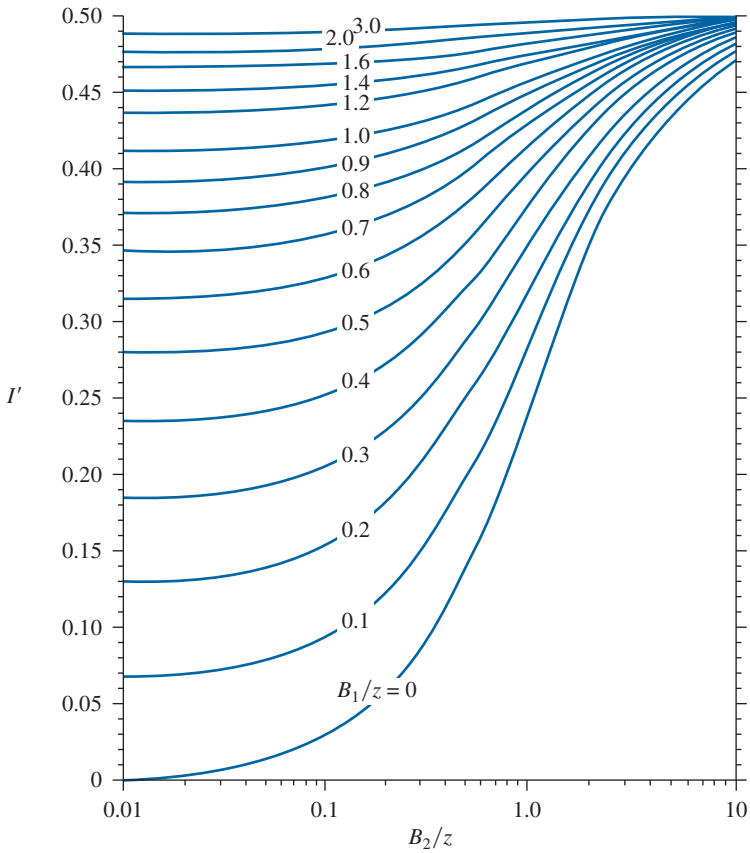


Figura 5.11 Valor de influencia I' para carga de terraplén (según Osterberg, 1957). [Osterberg, J.O. (1957). "Influence Values for Vertical Stresses in Semi-Infinite Mass Due to Embankment Loading", Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lóndres, vol. 1, pp. 393-396. Con permiso de la ASCE.]

Para consultar una deducción detallada de la ecuación (5.20), consulte Das (2008). Una forma simplificada de la ecuación es

$$\Delta\sigma = q_o I' \tag{5.23}$$

donde $I' =$ una función de B_1/z y B_2/z.

La variación de I' con B_1/z y B_2/z se muestra en la figura 5.11. En el ejemplo 5.3 se da una aplicación de este diagrama.

Ejemplo 5.3

En la figura 5.12a se muestra un terraplén. Determine el incremento del esfuerzo debajo del terraplén en los puntos A_1 y A_2.

Solución

Se tiene

$$\gamma H = (17.5)(7) = 122.5 \text{ kN/m}^2$$

Incremento del esfuerzo en A_1

El lado izquierdo de la figura 5.12b indica que $B_1 = 2.5$ m y $B_2 = 14$ m, por lo tanto,

$$\frac{B_1}{z} = \frac{2.5}{5} = 0.5$$

y

$$\frac{B_2}{z} = \frac{14}{5} = 2.8$$

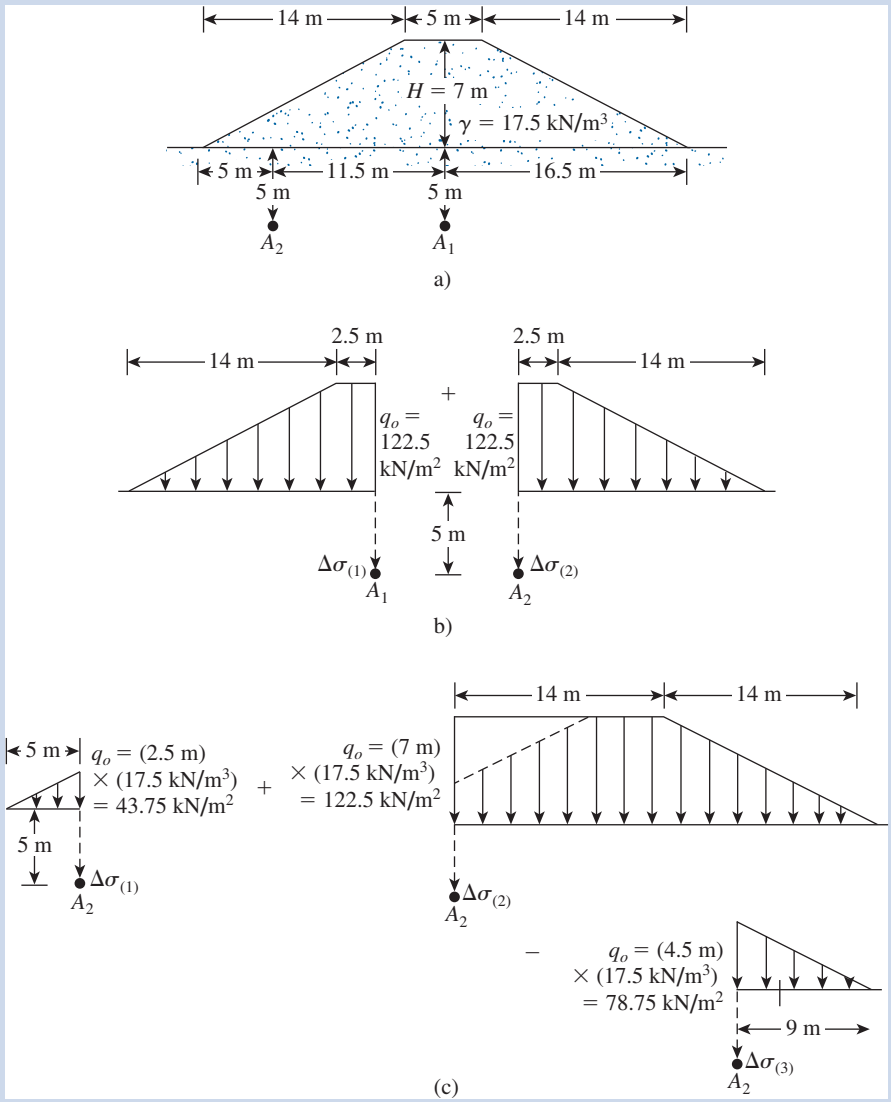


Figura 5.12 Incremento del esfuerzo debido a carga de terraplén.

www.elsolucionario.org

De acuerdo con la figura 5.11, en este caso $I' = 0.445$. Dado que los dos lados en la figura 5.12b son simétricos, el valor de I' para el lado derecho también será 0.445, por lo tanto,

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{(1)} + \Delta\sigma_{(2)} = q_o[I'_{(\text{lado izquierdo})} + I'_{(\text{lado derecho})}]$$
$$= 122.5[0.445 + 0.445] = \mathbf{109.03\ kN/m^2}$$

Incremento del esfuerzo en A_2

En la figura 5.12c, para el lado izquierdo, $B_2 = 5$ m y $B_1 = 0$, por lo tanto,

$$\frac{B_2}{z} = \frac{5}{5} = 1$$

y

$$\frac{B_1}{z} = \frac{0}{5} = 0$$

De acuerdo con la figura 5.11, para estos valores de B_2/z y B_1/z, $I' = 0.24$; de aquí,

$$\Delta\sigma_{(1)} = 43.75(0.24) = 10.5\ \text{kN/m}^2$$

Para la sección media,

$$\frac{B_2}{z} = \frac{14}{5} = 2.8$$

y

$$\frac{B_1}{z} = \frac{14}{5} = 2.8$$

Por consiguiente, $I' = 0.495$, por lo tanto,

$$\Delta\sigma_{(2)} = 0.495(122.5) = 60.64\ \text{kN/m}^2$$

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 tanto,

$$\Delta\sigma_{(3)} = (78.75)(0.335) = 26.38\ \text{kN/m}^2$$

El incremento total del esfuerzo en el punto A_2 es

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{(1)} + \Delta\sigma_{(2)} - \Delta\sigma_{(3)} = 10.5 + 60.64 - 26.38 = \mathbf{44.76\ kN/m^2}$$ ■

5.7 Solución de Westergaard para el esfuerzo vertical debido a una carga puntual

La solución de Boussinesq para la distribución del esfuerzo debida a una carga puntual se presentó en la sección 5.2. La distribución del esfuerzo debida a varios tipos de carga que se analizó en las secciones 5.3 a 5.6 se basa en la integración de la solución de Boussinesq.

Westergaard (1938) propuso una solución para determinar el esfuerzo vertical debido a una carga puntual P en un medio sólido elástico en el que existen estratos alternados con refuerzos delgados rígidos (figura 5.13a). Este tipo de suposición puede ser una idealización de un estrato de arcilla con juntas delgadas de arena. Para tal suposición, el incremento del esfuerzo vertical en un punto A (figura 5.13b) puede estar dada con

$$\Delta\sigma = \frac{P\eta}{2\pi z^2}\left[\frac{1}{\eta^2 + (r/z)^2}\right]^{3/2} \tag{5.24}$$

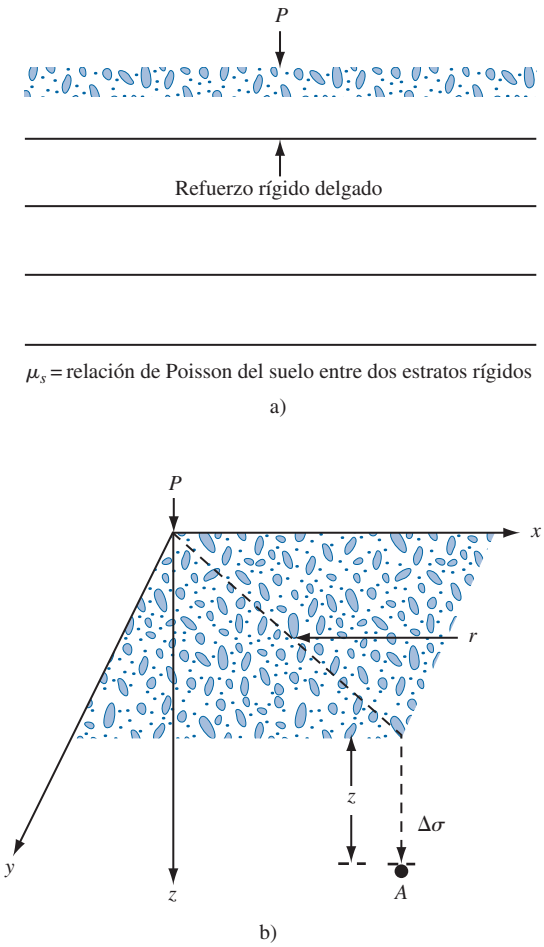


Figura 5.13 Solución de Westergaard para el esfuerzo vertical debido a una carga puntual.

Tabla 5.4 Variación de I_1 [ecuación (5.27)]

	I_1		
r/z	$\mu_s = 0$	$\mu_s = 0.2$	$\mu_s = 0.4$
0	0.3183	0.4244	0.9550
0.1	0.3090	0.4080	0.8750
0.2	0.2836	0.3646	0.6916
0.3	0.2483	0.3074	0.4997
0.4	0.2099	0.2491	0.3480
0.5	0.1733	0.1973	0.2416
0.6	0.1411	0.1547	0.1700
0.7	0.1143	0.1212	0.1221
0.8	0.0925	0.0953	0.0897
0.9	0.0751	0.0756	0.0673
1.0	0.0613	0.0605	0.0516
1.5	0.0247	0.0229	0.0173
2.0	0.0118	0.0107	0.0076
2.5	0.0064	0.0057	0.0040
3.0	0.0038	0.0034	0.0023
4.0	0.0017	0.0015	0.0010
5.0	0.0009	0.0008	0.0005

donde

$$\eta = \sqrt{\frac{1 - 2\mu_s}{2 - 2\mu_s}} \tag{5.25}$$

μ_s = Relación de Poisson del suelo entre los refuerzos rígidos

$r = \sqrt{x^2 + y^2}$

La ecuación (5.24) se puede rescribir como

$$\Delta\sigma = \left(\frac{P}{z^2}\right) I_1 \tag{5.26}$$

donde

$$I_1 = \frac{1}{2\pi\eta^2}\left[\left(\frac{r}{\eta z}\right)^2 + 1\right]^{-3/2} \tag{5.27}$$

En la tabla 5.4 se indica la variación de I_1 con μ_s.

5.8 Distribución del esfuerzo para material de Westergaard

Esfuerzo debido a un área circularmente cargada

Con referencia a la figura 5.2, si el área circular se ubica en un material de tipo Westergaard, el incremento del esfuerzo vertical, $\Delta\sigma$, en un punto ubicado a una profundidad z inmediatamente debajo del centro del área se puede obtener con

www.elsolucionario.org

$$\Delta\sigma = q_o\left\{1 - \frac{\eta}{\left[\eta^2 + \left(\frac{B}{2z}\right)^2\right]^{1/2}}\right\} \tag{5.28}$$

El término η se definió en la ecuación (5.25). Las variaciones de $\Delta\sigma/q_o$ con $B/2z$ y $\mu_s = 0$ se dan en la tabla 5.5.

Esfuerzo debido a un área rectangular flexible uniformemente cargada

Consulte la figura 5.3. Si el área rectangular flexible se ubica en un material de tipo Westergaard, el incremento del esfuerzo en el punto A se puede dar igual a

$$\Delta\sigma = \frac{q_o}{2\pi}\left[\cot^{-1}\sqrt{\eta^2\left(\frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2}\right) + \eta^4\left(\frac{1}{m^2n^2}\right)}\right] \tag{5.29a}$$

donde

$$m = \frac{B}{z}$$

$$n = \frac{L}{z}$$

Tabla 5.5 Variación de $\Delta\sigma/q_o$ con $B/2z$ y $\mu_s = 0$ [ecuación (5.28)]

$B/2z$	$\Delta\sigma/q_o$
0.00	0.0
0.25	0.0572
0.33	0.0938
0.50	0.1835
0.75	0.3140
1.00	0.4227
1.25	0.5076
1.50	0.5736
1.75	0.6254
2.00	0.6667
2.25	0.7002
2.50	0.7278
2.75	0.7510
3.00	0.7706
4.00	0.8259
5.00	0.8600
6.00	0.8830
7.00	0.8995
8.00	0.9120
9.00	0.9217
10.00	0.9295

Tabla 5.6. Variación de I_w con m y n ($\mu_s = 0$).

	n								
m	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	1.0	2.0	5.0	10.0
0.1	0.0031	0.0061	0.0110	0.0129	0.0144	0.0182	0.0211	0.0211	0.0223
0.2	0.0061	0.0118	0.0214	0.0251	0.0282	0.0357	0.0413	0.0434	0.0438
0.4	0.0110	0.0214	0.0390	0.0459	0.0516	0.0658	0.0768	0.0811	0.0847
0.5	0.0129	0.0251	0.0459	0.0541	0.0610	0.0781	0.0916	0.0969	0.0977
0.6	0.0144	0.0282	0.0516	0.0610	0.0687	0.0886	0.1044	0.1107	0.1117
1.0	0.0183	0.0357	0.0658	0.0781	0.0886	0.1161	0.1398	0.1491	0.1515
2.0	0.0211	0.0413	0.0768	0.0916	0.1044	0.1398	0.1743	0.1916	0.1948
5.0	0.0221	0.0435	0.0811	0.0969	0.1107	0.1499	0.1916	0.2184	0.2250
10.0	0.0223	0.0438	0.0817	0.0977	0.1117	0.1515	0.1948	0.2250	0.2341

o

$$\frac{\Delta\sigma}{q_o} = \frac{1}{2\pi}\left[\cot^{-1}\sqrt{\eta^2\left(\frac{1}{m^2}+\frac{1}{n^2}\right)+\eta^4\left(\frac{1}{m^2n^2}\right)}\right] = I_w \tag{5.29b}$$

En la tabla 5.6 se indica la variación de I_w con m y n (para $\mu_s = 0$).

Ejemplo 5.4

Resuelva el ejemplo 5.1 utilizando la ecuación (5.29). Suponga $\mu_s = 0$.

Solución

Del ejemplo 5.1

$$m = 0.2$$
$$n = 0.4$$
$$\Delta\sigma = q_o(4I_w)$$

De la tabla 5.6, para $m = 0.2$ y $n = 0.4$, el valor de $I_w \approx 0.0214$. Por lo tanto,

$$\Delta\sigma = (150)(4 \times 0.0214) = \mathbf{12.84\ kN/m^2}$$

■

Asentamiento elástico

5.9 Asentamiento elástico de cimentaciones sobre arcilla saturada ($\mu_s = 0.5$)

Janbu y colaboradores (1956) propusieron una ecuación para evaluar el asentamiento promedio de cimentaciones flexibles sobre suelos de arcilla saturada (relación de Poisson, $\mu_s = 0.5$). Para la notación utilizada en la figura 5.14, esta ecuación es

$$S_e = A_1 A_2 \frac{q_o B}{E_s} \tag{5.30}$$

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 hasta cierto grado como se indica en la figura 5.14.

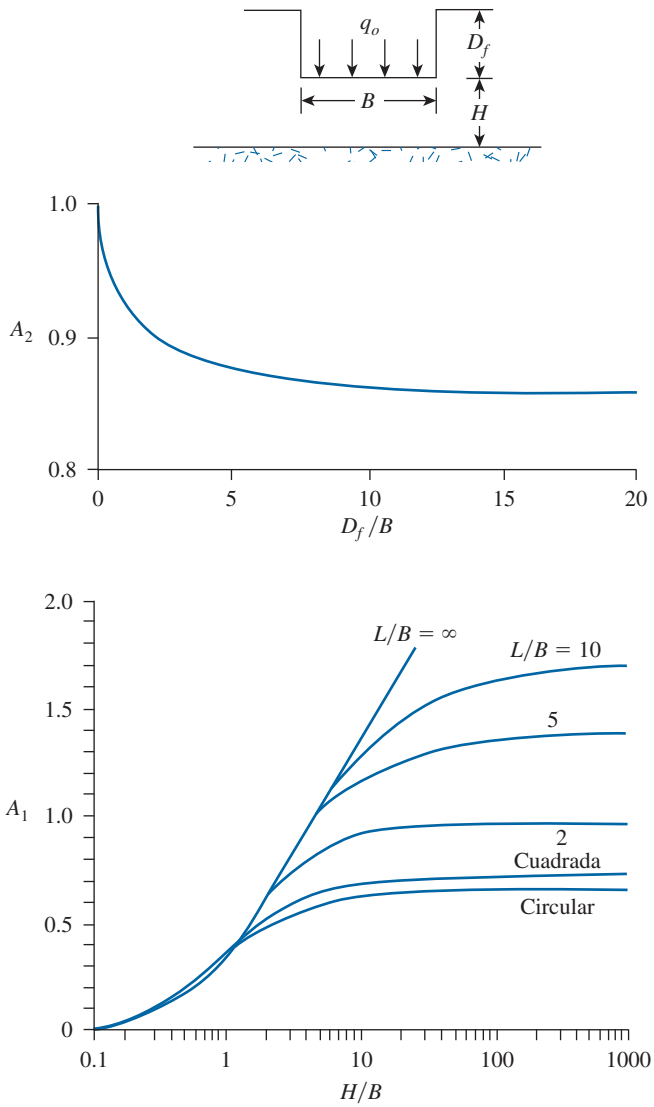


Figura 5.14 Valores de A_1 y A_2 para el cálculo del asentamiento elástico, ecuación (5.30) (según Christian y Carrier, 1978). [Christian, J.T. y Carrier, W.D. (1978). "Janbu, Bjerrum y Kjaernsli´s chart reinterpreted", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, pp. 123-128. © 2008 NRC Canada o sus licencias otorgadas. Reimpresa con permiso.]

www.elsolucionario.org

Tabla 5.7 Intervalo de β para arcilla [ecuación (5.31)][a]

Índice de plasticidad	β				
	OCR = 1	OCR = 2	OCR = 3	OCR = 4	OCR = 5
<30	1500-600	1380-500	1200-580	950-380	730-300
30 a 50	600-300	550-270	580-220	380-180	300-150
>50	300-150	270-120	220-100	180-90	150-75

[a]Interpolada de Duncan y Buchignani (1976).

El módulo de elasticidad (E_s) para arcillas, en general, se puede dar como

$$E_s = \beta c_u \tag{5.31}$$

donde c_u = resistencia cortante no drenada.

El parámetro β es principalmente una función del índice de plasticidad y de la relación de sobreconsolidación. En la tabla 5.7 se proporciona un intervalo general para β basado en el propuesto por Duncan y Buchignani (1976). En cualquier caso, se debe aplicar el buen juicio al seleccionar la magnitud de β.

5.10 Asentamiento basado en la teoría de la elasticidad

El asentamiento elástico de una cimentación superficial se puede estimar utilizando la teoría de la elasticidad. De la ley de Hooke, según se aplica en la figura 5.15, se obtiene

$$S_e = \int_0^H \varepsilon_z dz = \frac{1}{E_s}\int_0^H (\Delta\sigma_z - \mu_s \Delta\sigma_x - \mu_s \Delta\sigma_y) dz \tag{5.32}$$

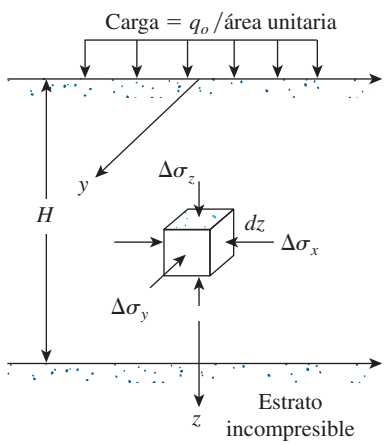


Figura 5.15 Asentamiento elástico de una cimentación superficial.

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
$\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z$ = incremento del esfuerzo debido a la carga neta aplicada sobre la cimentación en las direcciones x, y y z, respectivamente

En teoría, si la cimentación es perfectamente flexible (consulte la figura 5.16 y Bowles, 1987), el asentamiento se puede expresar como

$$S_e = q_o(\alpha B')\frac{1-\mu_s^2}{E_s} I_s I_f \tag{5.33}$$

donde

q_o = presión neta aplicada sobre la cimentación
μ_s = relación de Poisson del suelo
E_s = módulo de elasticidad promedio del suelo debajo de la cimentación, medido desde $z = 0$ a aproximadamente $z = 5B$
B' = $B/2$ para el centro de la cimentación
= B para una esquina de la cimentación
I_s = factor de forma (Steinbrenner, 1934)

$$= F_1 + \frac{1-2\mu_s}{1-\mu_s} F_2 \tag{5.34}$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi}(A_0 + A_1) \tag{5.35}$$

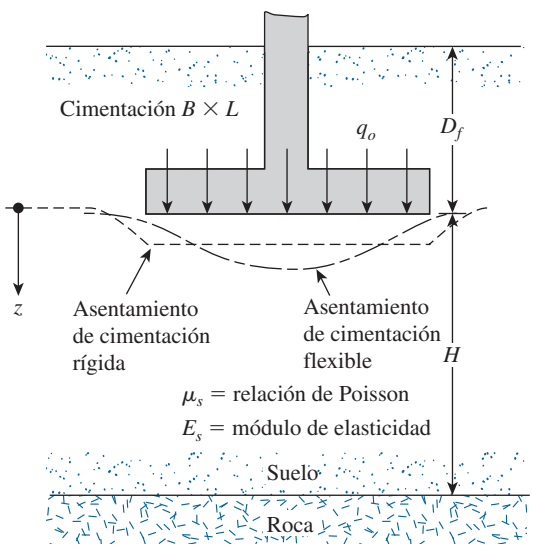


Figura 5.16 Asentamiento elástico de cimentaciones rígidas y flexibles.

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi}\tan^{-1}A_2 \tag{5.36}$$

$$A_0 = m'\ln\frac{\left(1+\sqrt{m'^2+1}\right)\sqrt{m'^2+n'^2}}{m'\left(1+\sqrt{m'^2+n'^2+1}\right)} \tag{5.37}$$

$$A_1 = \ln\frac{\left(m'+\sqrt{m'^2+1}\right)\sqrt{1+n'^2}}{m'+\sqrt{m'^2+n'^2+1}} \tag{5.38}$$

$$A_2 = \frac{m'}{n'\sqrt{m'^2+n'^2+1}} \tag{5.39}$$

$$I_f = \text{factor de profundidad (Fox, 1948)} = f\left(\frac{D_f}{B}, \mu_s \text{ y } \frac{L}{B}\right) \tag{5.40}$$

α = un factor que depende de la ubicación sobre la cimentación donde se calcula el asentamiento

Para calcular el asentamiento en el *centro* de la cimentación, se utiliza

$$\alpha = 4$$
$$m' = \frac{L}{B}$$

y

$$n' = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)}$$

Para calcular el asentamiento en una *esquina* de la cimentación,

$$\alpha = 1$$
$$m' = \frac{L}{B}$$

y

$$n' = \frac{H}{B}$$

Las variaciones de F_1 y F_2 [consulte las ecuaciones (5.35) y (5.36)] con m' y n' se indican en las tablas 5.8 y 5.9. Además, la variación de I_f con D_f/B (para $\mu_s = 0.3$, 0.4 y 0.5) se da en la tabla 5.10. Estos valores también los da en forma más detallada Bowles (1987).

El asentamiento elástico de una *cimentación rígida* se puede estimar con

$$S_{e(\text{rígida})} \approx 0.93 S_{e(\text{flexible, centro})} \tag{5.41}$$

www.elsolucionario.org

Tabla 5.8 Variación de F_1 con m' y n'

	m'									
n'	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.014	0.013	0.012	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.049	0.046	0.044	0.042	0.041	0.040	0.038	0.038	0.037	0.037
0.75	0.095	0.090	0.087	0.084	0.082	0.080	0.077	0.076	0.074	0.074
1.00	0.142	0.138	0.134	0.130	0.127	0.125	0.121	0.118	0.116	0.115
1.25	0.186	0.183	0.179	0.176	0.173	0.170	0.165	0.161	0.158	0.157
1.50	0.224	0.224	0.222	0.219	0.216	0.213	0.207	0.203	0.199	0.197
1.75	0.257	0.259	0.259	0.258	0.255	0.253	0.247	0.242	0.238	0.235
2.00	0.285	0.290	0.292	0.292	0.291	0.289	0.284	0.279	0.275	0.271
2.25	0.309	0.317	0.321	0.323	0.323	0.322	0.317	0.313	0.308	0.305
2.50	0.330	0.341	0.347	0.350	0.351	0.351	0.348	0.344	0.340	0.336
2.75	0.348	0.361	0.369	0.374	0.377	0.378	0.377	0.373	0.369	0.365
3.00	0.363	0.379	0.389	0.396	0.400	0.402	0.402	0.400	0.396	0.392
3.25	0.376	0.394	0.406	0.415	0.420	0.423	0.426	0.424	0.421	0.418
3.50	0.388	0.408	0.422	0.431	0.438	0.442	0.447	0.447	0.444	0.441
3.75	0.399	0.420	0.436	0.447	0.454	0.460	0.467	0.458	0.466	0.464
4.00	0.408	0.431	0.448	0.460	0.469	0.476	0.484	0.487	0.486	0.484
4.25	0.417	0.440	0.458	0.472	0.481	0.484	0.495	0.514	0.515	0.515
4.50	0.424	0.450	0.469	0.484	0.495	0.503	0.516	0.521	0.522	0.522
4.75	0.431	0.458	0.478	0.494	0.506	0.515	0.530	0.536	0.539	0.539
5.00	0.437	0.465	0.487	0.503	0.516	0.526	0.543	0.551	0.554	0.554
5.25	0.443	0.472	0.494	0.512	0.526	0.537	0.555	0.564	0.568	0.569
5.50	0.448	0.478	0.501	0.520	0.534	0.546	0.566	0.576	0.581	0.584
5.75	0.453	0.483	0.508	0.527	0.542	0.555	0.576	0.588	0.594	0.597
6.00	0.457	0.489	0.514	0.534	0.550	0.563	0.585	0.598	0.606	0.609
6.25	0.461	0.493	0.519	0.540	0.557	0.570	0.594	0.609	0.617	0.621
6.50	0.465	0.498	0.524	0.546	0.563	0.577	0.603	0.618	0.627	0.632
6.75	0.468	0.502	0.529	0.551	0.569	0.584	0.610	0.627	0.637	0.643
7.00	0.471	0.506	0.533	0.556	0.575	0.590	0.618	0.635	0.646	0.653
7.25	0.474	0.509	0.538	0.561	0.580	0.596	0.625	0.643	0.655	0.662
7.50	0.477	0.513	0.541	0.565	0.585	0.601	0.631	0.650	0.663	0.671
7.75	0.480	0.516	0.545	0.569	0.589	0.606	0.637	0.658	0.671	0.680
8.00	0.482	0.519	0.549	0.573	0.594	0.611	0.643	0.664	0.678	0.688
8.25	0.485	0.522	0.552	0.577	0.598	0.615	0.648	0.670	0.685	0.695
8.50	0.487	0.524	0.555	0.580	0.601	0.619	0.653	0.676	0.692	0.703
8.75	0.489	0.527	0.558	0.583	0.605	0.623	0.658	0.682	0.698	0.710
9.00	0.491	0.529	0.560	0.587	0.609	0.627	0.663	0.687	0.705	0.716
9.25	0.493	0.531	0.563	0.589	0.612	0.631	0.667	0.693	0.710	0.723
9.50	0.495	0.533	0.565	0.592	0.615	0.634	0.671	0.697	0.716	0.719
9.75	0.496	0.536	0.568	0.595	0.618	0.638	0.675	0.702	0.721	0.735
10.00	0.498	0.537	0.570	0.597	0.621	0.641	0.679	0.707	0.726	0.740
20.00	0.529	0.575	0.614	0.647	0.677	0.702	0.756	0.797	0.830	0.858
50.00	0.548	0.598	0.640	0.678	0.711	0.740	0.803	0.853	0.895	0.931
100.00	0.555	0.605	0.649	0.688	0.722	0.753	0.819	0.872	0.918	0.956

Tabla 5.8 (*Continuación*)

	m′									
n′	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
0.75	0.073	0.073	0.072	0.072	0.072	0.072	0.071	0.071	0.071	0.071
1.00	0.114	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
1.25	0.155	0.154	0.153	0.152	0.152	0.151	0.151	0.150	0.150	0.150
1.50	0.195	0.194	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.188	0.188
1.75	0.233	0.232	0.229	0.228	0.227	0.226	0.225	0.223	0.223	0.223
2.00	0.269	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
2.25	0.302	0.300	0.296	0.294	0.293	0.291	0.291	0.287	0.287	0.287
2.50	0.333	0.331	0.327	0.324	0.322	0.321	0.320	0.316	0.315	0.315
2.75	0.362	0.359	0.355	0.352	0.350	0.348	0.347	0.343	0.342	0.342
3.00	0.389	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
3.25	0.415	0.412	0.407	0.403	0.401	0.399	0.397	0.391	0.390	0.390
3.50	0.438	0.435	0.430	0.427	0.424	0.421	0.420	0.413	0.412	0.411
3.75	0.461	0.458	0.453	0.449	0.446	0.443	0.441	0.433	0.432	0.432
4.00	0.482	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
4.25	0.516	0.496	0.484	0.473	0.471	0.471	0.470	0.468	0.462	0.460
4.50	0.520	0.517	0.513	0.508	0.505	0.502	0.499	0.489	0.487	0.487
4.75	0.537	0.535	0.530	0.526	0.523	0.519	0.517	0.506	0.504	0.503
5.00	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
5.25	0.569	0.568	0.564	0.560	0.556	0.553	0.550	0.537	0.534	0.534
5.50	0.584	0.583	0.579	0.575	0.571	0.568	0.585	0.551	0.549	0.548
5.75	0.597	0.597	0.594	0.590	0.586	0.583	0.580	0.565	0.583	0.562
6.00	0.611	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
6.25	0.623	0.623	0.621	0.618	0.615	0.611	0.608	0.592	0.589	0.588
6.50	0.635	0.635	0.634	0.631	0.628	0.625	0.622	0.605	0.601	0.600
6.75	0.646	0.647	0.646	0.644	0.641	0.637	0.634	0.617	0.613	0.612
7.00	0.656	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623
7.25	0.666	0.669	0.669	0.668	0.665	0.662	0.659	0.640	0.635	0.634
7.50	0.676	0.679	0.680	0.679	0.676	0.673	0.670	0.651	0.646	0.645
7.75	0.685	0.688	0.690	0.689	0.687	0.684	0.681	0.661	0.656	0.655
8.00	0.694	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
8.25	0.702	0.706	0.710	0.710	0.708	0.705	0.703	0.682	0.676	0.675
8.50	0.710	0.714	0.719	0.719	0.718	0.715	0.713	0.692	0.686	0.684
8.75	0.717	0.722	0.727	0.728	0.727	0.725	0.723	0.701	0.695	0.693
9.00	0.725	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
9.25	0.731	0.737	0.744	0.746	0.745	0.744	0.742	0.719	0.713	0.711
9.50	0.738	0.744	0.752	0.754	0.754	0.753	0.751	0.728	0.721	0.719
9.75	0.744	0.751	0.759	0.762	0.762	0.761	0.759	0.737	0.729	0.727
10.00	0.750	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
20.00	0.878	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
50.00	0.962	0.989	1.034	1.070	1.100	1.125	1.146	1.265	1.279	1.261
100.00	0.990	1.020	1.072	1.114	1.150	1.182	1.209	1.408	1.489	1.499

Tabla 5.9 Variación de F_2 con m' y n'

	m'									
n'	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.049	0.050	0.051	0.051	0.051	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052
0.50	0.074	0.077	0.080	0.081	0.083	0.084	0.086	0.086	0.0878	0.087
0.75	0.083	0.089	0.093	0.097	0.099	0.101	0.104	0.106	0.107	0.108
1.00	0.083	0.091	0.098	0.102	0.106	0.109	0.114	0.117	0.119	0.120
1.25	0.080	0.089	0.096	0.102	0.107	0.111	0.118	0.122	0.125	0.127
1.50	0.075	0.084	0.093	0.099	0.105	0.110	0.118	0.124	0.128	0.130
1.75	0.069	0.079	0.088	0.095	0.101	0.107	0.117	0.123	0.128	0.131
2.00	0.064	0.074	0.083	0.090	0.097	0.102	0.114	0.121	0.127	0.131
2.25	0.059	0.069	0.077	0.085	0.092	0.098	0.110	0.119	0.125	0.130
2.50	0.055	0.064	0.073	0.080	0.087	0.093	0.106	0.115	0.122	0.127
2.75	0.051	0.060	0.068	0.076	0.082	0.089	0.102	0.111	0.119	0.125
3.00	0.048	0.056	0.064	0.071	0.078	0.084	0.097	0.108	0.116	0.122
3.25	0.045	0.053	0.060	0.067	0.074	0.080	0.093	0.104	0.112	0.119
3.50	0.042	0.050	0.057	0.064	0.070	0.076	0.089	0.100	0.109	0.116
3.75	0.040	0.047	0.054	0.060	0.067	0.073	0.086	0.096	0.105	0.113
4.00	0.037	0.044	0.051	0.057	0.063	0.069	0.082	0.093	0.102	0.110
4.25	0.036	0.042	0.049	0.055	0.061	0.066	0.079	0.090	0.099	0.107
4.50	0.034	0.040	0.046	0.052	0.058	0.063	0.076	0.086	0.096	0.104
4.75	0.032	0.038	0.044	0.050	0.055	0.061	0.073	0.083	0.093	0.101
5.00	0.031	0.036	0.042	0.048	0.053	0.058	0.070	0.080	0.090	0.098
5.25	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.067	0.078	0.087	0.095
5.50	0.028	0.033	0.039	0.044	0.049	0.054	0.065	0.075	0.084	0.092
5.75	0.027	0.032	0.037	0.042	0.047	0.052	0.063	0.073	0.082	0.090
6.00	0.026	0.031	0.036	0.040	0.045	0.050	0.060	0.070	0.079	0.087
6.25	0.025	0.030	0.034	0.039	0.044	0.048	0.058	0.068	0.077	0.085
6.50	0.024	0.029	0.033	0.038	0.042	0.046	0.056	0.066	0.075	0.083
6.75	0.023	0.028	0.032	0.036	0.041	0.045	0.055	0.064	0.073	0.080
7.00	0.022	0.027	0.031	0.035	0.039	0.043	0.053	0.062	0.071	0.078
7.25	0.022	0.026	0.030	0.034	0.038	0.042	0.051	0.060	0.069	0.076
7.50	0.021	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.050	0.059	0.067	0.074
7.75	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.039	0.048	0.057	0.065	0.072
8.00	0.020	0.023	0.027	0.031	0.035	0.038	0.047	0.055	0.063	0.071
8.25	0.019	0.023	0.026	0.030	0.034	0.037	0.046	0.054	0.062	0.069
8.50	0.018	0.022	0.026	0.029	0.033	0.036	0.045	0.053	0.060	0.067
8.75	0.018	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.043	0.051	0.059	0.066
9.00	0.017	0.021	0.024	0.028	0.031	0.034	0.042	0.050	0.057	0.064
9.25	0.017	0.020	0.024	0.027	0.030	0.033	0.041	0.049	0.056	0.063
9.50	0.017	0.020	0.023	0.026	0.029	0.033	0.040	0.048	0.055	0.061
9.75	0.016	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.039	0.047	0.054	0.060
10.00	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.038	0.046	0.052	0.059
20.00	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.020	0.024	0.027	0.031
50.00	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006	0.008	0.010	0.011	0.013
100.00	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006

www.elsolucionario.org

Tabla 5.9 (*Continuación*)

	m′									
n′	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053
0.50	0.087	0.087	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
0.75	0.109	0.109	0.109	0.110	0.110	0.110	0.110	0.111	0.111	0.111
1.00	0.121	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
1.25	0.128	0.130	0.131	0.132	0.132	0.133	0.133	0.134	0.134	0.134
1.50	0.132	0.134	0.136	0.137	0.138	0.138	0.139	0.140	0.140	0.140
1.75	0.134	0.136	0.138	0.140	0.141	0.142	0.142	0.144	0.144	0.145
2.00	0.134	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
2.25	0.133	0.136	0.140	0.142	0.144	0.145	0.146	0.149	0.150	0.150
2.50	0.132	0.135	0.139	0.142	0.144	0.146	0.147	0.151	0.151	0.151
2.75	0.130	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.147	0.152	0.152	0.153
3.00	0.127	0.131	0.137	0.141	0.144	0.145	0.147	0.152	0.153	0.154
3.25	0.125	0.129	0.135	0.140	0.143	0.145	0.147	0.153	0.154	0.154
3.50	0.122	0.126	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.153	0.155	0.155
3.75	0.119	0.124	0.131	0.137	0.141	0.143	0.145	0.154	0.155	0.155
4.00	0.116	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
4.25	0.113	0.119	0.127	0.133	0.138	0.141	0.144	0.154	0.156	0.156
4.50	0.110	0.116	0.125	0.131	0.136	0.140	0.143	0.154	0.156	0.156
4.75	0.107	0.113	0.123	0.130	0.135	0.139	0.142	0.154	0.156	0.157
5.00	0.105	0.111	0.120	0.128	0.133	0.137	0.140	0.154	0.156	0.157
5.25	0.102	0.108	0.118	0.126	0.131	0.136	0.139	0.154	0.156	0.157
5.50	0.099	0.106	0.116	0.124	0.130	0.134	0.138	0.154	0.156	0.157
5.75	0.097	0.103	0.113	0.122	0.128	0.133	0.136	0.154	0.157	0.157
6.00	0.094	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157
6.25	0.092	0.098	0.109	0.118	0.124	0.129	0.134	0.153	0.157	0.158
6.50	0.090	0.096	0.107	0.116	0.122	0.128	0.132	0.153	0.157	0.158
6.75	0.087	0.094	0.105	0.114	0.121	0.126	0.131	0.153	0.157	0.158
7.00	0.085	0.092	0.103	0.112	0.119	0.125	0.129	0.152	0.157	0.158
7.25	0.083	0.090	0.101	0.110	0.117	0.123	0.128	0.152	0.157	0.158
7.50	0.081	0.088	0.099	0.108	0.115	0.121	0.126	0.152	0.156	0.158
7.75	0.079	0.086	0.097	0.106	0.114	0.120	0.125	0.151	0.156	0.158
8.00	0.077	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
8.25	0.076	0.082	0.093	0.102	0.110	0.117	0.122	0.150	0.156	0.158
8.50	0.074	0.080	0.091	0.101	0.108	0.115	0.121	0.150	0.156	0.158
8.75	0.072	0.078	0.089	0.099	0.107	0.114	0.119	0.150	0.156	0.158
9.00	0.071	0.077	0.088	0.097	0.105	0.112	0.118	0.149	0.156	0.158
9.25	0.069	0.075	0.086	0.096	0.104	0.110	0.116	0.149	0.156	0.158
9.50	0.068	0.074	0.085	0.094	0.102	0.109	0.115	0.148	0.156	0.158
9.75	0.066	0.072	0.083	0.092	0.100	0.107	0.113	0.148	0.156	0.158
10.00	0.065	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112	0.147	0.156	0.158
20.00	0.035	0.039	0.046	0.053	0.059	0.065	0.071	0.124	0.148	0.156
50.00	0.014	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.071	0.113	0.142
100.00	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.039	0.071	0.113

Tabla 5.10 Variación de I_f con D_f/B, B/L y μ_s,

		B/L		
μ_s	D_f/B	0.2	0.5	1.0
0.3	0.2	0.95	0.93	0.90
	0.4	0.90	0.86	0.81
	0.6	0.85	0.80	0.74
	1.0	0.78	0.71	0.65
0.4	0.2	0.97	0.96	0.93
	0.4	0.93	0.89	0.85
	0.6	0.89	0.84	0.78
	1.0	0.82	0.75	0.69
0.5	0.2	0.99	0.98	0.96
	0.4	0.95	0.93	0.89
	0.6	0.92	0.87	0.82
	1.0	0.85	0.79	0.72

Debido a la naturaleza no homogénea de los depósitos de suelo, la magnitud de E_s puede variar con la profundidad. Por esa razón, Bowles (1987) recomendó utilizar un promedio ponderado de E_s en la ecuación (5.33), o

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{\bar{z}} \tag{5.42}$$

donde

$E_{s(i)}$ = módulo de elasticidad del suelo dentro de una profundidad Δz
$\bar{z}$ = H o $5B$, el que sea menor

Ejemplo 5.5

Consulte la figura 5.16 y considere una cimentación cuadrada rígida de 2.44 × 2.44 m en planta (D_f = 1.22 m) sobre un estrato de arena normalmente consolidada. Un estrato de roca se ubica en z = 10.98 m. La siguiente es una aproximación del número de penetración estándar (N_{60}) con z.

z (m)	N_{60}
0 - 2.44	7
2.44 - 21	6.4
6.4 - 36	10.98

Datos: μ_s = 0.3 y q_o = 167.7 kN/m^2. Estime el asentamiento elástico de la cimentación. Utilice la ecuación (2.29).

Solución

Cálculo de E_s promedio

De la ecuación (2.29),

$$E_s \approx p_a \alpha N_{60}$$

$B = 2.44$ m, $p_a \approx 100$ kN/m^2 y $\alpha \approx 10$ (ya que es una arena limpia normalmente consolidada).

Se tiene: $H = 10.98$ m $< 5B$.

Las variaciones aproximadas de E_s utilizando la ecuación (2.29) son las siguientes:

z (m)	Δz (m)	N_{60}	E_s (kN/m^2)
0-2.44	2.44	7	7000
2.44-6.4	3.96	11	11000
6.4-10.98	4.58	14	14000

Utilizando la ecuación (5.42),

$$E_s = \frac{\Sigma E_{s(i)} \Delta z}{\bar{z}} = \frac{(7000)(2.44) + (11000)(3.96) + (14000)(4.58)}{10.98}$$

$$= 11\,362 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo de S_e debajo del centro de la cimentación [ecuación (5.33)]

$$S_e = q_o(\alpha B') \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f$$

$$B' = \frac{2.44}{2} = 1.22 \text{ m}$$

$$\alpha = 4$$

$$m' = \frac{L}{B} = 1$$

$$n' = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)} = \frac{10.98}{\left(\frac{2.44}{2}\right)} = 9$$

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} F_2$$

De la tabla 5.8, $F_1 = 0.491$ y de la tabla 5.9, $F_2 = 0.017$.

$$I_s = 0.491 + \left[\frac{1 - (2)(0.3)}{1 - 0.3}\right](0.017) = 0.5007$$

Para $\mu_s = 3, D_f/B = 1.22/2.44 = 0.5$ y $B/L = 1$, el valor de I_f es de aproximadamente 0.78 (tabla 5.10).

$$S_e = (167.7)(4 \times 1.22)\left(\frac{1 - 0.3^2}{11{,}362}\right)(0.5007)(0.78) = 0.0256 \text{ m} \approx 25.6 \text{ mm}$$

www.elsolucionario.org

Cálculo de S_e para una cimentación rígida

De la ecuación (5.41),

$$S_{e(\text{rígida})} \approx 0.93 S_{e(\text{flexible, centro})} = (25.6)(0.93) = 23.81 \text{ mm} \approx \mathbf{24 \text{ mm}}$$ ■

5.11 Ecuación mejorada para el asentamiento elástico

En 1999, Mayne y Poulos presentaron una fórmula mejorada para calcular el asentamiento elástico de cimentaciones. En la fórmula se toma en cuenta la rigidez de la cimentación, la profundidad de empotramiento de la cimentación, el incremento en el módulo de elasticidad del suelo y la ubicación de los estratos rígidos a una profundidad limitada. Para utilizar la ecuación de Mayne y Poulos, es necesario determinar el diámetro equivalente B_e de una cimentación rectangular, o

$$B_e = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}} \tag{5.43}$$

donde

B = ancho de la cimentación
L = longitud de la cimentación

Para cimentaciones circulares,

$$B_e = B \tag{5.44}$$

donde B = diámetro de la cimentación.

En la figura 5.17 se muestra una cimentación con un diámetro equivalente B_e ubicado a una profundidad D_f debajo de la superficie del terreno. Sea t el espesor de la cimentación y E_f el módulo de elasticidad del material de la cimentación. Un estrato rígido se ubica a una profundidad H debajo del fondo de la cimentación. El módulo de elasticidad del estrato de suelo compresible se puede dar como

$$E_s = E_o + kz \tag{5.45}$$

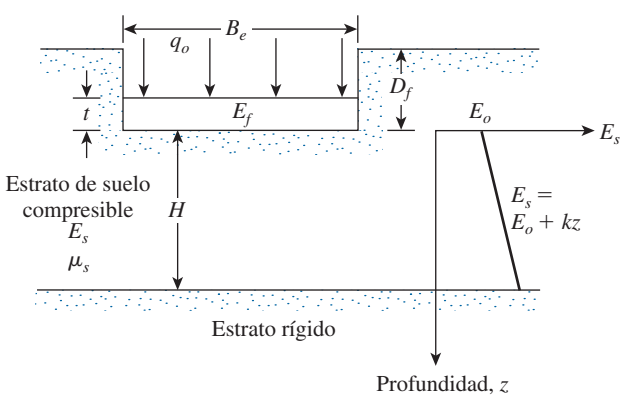


Figura 5.17 Ecuación mejorada para el cálculo del asentamiento elástico: parámetros generales.

Definidos los parámetros anteriores, el asentamiento elástico debajo del centro de la cimentación es

$$S_e = \frac{q_o B_e I_G I_F I_E}{E_o}\left(1 - \mu_s^2\right) \tag{5.46}$$

donde

I_G = factor de influencia para la variación de E_s con la profundidad
$= f\left(\beta = \dfrac{E_o}{kB_e}, \dfrac{H}{B_e}\right)$
I_F = factor de corrección por rigidez de la cimentación
I_E = factor de corrección por empotramiento de la cimentación

En la figura 5.18 se muestra la variación de I_G con $\beta = E_o/kB_e$ y H/B_e. El factor de corrección por rigidez de la cimentación se puede expresar como

$$I_F = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10\left(\dfrac{E_f}{E_o + \dfrac{B_e}{2}k}\right)\left(\dfrac{2t}{B_e}\right)^3} \tag{5.47}$$

De manera similar, el factor de corrección por empotramiento es

$$I_E = 1 - \frac{1}{3.5\exp(1.22\mu_s - 0.4)\left(\dfrac{B_e}{D_f} + 1.6\right)} \tag{5.48}$$

En las figuras 5.19 y 5.20 se muestra la variación de I_F e I_E con los términos expresados en las ecuaciones (5.47) y (5.48).

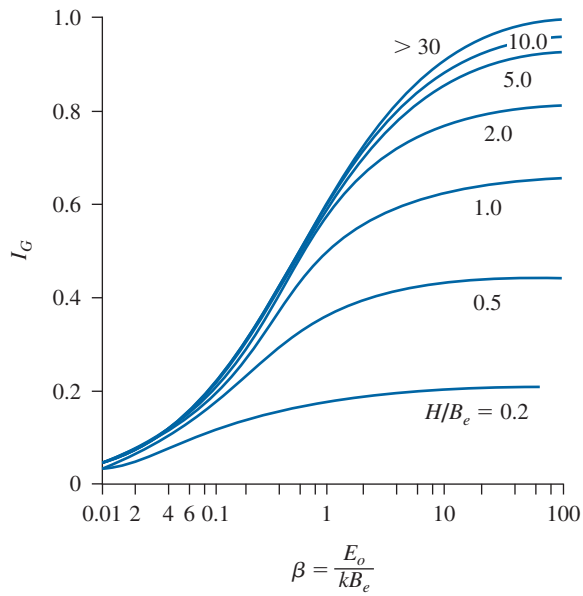


Figura 5.18 Variación de I_G con β.

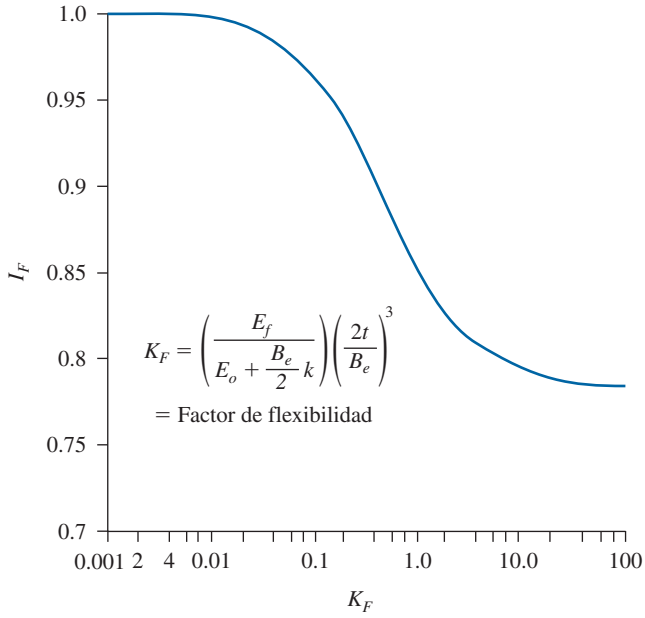


Figura 5.19 Variación del factor de corrección por rigidez I_F con el factor de flexibilidad K_F [(ecuación (5.47)].

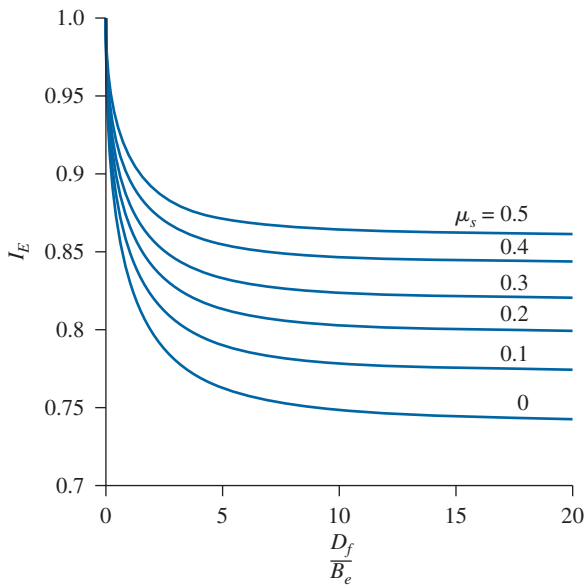


Figura 5.20 Variación del factor de corrección por empotramiento I_E con D_f/B_e [ecuación (5.48)].

Ejemplo 5.6

Para una cimentación superficial soportada por una arcilla limosa, como se muestra en la figura 5.17,

Longitud = L = 3.05 m
Ancho = B = 1.52 m
Profundidad de la cimentación = D_f = 1.52 m

www.elsolucionario.org

Espesor de la cimentación $= t = 0.305$ m

Carga por área unitaria $= q_o = 239.6$ kN/m^2
$E_f = 15.87 \times 10^6$ kN/m^2

El suelo de arcilla limosa tiene las propiedades siguientes:

$H = 3.66$ m
$\mu_s = 0.3$
$E_o = 9660$ kN/m^2
$k = 565.6$ kN/m^2/m

Estime el asentamiento elástico de la cimentación.

Solución

De la ecuación (5.43), el diámetro equivalente es

$$B_e = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}} = \sqrt{\frac{(4)(1.52)(3.05)}{\pi}} = 2.43 \text{ m}$$

por lo tanto

$$\beta = \frac{E_o}{kB_e} = \frac{9660}{(565.6)(2.43)} = 7.02$$

y

$$\frac{H}{B_e} = \frac{3.66}{2.43} = 1.5$$

De la figura 5.18, para $\beta = 7.02$ y $H/B_e = 1.5$, el valor de $I_G \approx 0.69$. De la ecuación (5.47),

$$I_F = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10\left(\dfrac{E_f}{E_o + \dfrac{B_e}{2}k}\right)\left(\dfrac{2t}{B_e}\right)^3}$$

$$= \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10\left[\dfrac{15.87 \times 10^6}{9660 + \left(\dfrac{2.43}{2}\right)(565.6)}\right]\left[\dfrac{(2)(0.305)}{2.43}\right]^3} = 0.785$$

De la ecuación (5.48),

$$I_E = 1 - \frac{1}{3.5 \exp(1.22\mu_s - 0.4)\left(\dfrac{B_e}{D_f} + 1.6\right)}$$

$$= 1 - \frac{1}{3.5\exp[(1.22)(0.3) - 0.4]\left(\frac{2.43}{1.52} + 1.6\right)} = 0.908$$

De la ecuación (5.46),

$$S_e = \frac{q_o B_e I_G I_F I_E}{E_o}(1 - \mu_s^2)$$

por lo tanto, con $q_o = 239.6\ \text{kN/m}^2$, se deduce que

$$S_e = \frac{(239.6)(2.43)(0.69)(0.785)(0.908)}{(9660)}(1 - 0.3^2) = 0.027\ \text{m} = \mathbf{27\ mm}$$ ■

5.12 Asentamiento de suelo arenoso: uso del factor de influencia de la deformación unitaria

El asentamiento de suelos granulares también se puede evaluar utilizando el *factor de influencia de la deformación unitaria* semiempírico propuesto por Schmertmann y colaboradores (1978). De acuerdo con este método (figura 5.21), el asentamiento es

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{0}^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \tag{5.49}$$

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 la fluencia plástica del suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo al nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$ = esfuerzo efectivo en la base de la cimentación
E_s = módulo de elasticidad del suelo

La variación recomendada del factor de influencia de la deformación unitaria I_z para cimentaciones cuadradas ($L/B = 1$) o circulares y para cimentaciones con $L/B \geq 10$ se muestra en la figura 5.21. Los diagramas I_z para $1 < L/B < 10$ se pueden interpolar.

Observe que el valor máximo de I_z [es decir, $I_{z(m)}$] ocurre en $z = z_1$ y luego se reduce a cero en $z = z_2$. El valor máximo de I_z se puede calcular como

$$I_{z(m)} = 0.5 + 0.1\sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q'_{z(1)}}} \tag{5.50}$$

donde

$q'_{z(1)}$ = esfuerzo efectivo a una profundidad de z_1 antes de la construcción de la cimentación

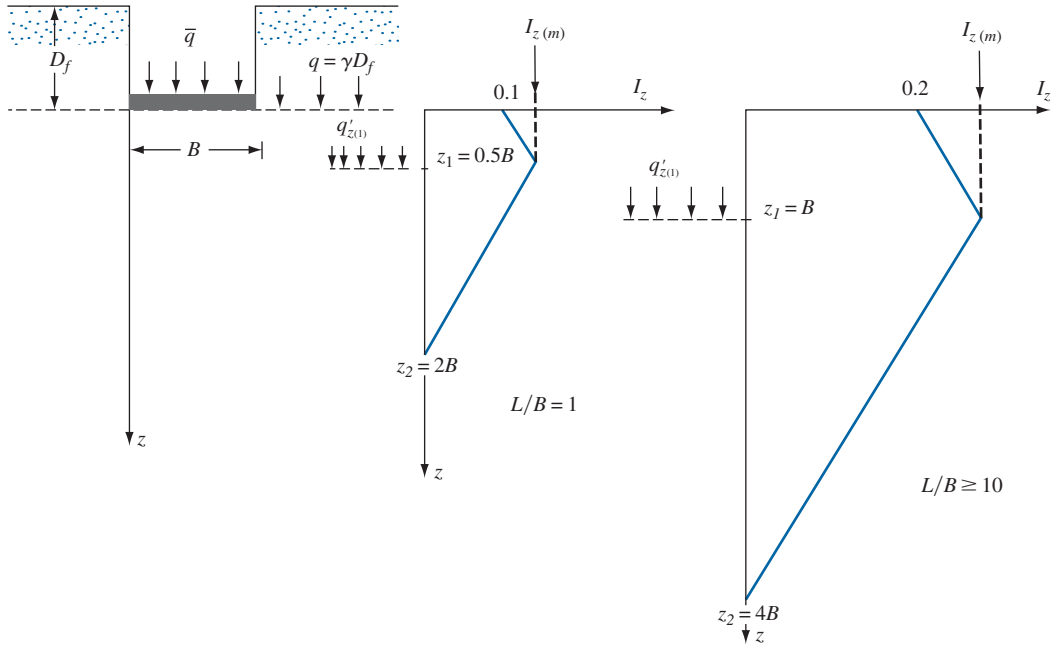


Figura 5.21 Variación del factor de influencia de la deformación unitaria con la profundidad y L/B.

Las relaciones siguientes las sugiere Salgado (2008) para la interpolación de I_z en $z = 0$, z_1/B y z_2/B para cimentaciones rectangulares.

- I_z en $z = 0$

$$I_z = 0.1 + 0.0111\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 0.2 \tag{5.51}$$

- Variación de z_1/B para $I_{z(m)}$

$$\frac{z_1}{B} = 0.5 + 0.0555\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 1 \tag{5.52}$$

- Variación de z_2/B

$$\frac{z_2}{B} = 2 + 0.222\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 4 \tag{5.53}$$

Schmertmann y colaboradores (1978) sugieren que

$$E_s = 2.5q_c \text{ (para cimentación cuadrada)} \tag{5.54}$$

y

$$E_s = 3.5q_c \text{ (para } L/B \geq 10) \tag{5.55}$$

donde q_c = resistencia de penetración de cono.

www.elsolucionario.org

Parece razonable escribir (Terzaghi y colaboradores, 1996):

$$E_{s(\text{rectangular})} = \left(1 + 0.4 \log \frac{L}{B}\right) E_{s(\text{cuadrada})} \tag{5.56}$$

El procedimiento para calcular el asentamiento elástico utilizando la ecuación (5.49) es el siguiente (figura 5.22):

Paso 1. Se traza a escala la cimentación y la variación de I_z con la profundidad (figura 5.22a).
Paso 2. Utilizando la correlación de la resistencia a la penetración estándar (N_{60}) o de la resistencia a la penetración de cono (q_c), se traza la variación real de E_s con la profundidad (figura 5.22b).
Paso 3. Se aproxima la variación real de E_s en un número de estratos de suelo que tienen una constante E_s, como $E_{s(1)}$, $E_{s(2)}$, . . . $E_{s(i)}$, . . . $E_{s(n)}$ (figura 5.22b).
Paso 4. Se divide el estrato de suelo de $z = 0$ a $z = z_2$ en un número de capas trazando líneas horizontales. El número de capas depende del rompimiento en la continuidad en los diagramas I_z y E_s.
Paso 5. Se elabora una tabla (como la tabla 5.11) para obtener $\Sigma \frac{I_z}{E_s} \Delta z$.
Paso 6. Se calculan C_1 y C_2.
Paso 7. Se calcula S_e con la ecuación (5.49).

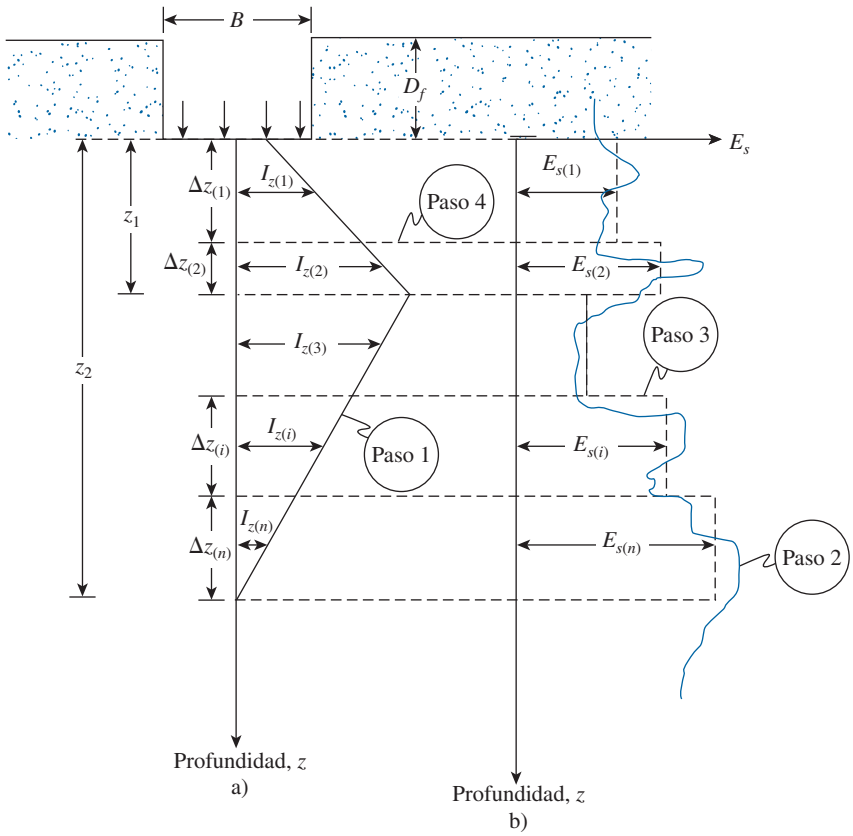


Figura 5.22 Procedimiento para calcular S_e utilizando el factor de influencia de la deformación unitaria.

Tabla 5.11 Cálculo de $\Sigma \frac{I_z}{E_s} \Delta z$

Capa núm.	Δz	E_s	I_z en medio de la capa	$\frac{I_z}{E_s}\Delta z$
1	$\Delta z_{(1)}$	$E_{s(1)}$	$I_{z(1)}$	$\frac{I_{z(1)}}{E_{s(1)}} \Delta z_1$
2	$\Delta z_{(2)}$	$E_{s(2)}$	$I_{z(2)}$	
⋮	⋮	⋮	⋮	
i	$\Delta z_{(i)}$	$E_{s(i)}$	$I_{z(i)}$	$\frac{I_{z(i)}}{E_{s(i)}} \Delta z_i$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
n	$\Delta z_{(n)}$	$E_{s(n)}$	$I_{z(n)}$	$\frac{I_{z(n)}}{E_{s(n)}} \Delta z_n$
				$\Sigma \frac{I_z}{E_s} \Delta z$

Ejemplo 5.7

Considere una cimentación rectangular de 2×4 m en planta a una profundidad de 1.2 m en un depósito de arena, como se muestra en la figura 5.23a. Datos: $\gamma = 17.5$ kN/m^3; $\bar{q} = 145$ kN/m^2 y la variación aproximada de q_c con z siguiente:

z (m)	q_c (kN/m^2)
0-0.5	2250
0.5-2.5	3430
2.5-5.0	2950

Estime el asentamiento elástico de la cimentación empleando el método del factor de influencia de la deformación unitaria.

Solución

De la ecuación (5.22),

$$\frac{z_1}{B} = 0.5 + 0.0555\left(\frac{L}{B} - 1\right) = 0.5 + 0.0555\left(\frac{4}{2} - 1\right) \approx 0.56$$

$$z_1 = (0.56)(2) = 1.12 \text{ m}$$

De la ecuación (5.53),

$$\frac{z_2}{B} = 2 + 0.222\left(\frac{L}{B} - 1\right) = 2 + 0.222(2 - 1) = 2.22$$

$$z_2 = (2.22)(2) = 4.44 \text{ m}$$

De la ecuación (5.51), en $z = 0$,

$$I_z = 0.1 + 0.0111\left(\frac{L}{B} - 1\right) = 0.1 + 0.0111\left(\frac{4}{2} - 1\right) \approx 0.11$$

De la ecuación (5.50),

$$I_{z(m)} = 0.5 + 0.1\sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q'_{z(1)}}} = 0.5 + 0.1\left[\frac{145 - (1.2 \times 17.5)}{(1.2 + 1.12)(17.5)}\right]^{0.5} = 0.675$$

El trazo de I_z contra z se muestra en la figura 5.23c. De nuevo, de la ecuación (5.56)

$$E_{s(\text{rectangular})} = \left(1 + 0.4\log\frac{L}{B}\right)E_{s(\text{cuadrada})} = \left[1 + 0.4\log\left(\frac{4}{2}\right)\right](2.5 \times q_c) = 2.8q_c$$

De aquí, la variación aproximada de E_s con z es la siguiente:

z (m)	q_c (kN/m^2)	E_s (kN/m^2)
0-0.5	2250	6300
0.5-2.5	3430	9604
2.5-5.0	2950	8260

El trazo de E_s contra z se muestra en la figura 5.23b.

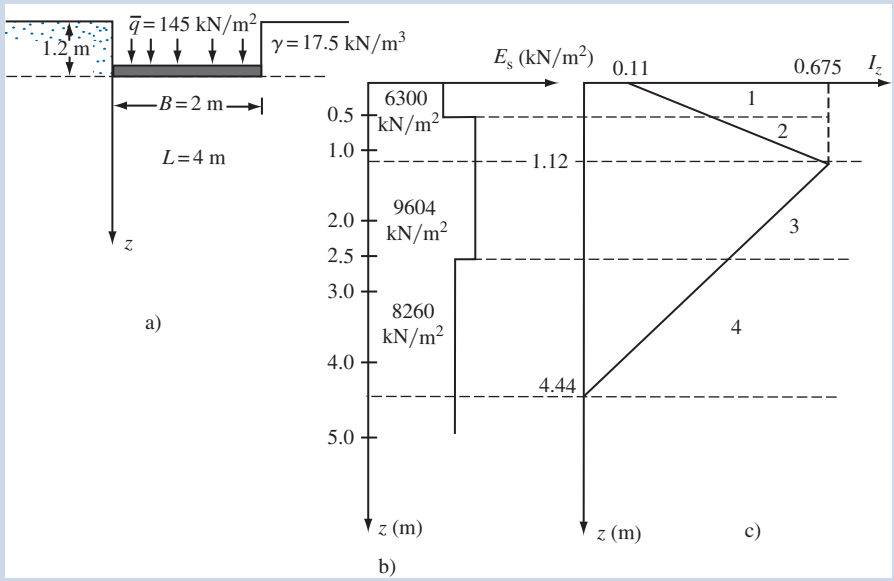


Figura 5.23

www.elsolucionario.org

El estrato de suelo se divide en cuatro capas como se muestra en las figuras 5.23b y 5.23c. Ahora se puede elaborar la tabla siguiente.

Capa núm.	Δz (m)	E_s (kN/m^2)	I_z en medio de la capa	$\frac{I_z}{E_s}\Delta z$ (m^3/kN)
1	0.50	6300	0.236	1.87×10^{-5}
2	0.62	9604	0.519	3.35×10^{-5}
3	1.38	9604	0.535	7.68×10^{-5}
4	1.94	8260	0.197	4.62×10^{-5}
				$\Sigma 17.52 \times 10^{-5}$

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

$$C_1 = 1 - 0.5\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) = 1 - 0.5\left(\frac{21}{145 - 21}\right) = 0.915$$

Suponga que el tiempo para la fluencia plástica del terreno es de 10 años. Por lo tanto,

$$C_2 = 1 + 0.2\log\left(\frac{10}{0.1}\right) = 1.4$$

De aquí,

$$S_e = (0.915)(1.4)(145 - 21)(17.52 \times 10^{-5}) = 2783 \times 10^{-5} \text{ m} = \mathbf{27.83 \text{ mm}}$$ ■

5.13 Asentamiento de una cimentación sobre arena basado en la resistencia a la penetración estándar

Método de Meyerhof

Meyerhof (1956) propuso una correlación para la *presión de carga neta* para cimentaciones con la resistencia a la penetración estándar, N_{60}. La presión neta ya se definió como

$$q_{\text{neta}} = \bar{q} - \gamma D_f$$

donde $\bar{q}$ = esfuerzo al nivel de la cimentación.

De acuerdo con la teoría de Meyerhof, para 25 mm (1 pulg) de asentamiento máximo estimado,

$$q_{\text{neta}}(\text{kN/m}^2) = \frac{N_{60}}{0.08} \quad (\text{para } B \leq 1.22 \text{ m}) \tag{5.57}$$

y

$$q_{\text{neta}}(\text{kN/m}^2) = \frac{N_{60}}{0.125}\left(\frac{B + 0.3}{B}\right)^2 \quad (\text{para } B > 1.22 \text{ m}) \tag{5.58}$$

Desde que Meyerhof propuso sus correlaciones originales, algunos investigadores han observado que sus resultados son un tanto conservadores. Más tarde, Meyerhof (1965) sugirió que la presión de carga permisible neta se debe incrementar en aproximadamente 50%. Bowles (1977) propuso que la forma modificada de las ecuaciones de carga se expresaran como

$$q_{\text{neta}}(\text{kN/m}^2) = \frac{N_{60}}{2.5} F_d\left(\frac{S_e}{25}\right) \quad (\text{para } B \leq 1.22 \text{ m}) \tag{5.59}$$

y

$$q_{\text{neta}}(\text{kN/m}^2) = \frac{N_{60}}{0.08}\left(\frac{B + 0.3}{B}\right)^2 F_d\left(\frac{S_e}{25}\right) \quad (\text{para } B > 1.22 \text{ m}) \tag{5.60}$$

donde

F_d = factor de profundidad = $1 + 0.33(D_f/B)$
B = ancho de la cimentación, en metros
S_e = asentamiento, en mm

De aquí,

$$S_e(\text{mm}) = \frac{1.25 q_{\text{neta}}(\text{kN/m}^2)}{N_{60} F_d} \quad (\text{para } B \leq 1.22 \text{ m}) \tag{5.61}$$

y

$$S_e(\text{mm}) = \frac{2 q_{\text{neta}}(\text{kN/m}^2)}{N_{60} F_d}\left(\frac{B}{B + 0.3}\right)^2 \quad (\text{para } B > 1.22 \text{ m}) \tag{5.62}$$

El N_{60} referido en la ecuación anterior es la resistencia a la penetración estándar entre el fondo de la cimentación y $2B$ debajo del fondo.

Método de Burland y Burbidge

Burland y Burbidge (1985) propusieron un método para calcular el asentamiento elástico de un suelo arenoso utilizando el *número de penetración estándar de campo*, N_{60}. (Consulte el capítulo 2). El método se puede resumir así:

1. **Variación del número de penetración estándar con la profundidad**
   Se obtienen los números de penetración de campo (N_{60}) con la profundidad en la ubicación de la cimentación. Pueden ser necesarios los ajustes siguientes de N_{60}, dependiendo de las condiciones de campo:

   Para grava o grava arenosa,

   $$N_{60(a)} \approx 1.25\, N_{60} \tag{5.63}$$

   Para arena fina o arena limosa debajo del nivel freático y $N_{60} > 15$,

   $$N_{60(a)} \approx 15 + 0.5(N_{60} - 15) \tag{5.64}$$

   donde N_{60} = valor N_{60} ajustado.

2. **Determinación de la profundidad de la influencia del esfuerzo (z')**
   Al determinar la profundidad de la influencia del esfuerzo, se pueden originar los tres casos siguientes:

Caso I. Si N_{60} [o $N_{60(a)}$] es aproximadamente constante con la profundidad, se calcula z' con

$$\frac{z'}{B_R} = 1.4\left(\frac{B}{B_R}\right)^{0.75} \tag{5.65}$$

donde

B_R = ancho de referencia = 0.3 m (si B está en metros)
B = ancho de la cimentación real

Caso II. Si N_{60} [o $N_{60(a)}$] aumenta con la profundidad, se utiliza la ecuación (5.65) para calcular z'.

Caso III. Si N_{60} [o $N_{60(a)}$] disminuye con la profundidad, $z' = 2B$ o hasta el fondo del estrato de suelo suave medida desde el fondo de la cimentación (lo que sea menor).

3. Calculo del asentamiento elástico S_e

El asentamiento elástico de la cimentación, S_e, se puede calcular con

$$\frac{S_e}{B_R} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\left[\frac{1.25\left(\frac{L}{B}\right)}{0.25 + \left(\frac{L}{B}\right)}\right]^2\left(\frac{B}{B_R}\right)^{0.7}\left(\frac{q'}{p_a}\right) \tag{5.66}$$

donde

α_1 = una constante
α_2 = índice de compresibilidad
α_3 = corrección para la profundidad de influencia
p_a = presión atmosférica = 100 kN/m^2
L = longitud de la cimentación

En la tabla 5.12 se resumen los valores de q', α_1, α_2 y α_3 que se utilizarán en la ecuación (5.70) para varios tipos de suelos. Observe que, en esta tabla, $\bar{N}_{60}$ o $\bar{N}_{60(a)}$ = valor promedio de N_{60} o $N_{60(a)}$ en la profundidad de influencia de esfuerzo.

Tabla 5.12 Resumen de α_1, α_2 y α_3,

Tipo de suelo	q'	α_1	α_2	α_3
Arena normalmente consolidada	q_{neta}	0.14	$\frac{1.71}{[\bar{N}_{60}\text{ o }\bar{N}_{60(a)}]^{1.4}}$	$\alpha_3 = \frac{H}{z'}\left(2 - \frac{H}{z'}\right)$ (si $H \le z'$)
Arena sobreconsolidada ($q_{neta} \le \sigma_c'$)	q_{neta}	0.047	$\frac{0.57}{[\bar{N}_{60}\text{ o }\bar{N}_{60(a)}]^{1.4}}$	o $\alpha_3 = 1$ (si $H > z'$)
donde σ_c' = presión de preconsolidación				donde H = profundidad del estrato compresible
Arena sobreconsolidada ($q_{neta} > \sigma_c'$)	$q_{neta} - 0.67\sigma_c'$	0.14	$\frac{0.57}{[\bar{N}_{60}\text{ o }\bar{N}_{60(a)}]^{1.4}}$	

www.elsolucionario.org

Ejemplo 5.8

Una cimentación superficial que mide 1.75 × 1.75 m se construirá sobre un estrato de arena. Se tiene $D_f = 1$ m; N_{60} generalmente está aumentando con la profundidad; $\bar{N}_{60}$ en la profundidad de la influencia del esfuerzo = 10, $q_{neta} = 120$ kN/m^2. La arena está normalmente consolidada. Estime el asentamiento elástico de la cimentación. Utilice el método de Burland y Burbidge.

Solución

De la ecuación (5.69),

$$\frac{z'}{B_R} = 1.4\left(\frac{B}{B_R}\right)^{0.75}$$

Profundidad de la influencia del esfuerzo,

$$z' = 1.4\left(\frac{B}{B_R}\right)^{0.75} B_R = (1.4)(0.3)\left(\frac{1.75}{0.3}\right)^{0.75} \approx 1.58 \text{ m}$$

De la ecuación (5.70),

$$\frac{S_e}{B_R} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\left[\frac{1.25\left(\frac{L}{B}\right)}{0.25 + \left(\frac{L}{B}\right)}\right]^2\left(\frac{B}{B_R}\right)^{0.7}\left(\frac{q'}{p_a}\right)$$

Para arena normalmente consolidada (tabla 5.12),

$$\alpha_1 = 0.14$$
$$\alpha_2 = \frac{1.71}{(\bar{N}_{60})^{1.4}} = \frac{1.71}{(10)^{1.4}} = 0.068$$
$$\alpha_3 = 1$$
$$q' = q_{neta} = 120 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$\frac{S_e}{0.3} = (0.14)(0.068)(1)\left[\frac{(1.25)\left(\frac{1.75}{1.75}\right)}{0.25 + \left(\frac{1.75}{1.75}\right)}\right]^2\left(\frac{1.75}{0.3}\right)^{0.7}\left(\frac{120}{100}\right)$$

$$S_e \approx 0.0118 \text{ m} = \mathbf{11.8 \text{ mm}}$$

Ejemplo 5.9

Resuelva el ejemplo 5.8 utilizando el método de Meyerhof.

Solución

De la ecuación (5.66),

$$S_e = \frac{2q_{\text{neta}}}{(N_{60})(F_d)}\left(\frac{B}{B + 0.3}\right)^2$$

$$F_d = 1 + 0.33(D_f/B) = 1 + 0.33(1/1.75) = 1.19$$

$$S_e = \frac{(2)(120)}{(10)(1.19)}\left(\frac{1.75}{1.75 + 0.3}\right)^2 = \mathbf{14.7\ mm}$$

■

5.14 Asentamiento en suelo granular basado en la prueba del presurímetro (PMT)

Briaud (2007) propuso un método basado en pruebas con el presurímetro (sección 2.22) del que se pueden deducir los diagramas de carga-asentamiento de cimentaciones. El siguiente es un procedimiento paso a paso para realizar el análisis.

Paso 1. Se efectúan las pruebas con el presurímetro a profundidades distintas en la ubicación deseada y se elaboran gráficas de p_p (presión en la celda de medición para la expansión de la cavidad); consulte la figura 2.32) contra $\Delta R/R_o$ (R_o = radio inicial de la cavidad del PMT y ΔR = incremento en el radio de la cavidad), como se muestra en la figura 5.24a.

Paso 2. Se prolonga la parte de la línea recta de la curva del PMT hasta una presión cero y se desplaza el eje vertical, como se muestra en la figura 5.24a. Se reajusta a cero el eje $\Delta R/R_o$.

Paso 3. Se traza un diagrama del factor de influencia de la deformación unitaria para la cimentación deseada (sección 5.12). Utilizando todas las curvas de prueba del presurímetro dentro de la profundidad de influencia, se desarrolla una curva PMT media. Con referencia a la figura 5.24b, esto se puede hacer como sigue:

Para cada valor de $\Delta R/R_o$, los valores p_p se asignan como $p_{p(1)}, p_{p(2)}, p_{p(3)}, \ldots$. El valor medio de p_p se puede obtener como

$$p_{p(m)} = \frac{A_1}{A}p_{p(1)} + \frac{A_2}{A}p_{p(2)} + \frac{A_3}{A}p_{p(3)} + \cdots \tag{5.67}$$

donde

A_1, A_2, A_3 = áreas tributarias para cada prueba debajo del diagrama del factor de influencia de la deformación unitaria

$$A = A_1 + A_2 + A_3 + \cdots \tag{5.68}$$

Paso 4. Con base en los resultados del paso 3, se desarrolla una gráfica $p_{p(m)}$ media contra $\Delta R/R_o$ (figura 5.24c).

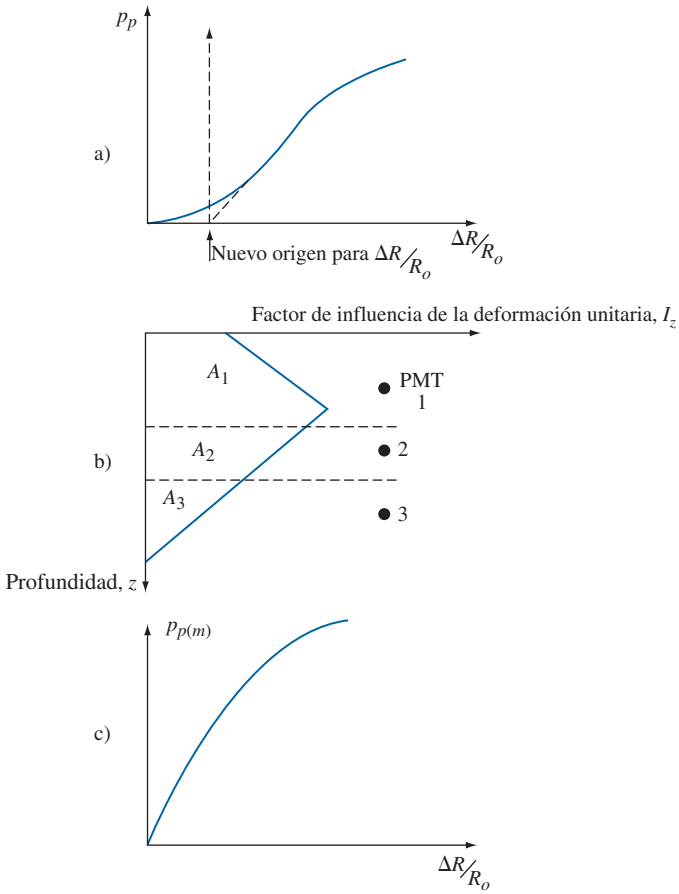


Figura 5.24 a) Gráfica de p_p contra $\Delta R/R_o$; b) promediando las curvas del presurímetro dentro de la zona de influencia de la cimentación; c) gráfica de $p_{p(m)}$ contra $\Delta R/R_o$.

Paso 5. Ahora la curva PMT media se puede utilizar para desarrollar la gráfica de carga-asentamiento para la cimentación mediante las ecuaciones siguientes,

$$\frac{S_e}{B} = 0.24\frac{\Delta R}{R_o} \tag{5.69}$$

y

$$q_o = f_{L/B} f_e f_\delta f_{\beta,d} \Gamma p_{p(m)} \tag{5.70}$$

donde

S_e = asentamiento elástico de la cimentación
B = ancho de la cimentación
L = longitud de la cimentación
q_o = carga neta por área unitaria sobre la cimentación
Γ = función gamma que correlaciona q_o y $p_{p(\mathrm{m})}$

www.elsolucionario.org

$$f_{L/B} = \text{factor de forma} = 0.8 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right) \tag{5.71}$$

$$f_e = \text{factor de excentricidad} = 1 - 0.33\left(\frac{e}{B}\right)(\text{centro}) \tag{5.72}$$

$$f_e = \text{factor de excentricidad} = 1 - \left(\frac{e}{B}\right)^{0.5}(\text{borde}) \tag{5.73}$$

$$f_\delta = \text{factor de inclinación de la carga} = 1 - \left[\frac{\delta(\text{grados})}{90}\right]^2(\text{centro}) \tag{5.74}$$

$$f_\delta = \text{factor de inclinación de la carga} = 1 - \left[\frac{\delta(\text{grados})}{360}\right]^{0.5}(\text{borde}) \tag{5.75}$$

$$f_{\beta,d} = \text{factor de la pendiente} = 0.8\left(1 + \frac{d}{B}\right)^{0.1}(\text{pendiente 3H:1V}) \tag{5.76}$$

$$f_{\beta,d} = \text{factor de la pendiente} = 0.7\left(1 + \frac{d}{B}\right)^{0.15}(\text{pendiente 2H:1V}) \tag{5.77}$$

δ = inclinación de la carga respecto a la vertical
β = inclinación de una pendiente con la horizontal si la cimentación se ubica arriba de un talud
d = distancia del borde de la cimentación desde el borde de la pendiente

Los parámetros δ, β, d y e se definen en la figura 5.25, y en la figura 5.26 se muestra la gráfica de diseño para Γ con S_e/B o $0.24\dfrac{\Delta R}{R_o}$.

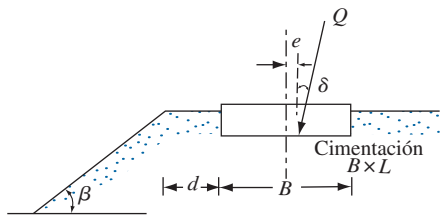


Figura 5.25 Definición de los parámetros: β, L, d, δ, B y e.

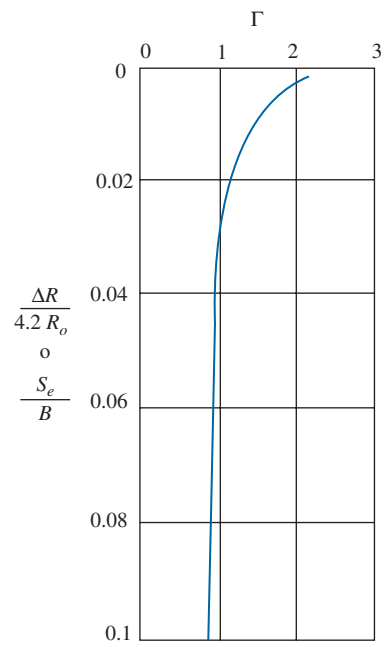


Figura 5.26 Variación de Γ con $S_e/B = 0.24\ \Delta R/R_o$.

Paso 6. Con base en los valores de B/L, e/B, δ y d/B, se calculan los valores de $f_{L/B}$, f_e, f_δ y $f_{\beta,d}$, según se requiera. Sea

$$f = (f_{L/B})(f_e)(f_\delta)(f_{\beta,d}) \tag{5.78}$$

Por lo tanto,

$$q_o = f\Gamma p_{p(m)} \tag{5.79}$$

Paso 7. Ahora se elabora una tabla, como se muestra en la tabla 5.13.

Paso 8. Se completa la tabla 5.13, como sigue:

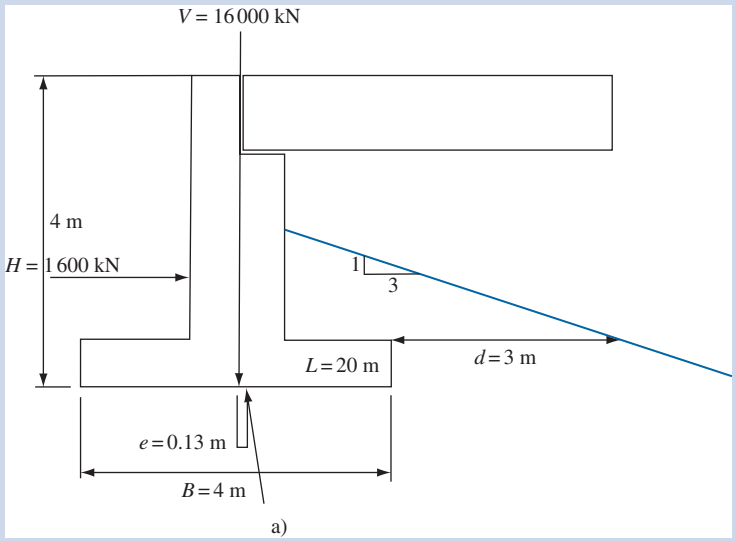
a. Columna 1—se suponen varios valores de $\Delta R/R_o$.
b. Columna 2—para los valores dados de $\Delta R/R_o$, se obtiene $p_{p(m)}$ de la figura 5.24c.
c. Columna 3—de la ecuación (5.73), se calculan los valores de S_e/B a partir de los valores de $\Delta R/R_o$ dados en la columna 1.
d. Columna 4—con los valores conocidos de B, se calculan los valores de S_e.
e. Columna 5—de la figura 5.26, se obtienen los valores deseados de Γ.
f. Columna 6—se utiliza la ecuación (5.83) para obtener q_o.
g. Ahora se traza una gráfica de S_e (columna 4) contra q_o (columna 6) de donde se puede determinar la magnitud de S_e para una q_o dada.

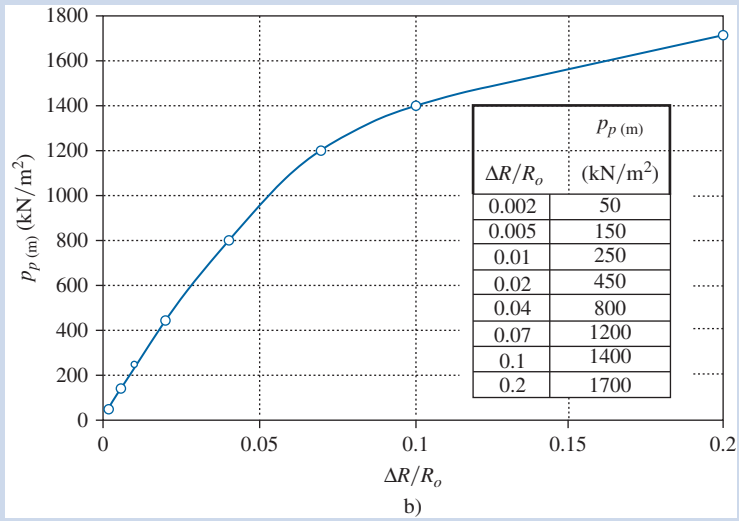
Tabla 5.13 Cálculos para obtener la gráfica carga-asentamiento.

$\Delta R/R_o$ (1)	$p_{p(m)}$ (2)	S_e/B (3)	S_e (4)	Γ (5)	q_o (6)

Ejemplo 5.10

Una zapata corrida como se muestra en la figura 5.27a con un ancho de 4 m y una longitud de 20 m, sirve como la cimentación del estribo de un puente. El suelo es arena medio densa. Sobre la zapata actúa una carga vertical de 16 000 kN. La presión activa sobre el muro del estribo desarrolla una carga horizontal de 1600 kN. La fuerza de reacción resultante debida a la carga vertical y horizontal se aplica a una excentricidad de 0.13 m. Las pruebas PMT en el emplazamiento produjeron una curva media del presurímetro que caracteriza el suelo y se muestra en la figura 5.27b. ¿Cuál es el asentamiento con la carga actual?





$\Delta R/R_o$	$p_{p\,(m)}$ (kN/m^2)
0.002	50
0.005	150
0.01	250
0.02	450
0.04	800
0.07	1200
0.1	1400
0.2	1700

Figura 5.27

Solución

Datos: $B = 4$ m, $L = 20$ m, $d = 3$ m y pendiente = 3H:1V.
Por lo tanto,

$$f_{L/B} = 0.8 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right) = 0.8 + 0.2\left(\frac{4}{20}\right) = 0.84$$

$$f_{e(\text{centro})} = 1 - 0.33\left(\frac{e}{B}\right) = 1 - 0.33\left(\frac{0.13}{4}\right) = 0.99$$

$$f_{\delta(\text{centro})} = 1 - \left(\frac{\delta}{90}\right)^2$$

www.elsolucionario.org

$$\delta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{V}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1600}{16\,000}\right) = 5.71°$$

$$f_\delta = 1 - \left(\frac{5.71}{90}\right)^2 = 0.996$$

$$f_{\beta,d} = 0.8\left(1 + \frac{d}{B}\right)^{0.1} = 0.8\left(1 + \frac{3}{4}\right)^{0.1} = 0.846$$

$$f = f_{L/B} f_e f_\delta f_{\beta,d} = (0.84)(0.99)(0.996)(0.845) = 0.7$$

Ahora se puede elaborar la tabla siguiente:

$\Delta R/R_o$ (1)	$p_{p(m)}$ (kN/m²) (2)	S_e/B (3)	S_e (mm) (4)	Γ (5)	q_o (kN/m²) (6)	Q_o (MN) (7)
0.002	50	0.0005	2.0	2.27	79.45	6.36
0.005	150	0.0012	4.8	2.17	227.85	18.23
0.01	250	0.0024	9.6	2.07	362.25	28.98
0.02	450	0.0048	19.2	1.83	576.45	46.12
0.04	800	0.0096	38.4	1.40	784.00	62.72
0.07	1200	0.0168	67.2	1.17	982.8	78.62
0.10	1400	0.024	96.0	1.07	1048.6	83.89
0.20	1700	0.048	192.0	0.90	1071.0	85.68

Nota: columnas 1 y 2: de la figura 5.27b
Columna 3: (columna 1)(0.24) = S_e/B
Columna 4: (columna 3)(B = 4000 mm) = S_e
Columna 5: de la figura 5.26
Columna 6: $f\Gamma p_{p(m)} = (0.7)(\Gamma)p_{p(m)} = q_o$
Columna 7: (Columna 6)($B \times L$) = Q_o

En la figura 5.28 se muestra la gráfica de Q_o contra S_e. A partir de esta gráfica se puede observar que, para una carga vertical de 16 000 kN (16 MN), el valor de $S_e \approx$ **4.2 mm.**

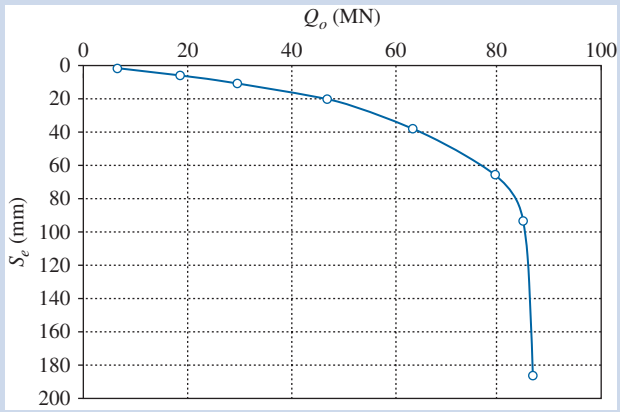


Figura 5.28

Asentamiento por consolidación

5.15 Relaciones del asentamiento por consolidación primaria

Como se mencionó, el asentamiento por consolidación ocurre al paso del tiempo en suelos arcillosos saturados sometidos a una carga incrementada ocasionada por la construcción de una cimentación. (Consulte la figura 5.29). Con base en las ecuaciones del asentamiento por consolidación unidimensional dadas en el capítulo 1, se escribe

$$S_{c(p)} = \int \varepsilon_z dz \tag{5.80}$$

donde

ε_z = deformación unitaria vertical
$= \dfrac{\Delta e}{1 + e_o}$
Δe = cambio de la relación de vacíos
$= f(\sigma'_o, \sigma'_c \text{ y } \Delta\sigma')$

Por lo tanto,

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{\text{prom}}}{\sigma'_o} \qquad \text{(para arcillas normalmente consolidadas)} \tag{5.81}$$

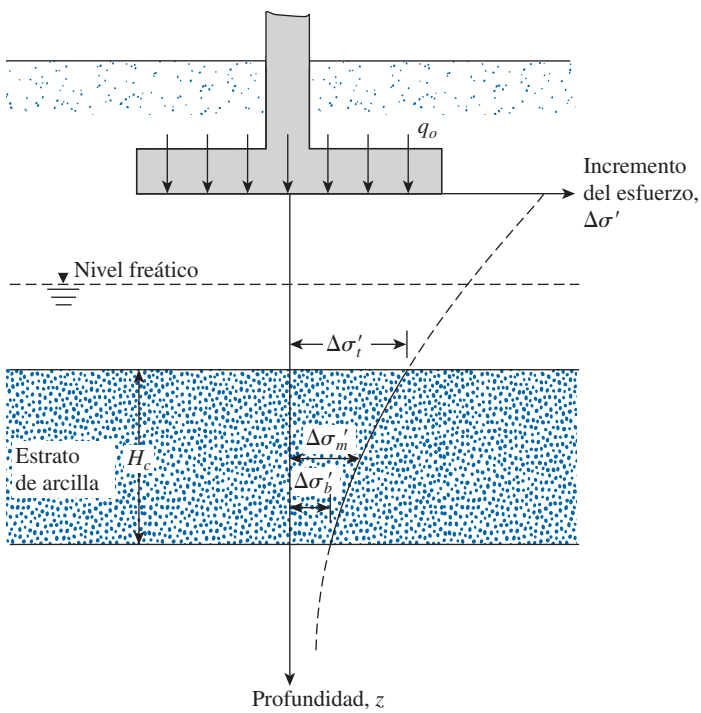


Figura 5.29 Cálculo del asentamiento por consolidación.

$$S_{c(p)} = \frac{C_r H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{\text{prom}}}{\sigma'_o} \qquad \begin{matrix}\text{(para arcillas sobreconsolidadas} \\ \text{con } \sigma'_o + \Delta\sigma'_{\text{prom}} < \sigma'_c)\end{matrix} \tag{5.82}$$

$$S_{c(p)} = \frac{C_r H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{\text{prom}}}{\sigma'_c} \qquad \begin{matrix}\text{(para arcillas sobreconsolidadas} \\ \text{con } \sigma'_o < \sigma'_c < \sigma'_o + \Delta\sigma'_{\text{prom}})\end{matrix} \tag{5.83}$$

donde

σ'_o = presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de la cimentación
$\Delta\sigma'_{\text{prom}}$ = incremento promedio en la presión efectiva sobre el estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación
σ'_c = presión de preconsolidación
e_o = relación de vacíos inicial del estrato de arcilla
C_c = índice de compresión
C_r = índice de recompresión
H_c = espesor del estrato de arcilla

Los procedimientos para determinar los índices de compresión y recompresión se analizaron en el capítulo 1.

Observe que el incremento en la presión efectiva, $\Delta\sigma'$, sobre el estrato de arcilla no es constante con la profundidad: la magnitud de $\Delta\sigma'$ disminuirá con el incremento en la profundidad medida desde el fondo de la cimentación. Sin embargo, el incremento promedio en la presión se puede aproximar mediante

$$\Delta\sigma'_{\text{prom}} = \tfrac{1}{6}(\Delta\sigma'_t + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_b) \tag{5.84}$$

donde $\Delta\sigma'_t$, $\Delta\sigma'_m$ y $\Delta\sigma'_b$ son, respectivamente, los incrementos en la presión efectiva *arriba*, *en medio* y *en el fondo* del estrato de arcilla que se ocasionan por la construcción de la cimentación.

El método para determinar el incremento de la presión ocasionado por los varios tipos de carga sobre la cimentación utilizando la solución de Boussinesq se analizó en las secciones 5.2 a 5.6. $\Delta\sigma'_{\text{prom}}$ también se puede obtener directamente con el método presentado en la sección 5.5.

5.16 Efecto tridimensional sobre el asentamiento por consolidación primaria

El cálculo del asentamiento por consolidación presentado en la sección anterior se basa en las ecuaciones (1.61), (1.63) y (1.65). Estas ecuaciones, como se mostró en el capítulo 1, se basan a su vez en pruebas de consolidación unidimensionales de laboratorio. La suposición subyacente es que el incremento en la presión de poro del agua, Δu, inmediatamente después de la aplicación de la carga es igual al incremento en el esfuerzo, $\Delta\sigma$, a cualquier profundidad. En este caso,

$$S_{c(p)-\text{oed}} = \int \frac{\Delta e}{1 + e_o} dz = \int m_v \Delta\sigma'_{(1)} dz$$

donde

$S_{c(p)-\text{oed}}$ = asentamiento por consolidación calculado con las ecuaciones (1.61), (1.63) y (1.65)
$\Delta\sigma'_{(1)}$ = incremento del esfuerzo vertical efectivo
m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrica (consulte el capítulo 1)

www.elsolucionario.org

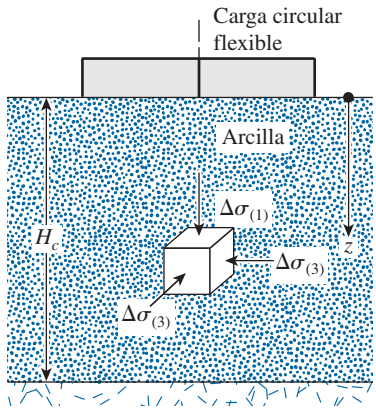


Figura 5.30 Cimentación circular sobre un estrato de arcilla.

Sin embargo, en el campo, cuando una carga se aplica sobre un área limitada sobre la superficie del terreno, esa suposición no será correcta. Considere el caso de una cimentación circular sobre un estrato de arcilla, como se muestra en la figura 5.30. Los incrementos del esfuerzo vertical y del horizontal en un punto en el estrato inmediatamente debajo del centro de la cimentación son $\Delta\sigma_{(1)}$ y $\Delta\sigma_{(3)}$, respectivamente. Para una arcilla saturada, el incremento de la presión de poro del agua a esa profundidad (consulte el capítulo 1) es

$$\Delta u = \Delta\sigma_{(3)} + A[\Delta\sigma_{(1)} - \Delta\sigma_{(3)}] \tag{5.85}$$

donde A = parámetro de presión de poro del agua. Para este caso,

$$S_{c(p)} = \int m_v \Delta u \, dz = \int (m_v)\{\Delta\sigma_{(3)} + A[\Delta\sigma_{(1)} - \Delta\sigma_{(3)}]\} \, dz \tag{5.86}$$

Por lo tanto, se puede escribir

$$K_{\text{cir}} = \frac{S_{c(p)}}{S_{c(p)-\text{oed}}} = \frac{\displaystyle\int_0^{H_c} m_v \Delta u \, dz}{\displaystyle\int_0^{H_c} m_v \Delta\sigma'_{(1)} dz} = A + (1 - A)\left[\frac{\displaystyle\int_0^{H_c} \Delta\sigma'_{(3)} dz}{\displaystyle\int_0^{H_c} \Delta\sigma'_{(1)} dz}\right] \tag{5.87}$$

donde K_{cir} = relación de asentamientos para cimentaciones circulares.

La relación de asentamientos para una cimentación continua, K_{est}, se puede determinar de manera similar a la correspondiente a una cimentación circular. La variación de K_{cir} y K_{est} con A y H_c/B se da en la figura 5.31. (*Nota:* B_{cir} = diámetro de una cimentación circular y B_{est} = ancho de una cimentación continua).

A la técnica anterior se le refiere por lo general como *modificación de Skempton-Bjerrum* (1975) para un cálculo del asentamiento por consolidación.

Leonards (1976) examinó el factor de corrección K_{cir} para un efecto de consolidación tridimensional en el campo para una cimentación circular ubicada sobre una *arcilla sobreconsolidada*. Con referencia a la figura 5.30, se tiene

$$S_{c(p)} = K_{\text{cir(OC)}} S_{c(p)-\text{oed}} \tag{5.88}$$

donde

$$K_{\text{cir(OC)}} = f\left(\text{OCR}, \frac{B}{H_c}\right) \tag{5.89}$$

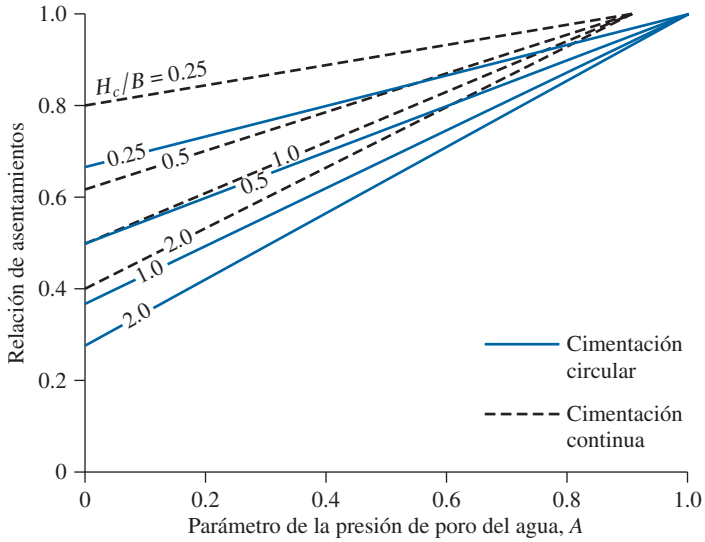


Figura 5.31 Relaciones de asentamientos para cimentaciones circulares (K_{cir}) y continuas (K_{est}).

en la cual

$$\text{OCR} = \text{relación de sobreconsolidación} = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \tag{5.90}$$

donde

σ'_c = presión de preconsolidación
σ'_o = presión efectiva promedio presente

Los valores interpolados de $K_{cr(OC)}$ del trabajo de Leonard de 1976 se dan en la tabla 5.14.

Tabla 5.14 Variación de $K_{cr(OC)}$ con OCR y B/H_c.

	$K_{cr(OC)}$		
OCR	$B/H_c = 4.0$	$B/H_c = 1.0$	$B/H_c = 0.2$
1	1	1	1
2	0.986	0.957	0.929
3	0.972	0.914	0.842
4	0.964	0.871	0.771
5	0.950	0.829	0.707
6	0.943	0.800	0.643
7	0.929	0.757	0.586
8	0.914	0.729	0.529
9	0.900	0.700	0.493
10	0.886	0.671	0.457
11	0.871	0.643	0.429
12	0.864	0.629	0.414
13	0.857	0.614	0.400
14	0.850	0.607	0.386
15	0.843	0.600	0.371
16	0.843	0.600	0.357

Ejemplo 5.11

En la figura 5.32 se muestra una cimentación de 1 × 2 m en planta. Estime el asentamiento por consolidación de la cimentación, tomando en cuenta el efecto tridimensional. Dato: $A = 0.6$.

Solución

La arcilla está normalmente consolidada. Por lo tanto,

$$S_{c(p)-\text{oed}} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{\text{prom}}}{\sigma'_o}$$

por consiguiente

$$\sigma'_o = (2.5)(16.5) + (0.5)(17.5 - 9.81) + (1.25)(16 - 9.81)$$
$$= 41.25 + 3.85 + 7.74 = 52.84 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (5.84),

$$\Delta\sigma'_{\text{prom}} = \tfrac{1}{6}(\Delta\sigma'_t + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_b)$$

Ahora se puede elaborar la tabla siguiente (*nota:* $L = 2$ m; $B = 1$ m):

$m_1 = L/B$	z(m)	$z/(B/2) = n_1$	I_c[a]	$\Delta\sigma' = q_o I_c$[b]
2	2	4	0.190	$28.5 = \Delta\sigma'_t$
2	2 + 2.5/2 = 3.25	6.5	≈ 0.085	$12.75 = \Delta\sigma'_m$
2	2 + 2.5 = 4.5	9	0.045	$6.75 = \Delta\sigma'_b$

[a] Tabla 5.3
[b] Ecuación (5.10)

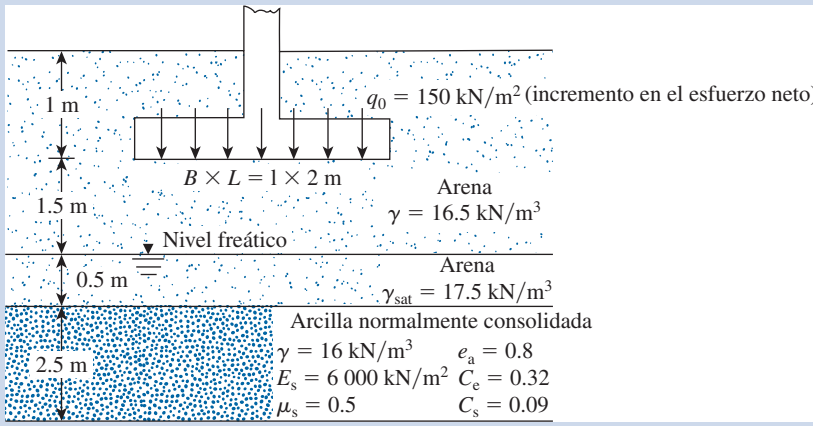


Figura 5.32 Cálculo del asentamiento por consolidación primaria para una cimentación.

www.elsolucionario.org

Ahora,

$$\Delta\sigma'_{\text{prom}} = \tfrac{1}{6}(28.5 + 4 \times 12.75 + 6.75) = 14.38 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$S_{c(p)-\text{oed}} = \frac{(0.32)(2.5)}{1 + 0.8}\log\left(\frac{52.84 + 14.38}{52.84}\right) = 0.0465 \text{ m}$$

$$= \mathbf{46.5 \text{ mm}}$$

Ahora, suponiendo que el método 2:1 del incremento del esfuerzo (consulte la figura 5.5) es válido, el área de distribución del esfuerzo en la parte superior del estrato de arcilla tendrá las dimensiones:

$$B' = \text{ancho} = B + z = 1 + (1.5 + 0.5) = 3 \text{ m}$$

y

$$L' = \text{ancho} = L + z = 2 + (1.5 + 0.5) = 4 \text{ m}$$

El diámetro de un área circular equivalente, B_{eq}, se puede dar como

$$\frac{\pi}{4}B_{\text{eq}}^2 = B'L'$$

de manera que

$$B_{\text{eq}} = \sqrt{\frac{4B'L'}{\pi}} = \sqrt{\frac{(4)(3)(4)}{\pi}} = 3.91 \text{ m}$$

Además,

$$\frac{H_c}{B_{\text{eq}}} = \frac{2.5}{3.91} = 0.64$$

De la figura 5.31, para $A = 0.6$ y $H_c/B_{\text{eq}} = 0.64$, la magnitud de $K_{\text{cr}} \approx 0.78$. De aquí,

$$S_{e(p)} = K_{\text{cr}}S_{e(p)-\text{oed}} = (0.78)(46.5) \approx \mathbf{36.3 \text{ mm}}$$

■

5.17 Asentamiento debido a la consolidación secundaria

Al final de la consolidación primaria (es decir, después de completar la disipación del exceso de presión de poro del agua) se observa un cierto asentamiento que se debe al ajuste plástico de la textura del suelo. Esta etapa de consolidación se denomina *consolidación secundaria*. Una gráfica de la deformación contra el logaritmo del tiempo durante la consolidación secundaria es prácticamente

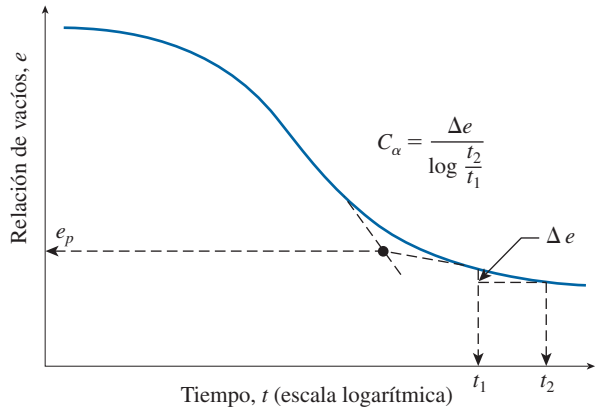


Figura 5.33 Variación de e con log t ante un incremento de carga dado, y definición del índice de compresión secundaria

lineal como se muestra en la figura 5.33. De la figura, el índice de compresión secundaria se puede definir igual a

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log (t_2/t_1)} \tag{5.91}$$

donde

C_α = índice de compresión secundaria
Δe = cambio en la relación de vacíos
t_1, t_2 = tiempo

La magnitud de la consolidación secundaria se puede calcular con

$$S_{c(s)} = C'_\alpha H_c \log(t_2/t_1) \tag{5.92}$$

donde

C'_α = Coeficiente de consolidación secundaria (5.93)
e_p = relación de vacíos al final de la consolidación primaria
H_c = espesor del estrato de arcilla al inicio de la consolidación secundaria

Mesri (1973) correlacionó C'_α con el contenido de humedad natural (w) de varios sólidos, de donde parece que

$$C'_\alpha \approx 0.0001w \tag{5.94}$$

donde w = contenido de humedad natural, en porcentaje. Para la mayoría de los suelos sobreconsolidados, C'_α varía entre 0.0005 a 0.001.

Mesri y Godlewski (1977) compilaron la magnitud de C_a/C_c (C_c = índice de compresión) para una variedad de suelos. Con base en su compilación, se puede resumir que

- Para arcillas y limos inorgánicos:

$$C_\alpha/C_c \approx 0.04 \pm 0.01$$

- Para arcillas y limos orgánicos:

$$C_\alpha/C_c \approx 0.05 \pm 0.01$$

- Para turbas:

$$C_\alpha/C_c \approx 0.075 \pm 0.01$$

El asentamiento por consolidación secundaria es más importante en el caso de todos los suelos orgánicos y suelos inorgánicos altamente compresibles. En arcillas inorgánicas sobreconsolidadas, el índice de compresibilidad secundaria es muy pequeño y de menos importancia práctica.

Existen varios factores que podrían afectar la magnitud de la consolidación secundaria, algunos de los cuales aún no se comprenden con claridad (Mesri, 1973). La relación de compresión secundaria a la primaria para un espesor dado de un estrato de suelo depende de la relación del incremento del esfuerzo, $\Delta\sigma'$, con el esfuerzo de sobrecarga efectiva inicial, σ'_o. Para relaciones $\Delta\sigma'/\sigma'_o$ pequeñas, la relación de compresión secundaria a primaria es mayor.

5.18 Prueba de carga en campo

La capacidad de soporte de carga última de una cimentación, así como la capacidad de carga permisible basadas en consideraciones del asentamiento tolerable, se pueden determinar con efectividad a partir de una prueba de carga en campo, que se le refiere por lo general como *prueba de carga de placa*. Las placas que se utilizan para las pruebas en el campo suelen estar hechas de acero y tienen un espesor de 25 mm y un diámetro de 150 a 762 mm. En ocasiones también se utilizan placas cuadradas de 305 × 305 mm.

Para realizar una prueba de carga de placa, se excava un agujero con un diámetro mínimo de $4B_{pp}$ (B es el diámetro de la placa de prueba) hasta una profundidad de D_f, que es la profundidad de la cimentación propuesta. La placa se coloca en el centro del agujero y se aplica, en pasos, una carga que es de aproximadamente un cuarto a un quinto de la carga última estimada por medio de un gato hidráulico. En la figura 5.34a se muestra un diagrama esquemático de la configuración de la prueba. Durante cada paso de la aplicación de la carga, se observa el asentamiento de la placa en medidores de carátula. Se permite que al menos transcurra una hora entre cada aplicación. La prueba se debe realizar hasta la falla, o al menos hasta que la placa se haya asentado 25 mm (1 pulg). En la figura 5.34b se muestra la naturaleza de la curva carga-asentamiento obtenida de esas pruebas, de donde se puede determinar la carga última por área unitaria. En la figura 5.35 se muestra una prueba de placa conducida en el campo.

Para pruebas en arcilla,

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \tag{5.95}$$

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 (5.95) implica que la capacidad de carga última en arcilla es virtualmente independiente del tamaño de la placa.

www.elsolucionario.org

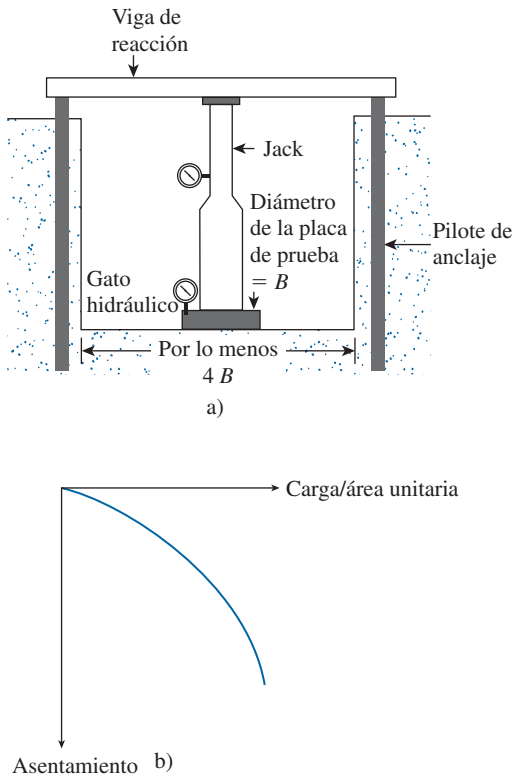


Figura 5.34 Prueba de la placa de carga: a) configuración de la prueba; b) naturaleza de la curva carga-asentamiento.

Para pruebas en suelos arenosos,

$$q_{u(F)} = q_{u(P)}\frac{B_F}{B_P} \tag{5.96}$$

donde

B_F = ancho de la cimentación
B_P = ancho de la placa de prueba

La capacidad de carga permisible de una cimentación, basada en consideraciones del asentamiento y para una intensidad de carga dada, q_o, es

$$S_F = S_P\frac{B_F}{B_P} \quad \text{(para suelo arcilloso)} \tag{5.97}$$

y

$$S_F = S_P\left(\frac{2B_F}{B_F + B_P}\right)^2 \quad \text{(para suelo arenoso)} \tag{5.98}$$

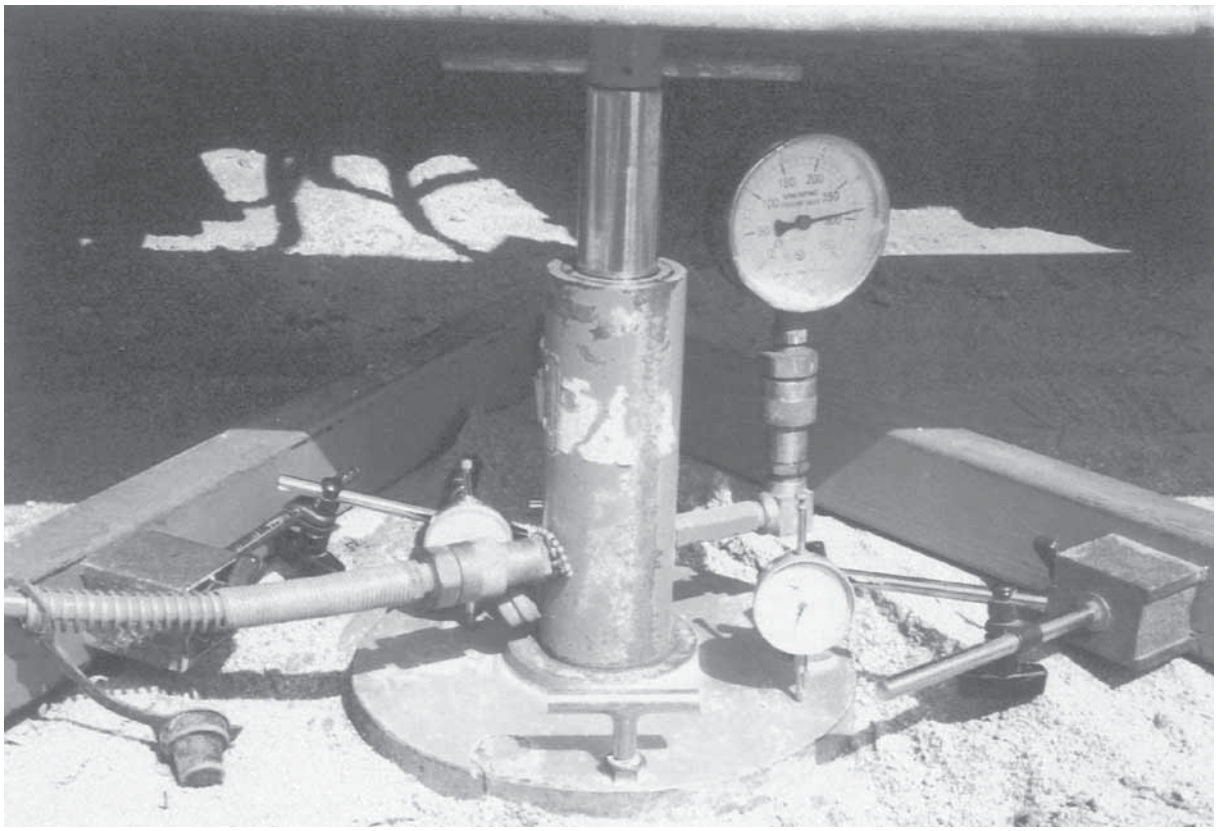


Figura 5.35 Prueba de la placa de carga en el campo. (*Cortesía de Braja M. Das, Henderson, NV.*)

5.19 Capacidad de carga presupuesta

Varios reglamentos de construcción (por ejemplo, Uniform Building Code, Chicago Building Code y New York Building Code) especifican la capacidad de carga permisible de cimentaciones sobre varios tipos de suelos. Para construcciones menores, proporcionan con frecuencia directrices muy aceptables. Sin embargo, estos valores de capacidad de carga se basan principalmente en la clasificación *visual* de los suelos cerca de la superficie y por lo general no toman en consideración factores como la historia de los esfuerzos del suelo, la ubicación del nivel freático, la profundidad de la cimentación y el asentamiento tolerable. Así pues, para proyectos de construcción grandes, los valores presupuestos en los reglamentos de construcción se deben emplear sólo como directrices.

5.20 Asentamientos tolerables en edificios

En la mayoría de los casos de construcción, el subsuelo no es homogéneo y la carga soportada por varias cimentaciones superficiales de una estructura dada puede variar en gran medida. Como resultado, es razonable esperar grados diversos de asentamientos en partes diferentes de un edificio dado.

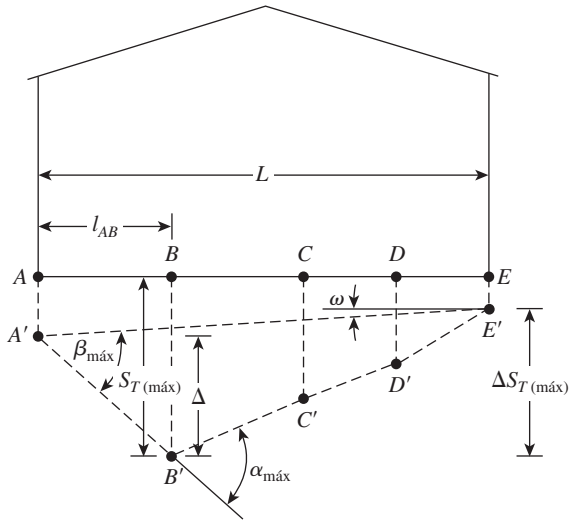


Figura 5.36 Definición de los parámetros para un asentamiento diferencial.

El *asentamiento diferencial* de las partes de un edificio puede conducir al daño de la superestructura. De aquí que sea importante definir ciertos parámetros que cuantifiquen el asentamiento diferencial y desarrollar valores limitantes para ellos a fin de que las estructuras resultantes sean seguras. Burland y Worth (1970) resumieron los parámetros importantes relacionados con el asentamiento diferencial.

En la figura 5.36 se muestra una estructura en la que varias cimentaciones, en A, B, C, D y E, se han asentado. El asentamiento en A es AA', en B es BB', etcétera. Con base en esta figura, las definiciones de los varios parámetros son las siguientes:

S_T = asentamiento total de un punto dado
ΔS_T = diferencia en el asentamiento total entre cualesquier dos puntos
α = gradiente entre dos puntos sucesivos

$$\beta = \text{distorsión angular} = \frac{\Delta S_{T(ij)}}{l_{ij}}$$

(*Nota:* l_{ij} = distancia entre los puntos i y j)
ω = inclinación
Δ = deflexión relativa (es decir, movimiento desde una línea recta que une dos puntos de referencia)

$$\frac{\Delta}{L} = \text{relación de deflexión}$$

Desde la década de 1950, varios investigadores y reglamentos de construcción han recomendado valores permisibles para los parámetros anteriores. A continuación se presenta un resumen de varias de estas recomendaciones.

En 1956, Skempton y McDonald propusieron los valores límites siguientes para el asentamiento máximo y la distorsión angular máxima, que se deben aplicar para fines de construcción:

Asentamiento máximo, $S_{T(máx)}$

En arena	32 mm
En arcilla	45 mm

www.elsolucionario.org

Asentamiento diferencial máximo, $\Delta S_{T(\text{máx})}$	
Cimentaciones aisladas en arena	51 mm
Cimentaciones aisladas en arcilla	76 mm
Losa en arena	51-76 mm
Losa en arcilla	76-127 mm
Distorsión angular máxima, $\beta_{\text{máx}}$	1/300

Con base en su experiencia, Polshin y Tokar (1957) sugirieron las relaciones de deflexión permisible siguientes para edificios como una función de L/H, la relación de la longitud a la altura de un edificio:

$$\Delta/L = 0.0003 \text{ para } L/H \leq 2$$
$$\Delta/L = 0.001 \text{ para } L/H = 8$$

En el Soviet Code of Practice de 1955 se indican los valores permisibles siguientes:

Tipo de edificio	L/H	Δ/L
Edificios de pisos múltiples y viviendas civiles	≤3	0.0003 (para arena) 0.0004 (para arcilla)
	≥5	0.0005 (para arena) 0.0007 (para arcilla)
Fábricas de un piso		0.001 (para arena y arcilla)

Bjerrum (1963) recomendó la distorsión angular límite siguiente, $\beta_{\text{máx}}$, para varias estructuras:

Categoría de daño potencial	$\beta_{\text{máx}}$
Límite seguro para muro de ladrillos flexible ($L/H > 4$)	1/150
Peligro de daño estructural a la mayoría de los edificios	1/150
Agrietamiento de muros de paneles y de ladrillos	1/150
Inclinación visible de edificios altos rígidos	1/250
Primer agrietamiento de muros de paneles	1/300
Límite seguro para no tener agrietamiento en edificios	1/500
Peligro a marcos con diagonales	1/600

Si se conocen los valores permisibles máximos de $\beta_{\text{máx}}$, la magnitud de $S_{T(\text{máx})}$ permisible se puede calcular utilizando la correlaciones anteriores.

El European Committee for Standardization también proporcionó valores límite para la calidad de servicio y los movimientos de la cimentación máximos aceptados. (Consulte la tabla 5.15).

Tabla 5.15 Recomendaciones del European Committee for Standardization de parámetros de asentamiento diferencial.

Descripción	Parámetro	Magnitud	Comentarios
Valores límite para calidad de servicio (European Committee for Standardization, 1994a)	S_T	25 mm	Cimentación superficial aislada
		50 mm	Losa de cimentación
	ΔS_T	5 mm	Marcos con revestimiento rígido
		10 mm	Marcos con revestimiento flexible
		20 mm	Marcos abiertos
	β	1/500	—
Máximo aceptable Movimiento de la cimentación (European Committee for Standardization, 1994b)	S_T	50	Cimentación superficial aislada
	ΔS_T	20	Cimentación superficial aislada
	β	≈1/500	—

Problemas

5.1 Un área circular flexible se somete a una carga uniformemente distribuida de 150 kN/m^2. El diámetro del área cargada es de 2 m. Determine el incremento del esfuerzo en una masa de suelo en un punto ubicado a 3 m debajo del centro del área cargada.
   a. utilizando la ecuación (5.3)
   b. utilizando la ecuación (5.28). Utilice $\mu_s = 0$

5.2 Consulte la figura 5.4, que muestra un área rectangular flexible. Datos: $B_1 = 1.22$ m, $B_2 = 1.83$ m, $L_1 = 2.44$ m y $L_2 = 3.05$ m. Si el área se somete a una carga uniforme de 3 000 lb/pie^2, determine el incremento del esfuerzo a una profundidad de 3.05 m ubicada inmediatamente debajo del punto O.

5.3 Repita el problema 5.2 con los datos siguientes: $B_1 = 1.22$ m, $B_2 = 3.05$ m, $L_1 = 2.44$ m, $L_2 = 3.66$ m y la carga uniforme sobre el área flexible = 120 kN/m^2. Determine el incremento del esfuerzo debajo del punto O a una profundidad de 6.1 m. Utilice la ecuación (5.29) y $\mu_s = 0$.

5.4 Utilizando la ecuación (5.10), determine el incremento del esfuerzo ($\Delta\sigma$) en $z = 3.05$ m debajo del centro del área descrita en el problema 5.2.

5.5 Consulte la figura P5.5. Utilizando el procedimiento resumido en la sección 5.5, determine el incremento del esfuerzo promedio en el estrato de arcilla debajo del centro de la cimentación debido a una carga neta sobre la cimentación de 900 kN.

5.6 Resuelva el problema 5.5 utilizando el método 2:1 [ecuaciones (5.14) y (5.88)].

5.7 En la figura P5.7 se muestra una carga de terraplén sobre un estrato de suelo de arcilla limosa. Determine el incremento del esfuerzo en los puntos A, B y C, que se ubican a una profundidad de 5 m debajo de la superficie del terreno.

5.8 Un área de carga flexible planeada (consulte la figura P5.8) medirá 2 × 3.2 m y soporta una carga uniformemente distribuida de 210 kN/m^2. Estime el asentamiento elástico debajo del centro del área cargada. Suponga que $D_f = 1.6$ m y $H = \infty$. Utilice la ecuación (5.33).

5.9 Vuelva resolver el problema 5.8 suponiendo que $D_f = 1.2$ m y $H = 4$ m.

5.10 Considere una cimentación flexible que mide 1.52 × 3.05 m en planta sobre una arcilla saturada suave ($\mu_s = 0.5$). La profundidad de la cimentación está a 1.22 m debajo de la superficie del terreno.

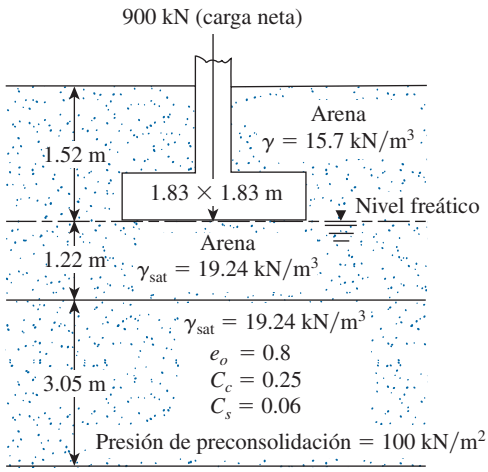


Figura P5.5

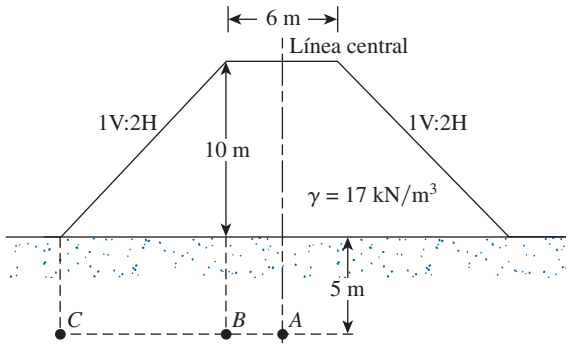


Figura P5.7

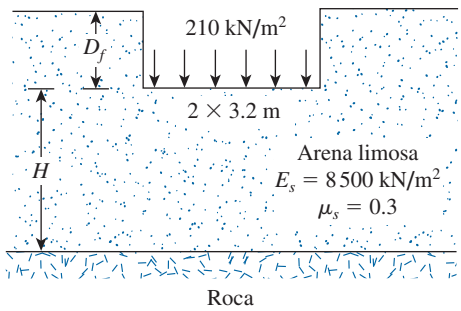


Figura P5.8

Un estrato de roca rígida se ubica a 12.2 m debajo del fondo de la cimentación. Datos: $q_o = 144$ kN/m^2 y, para la arcilla, $E_s = 12\,938$ kN/m^2. Determine el asentamiento elástico promedio de la cimentación. Utilice la ecuación (5.30).

5.11 En la figura 5.16 se muestra una cimentación de 3.05 × 1.91 m que se apoya sobre una depósito de arena. La carga neta por área unitaria al nivel de la cimentación, q_o, es 144 kN/m^2. Para la arena, $\mu_s = 0.3$, $E_s = 22\,080$ kN/m^2, $D_f = 0.76$ m y $H = 9.76$ m. Suponiendo que la cimentación es rígida, determine el asentamiento elástico que tendrá la cimentación. Utilice las ecuaciones (5.33) y (5.41).

www.elsolucionario.org

5.12 Repita el problema 5.11 para una cimentación con un tamaño de 1.8 × 1.8 m y con $q_o = 190\ \text{kN/m}^2$, $D_f = 1.0$ m, $H = 15$ m; y con las condiciones del suelo de $\mu_s = 0.4$, $E_s = 15\,400\ \text{kN/m}^2$ y $\gamma = 17\ \text{kN/m}^3$.

5.13 Para una cimentación superficial soportada por una arcilla limosa, como se muestra en la figura 5.17, se dan los datos siguientes:

Longitud, $L = 2$ m
Ancho, $B = 1$ m
Profundidad de la cimentación $D_f = 1$ m
Espesor de la cimentación, $t = 0.23$ m
Carga por área unitaria $q_o = 190\ \text{kN/m}^2$
$E_f = 15 \times 10^6\ \text{kN/m}^2$

El suelo de arcilla limosa tiene las propiedades siguientes:

$H = 2$ m
$\mu_s = 0.4$
$E_o = 9000\ \text{kN/m}^2$
$k = 500\ \text{kN/m}^2/\text{m}$

Utilizando la ecuación (5.46), estime el asentamiento elástico de la cimentación.

5.14 Un proyecto requiere una cimentación cuadrada que mide 3 × 3 m, soportada por un estrato de arena. (Consulte la figura 5.17). Con $D_f = 1.5$ m, $t = 0.25$ m, $E_o = 16\,000\ \text{kN/m}^2$, $k = 400\ \text{kN/m}^2/\text{m}$, $\mu_s = 0.3$, $H = 20$ m, $E_f = 15 \times 10^6\ \text{kN/m}^2$ y $q_o = 150\ \text{kN/m}^2$. Calcule el asentamiento elástico. Utilice la ecuación (5.46).

5.15 Resuelva el problema 5.11 con la ecuación (5.49). Para el factor de corrección C_2, utilice un tiempo de 5 años para la fluencia plástica del terreno y, para el peso específico del suelo, utilice $\gamma = 18.08\ \text{kN/m}^3$.

5.16 Una cimentación continua sobre un depósito de un estrato de arena se muestra en la figura P5.16 junto con la variación del módulo de elasticidad del suelo (E_s). Suponiendo $\gamma = 18\ \text{kN/m}^3$ y C_2 para 10 años, calcule el asentamiento elástico de la cimentación empleando el método del factor de influencia de la deformación unitaria.

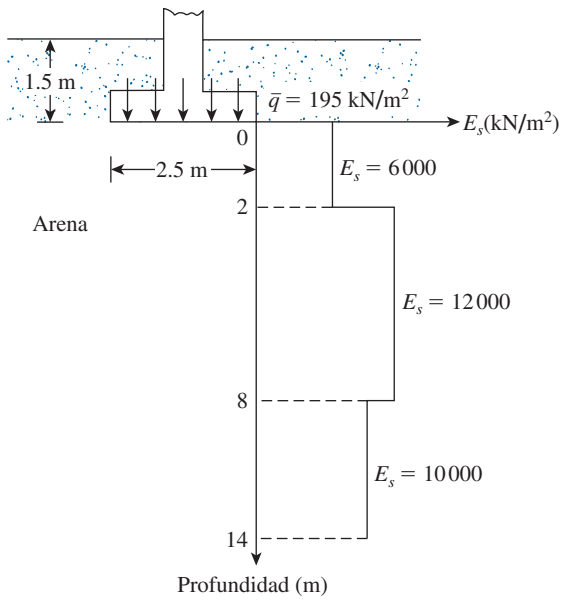


Figura P5.16

5.17 Los siguientes son los resultados de pruebas de penetración estándar en un depósito de suelo granular.

Profundidad (m)	Número de penetración estándar, N_{60}
1.5	11
3.0	10
4.5	12
6.0	9
7.5	14

¿Cuál será la capacidad de carga permisible neta de una cimentación que medirá 1.83 × 1.83 m? Datos: $D_f = 6.91$ m y un asentamiento permisible = 25 mm, y utilice las relaciones presentadas en la ecuación (5.60).

5.18 Una cimentación superficial que mide 1.2 × 1.2 m en planta se construirá sobre un estrato de arena normalmente consolidada. Datos: $D_f = 1$m, N_{60} aumenta con la profundidad, $\overline{N}_{60}$ (en la profundidad de influencia del esfuerzo) = 8 y $q_{\text{neta}} = 210$ kN/m^2. Estime el asentamiento elástico utilizando el método de Burland y Burbidge.

5.19 Consulte la figura 5.25. Para una cimentación sobre un estrato de arcilla, se tiene: $B = 1.52$ m, $L = 3.05$ m, $d = 1.52$ m, $\beta = 26.6°$, $e = 0.152$ m y $\delta = 10^9$. Las pruebas con presurímetro en el emplazamiento produjeron una curva de presurímetro media para la cual los puntos de $p_{p(m)}$ contra $\Delta R/R_o$ son los siguientes:

$\Delta R/R_o$ (1)	$p_{p(m)}$ (lb/pulg^2) (2)
0.002	49.68
0.004	166.98
0.008	224.94
0.012	292.56
0.024	475.41
0.05	870.09
0.08	1 225.97
0.1	1 452.45
0.2	2 550.24

¿Cuál será la magnitud de Q_o para un asentamiento (central) de 25 mm?

5.20 Estime el asentamiento por consolidación del estrato de arcilla que se muestra en la figura P5.5 utilizando los resultados del problema 5.5.

5.21 Estime el asentamiento por consolidación del estrato de arcilla que se muestra en la figura P5.5 utilizando los resultados del problema 5.6.

Referencias

Ahlvin, R.G. y 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.

Bjerrum, L. (1963). "Allowable Settlement of Structures", *Proceedings, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, Alemania, vol. III, pp. 135-137.

Boussinesq. J. (1883). *Application des Potentials á L´Étude de L´équilibre et du Mouvement des Solides Élastiques,* Gauthier-Villars, París.

Bowles, J.E. (1987). "Elastic Foundation Settlement on Sand Deposits", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 113, núm. 8, pp. 846-860.

Bowles, J.E. (1977). *Foundation Analysis and Design*, 2ª ed., McGraw-Hill, Nueva York.

Briaud, J.L. (2007). "Spread Footings in Sand: Load Settlement Curve Approach", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 133, núm. 8, pp. 905-920.

Burland, J.B. y Burbidge, M.C. (1985). "Settlement of Foundations on Sand and Gravel", *Proceedings, Institute of Civil Engineers*, parte I, vol. 7, pp. 1325-1381.

Christian, J.T. y Carrier, W.D. (1978). "Jambu, Bjerrum y Kjaernsli´s Chart Reinterpreted", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, pp. 124-128.

DAS, B. (2008). *Advanced Soil Mechanics*, 3ª ed., Taylor and Francis, Londres.

Duncan, J.M. y Buchignani, A.N. (1976). *An Engineering Manual for Settlement Studies*, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

European Committee for Standardization (1994a). *Basis of Design and Actions on Structures,* Eurocode 1, Bruselas, Bélgica.

European Committee for Standardization (1994b). *Geotechnical Design, General Rules—Part 1,* Eurocode 7, Bruselas, Bélgica.

Fox, E.N. (1948). "The Mean Elastic Settlement of a Uniformly Loaded Area at a Depth below the Ground Surface", *Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, vol. 1, pp. 129-132.

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, núm. 4, pp. 710-713.

Janbu, N., Bjerrum, L. y Kjaernsli, B. (1956). "Veiledning vedlosning av fundamentering—soppgaver", *Publication* núm.18, Norwegian Geotechnical Institute, pp. 30-32.

Leonards, G.A. (1976). *Estimating Consolidation Settlement of Shallow Foundations on Overconsolidated Clay*, Special Report núm. 163, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 13-16.

Mayne, P.W. y Poulos, H.G. (1999). "Approximate Displacement Influence Factors for Elastic Shallow Foundations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 125, núm. 6, pp. 453-460.

Mesri, G. (1973). "Coefficient of Secondary Compression", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 99, núm. SM1, pp. 122-137.

Mesri, G. y Godlewski, P.M. (1977). "Time and Stress—Compressibility Interrelationship", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 103, núm. GT5, pp. 417-430.

Meyerhof, G.G. (1956). "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 82, núm. SM1, pp. 1-19.

Meyerhof, G.G. (1965). "Shallow Foundations", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 91, núm. SM2, pp. 21-31.

Newmark, N.M. (1935). *Simplified Computations of Vertical Pressure in Elastic Foundation*, Circular 24, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL.

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*, Londres, vol. 1, pp. 393-396.

Polshin, D.E. y Tokar, R.A. (1957). "Maximum Allowable Nonuniform Settlement of Structures", *Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Londres, vol. 1, pp. 402-405.

Salgado, R. (2008). *The Engineering of Foundations*, McGraw-Hill, Nueva York.

www.elsolucionario.org

Schmertmann, J.H., Hartman, J.P. y Brown, P.R. (1978). "Improved Strain Influence Factor Diagrams", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 104, núm. GT8, pp. 1131-1135.

Skempton, A.W. y Bjerrum, L. (1957). "A Contribution to Settlement Analysis of Foundations in Clay", *Geotechnique*, Londres, vol. 7, p. 178.

Skempton, A.W. y McDonald, D.M. (1956). "The Allowable Settlement of Buildings", *Proceedings of Institute of Civil Engineers*, vol. 5, parte III, p. 727.

Steinbrenner, W. (1934). "Tafeln zur Setzungsberechnung", *Die Strasse*, vol. 1, pp. 121-124.

Terzaghi, K., Peck, R.B. y Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice, 3ª ed.*, Wiley, Nueva York.

Westergaard, H.M. (1938). "A Problem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics: Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets", *Contributions to the Mechanics of Solids, Dedicated to Stephen Timoshenko*, pp. 268-277, MacMillan, Nueva York.

6 Losas de cimentación

6.1 Introducción

En condiciones normales, las zapatas cuadradas y rectangulares como las descritas en los capítulos 3 y 4 son económicas para soportar columnas y muros. Sin embargo, en ciertas circunstancias, puede ser deseable construir una zapata que soporte una línea de dos o más columnas. A estas zapatas se les refiere como *zapatas corridas*. Cuando más de una línea de columnas soporta una losa de concreto, se denomina *losa de cimentación*. En general, las zapatas combinadas se pueden clasificar en las categorías siguientes:

a. Zapata rectangular corrida
b. Zapata trapezoidal corrida
c. Zapata arriostrada

Las losas de cimentación en general se utilizan en un suelo que tiene una capacidad de carga baja. En la sección 6.2 se da un panorama breve de los principios de las zapatas combinadas, seguido de un análisis más detallado sobre losas de cimentación.

6.2 Zapatas corridas

Zapata rectangular corrida

En varios casos, la carga que soportará una columna y la capacidad de carga del suelo son tales que el diseño estándar de una zapata corrida requerirá la extensión de cimentación de la columna más allá del lindero de la propiedad. En ese caso, dos o más columnas se pueden soportar sobre una cimentación rectangular individual, como se muestra en la figura 6.1. Si se conoce la presión neta permisible en el suelo, el tamaño de la cimentación ($B \times L$) se puede determinar de la manera siguiente:

a. Se determina el área de la cimentación

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{\text{neta(perm)}}} \tag{6.1}$$

donde

Q_1, Q_2 = cargas de las columnas
$Q_{\text{neta(perm)}}$ = capacidad de carga permisible neta del suelo

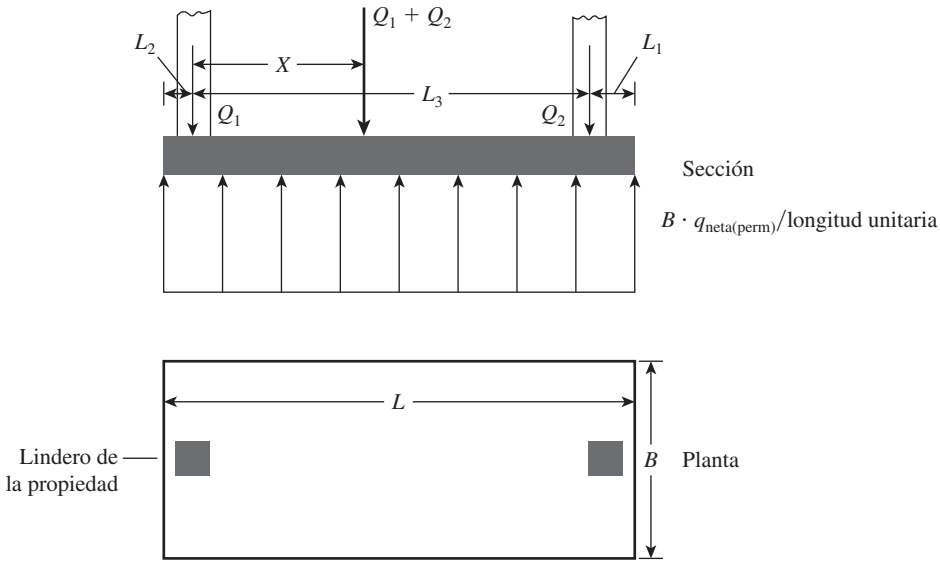


Figura 6.1 Zapata rectangular corrida.

b. Se determina la ubicación de la resultante de las cargas de las columnas. De la figura 6.1,

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2} \tag{6.2}$$

c. Para una distribución uniforme de la presión del suelo debajo de la cimentación, la resultante de las cargas de las columnas debe pasar por el centroide de la cimentación. Por lo tanto,

$$L = 2(L_2 + X) \tag{6.3}$$

donde L = longitud de la cimentación.

d. Una vez que se determina la longitud L, el valor de L_1 se puede describir como sigue:

$$L_1 = L - L_2 - L_3 \tag{6.4}$$

Observe que la magnitud de L_2 se conocerá y depende de la ubicación del lindero de la propiedad.

e. Entonces el ancho de la cimentación es

$$B = \frac{A}{L} \tag{6.5}$$

Zapata trapezoidal corrida

Una zapata trapezoidal corrida (consulte la figura 6.2) en ocasiones se utiliza como una cimentación ensanchada y aislada de columnas que soportan grandes cargas donde el espacio es reducido. El tamaño de la cimentación que distribuirá uniformemente la presión sobre el suelo se puede obtener de la manera siguiente:

a. Si se conoce la presión neta permisible en el suelo, se determina el área de la cimentación:

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{neta(perm)}}$$

www.elsolucionario.org

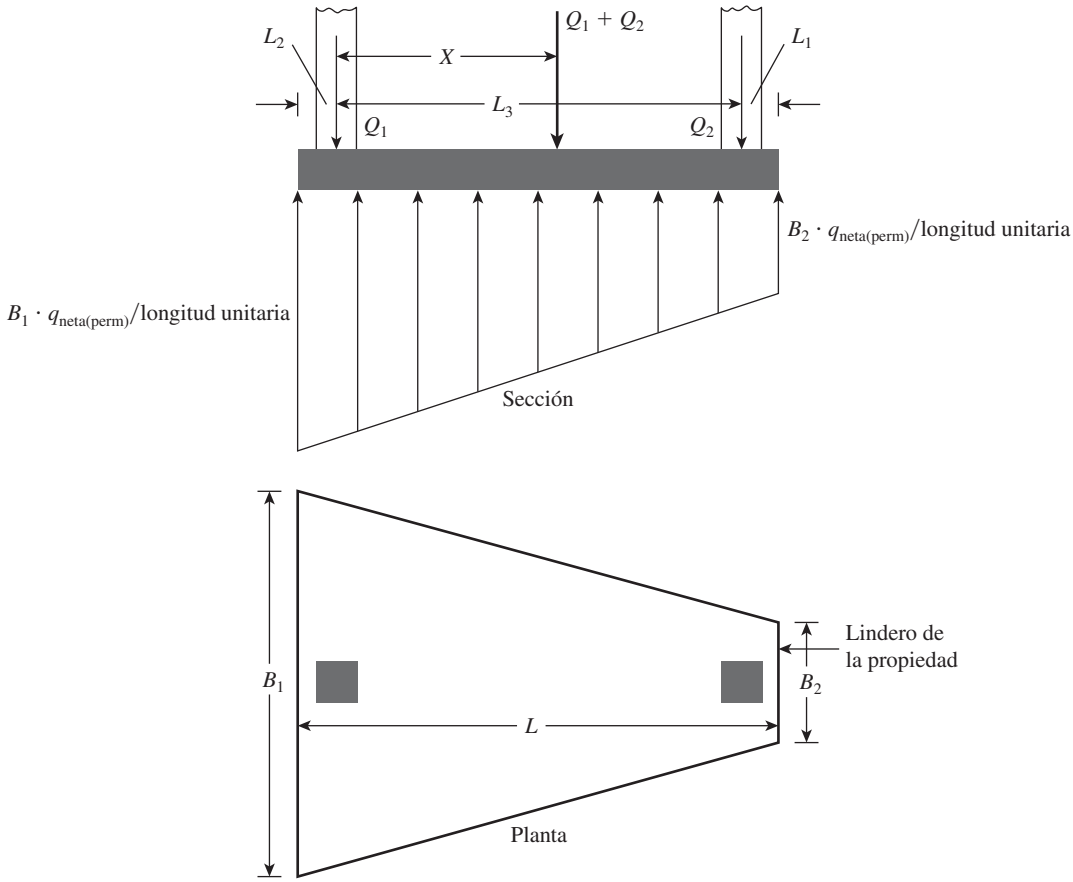


Figura 6.2 Zapata trapezoidal combinada.

De la figura 6.2,

$$A = \frac{B_1 + B_2}{2} L \tag{6.6}$$

b. Se determina la ubicación de la resultante de las cargas de las columnas:

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2}$$

c. De la propiedad de un trapezoide,

$$X + L_2 = \left(\frac{B_1 + 2B_2}{B_1 + B_2}\right)\frac{L}{3} \tag{6.7}$$

Con los valores de A, L, X y L_2 conocidos, se resuelven las ecuaciones (6.6) y (6.7) para obtener B_1 y B_2. Observe que para un trapezoide,

$$\frac{L}{3} < X + L_2 < \frac{L}{2}$$

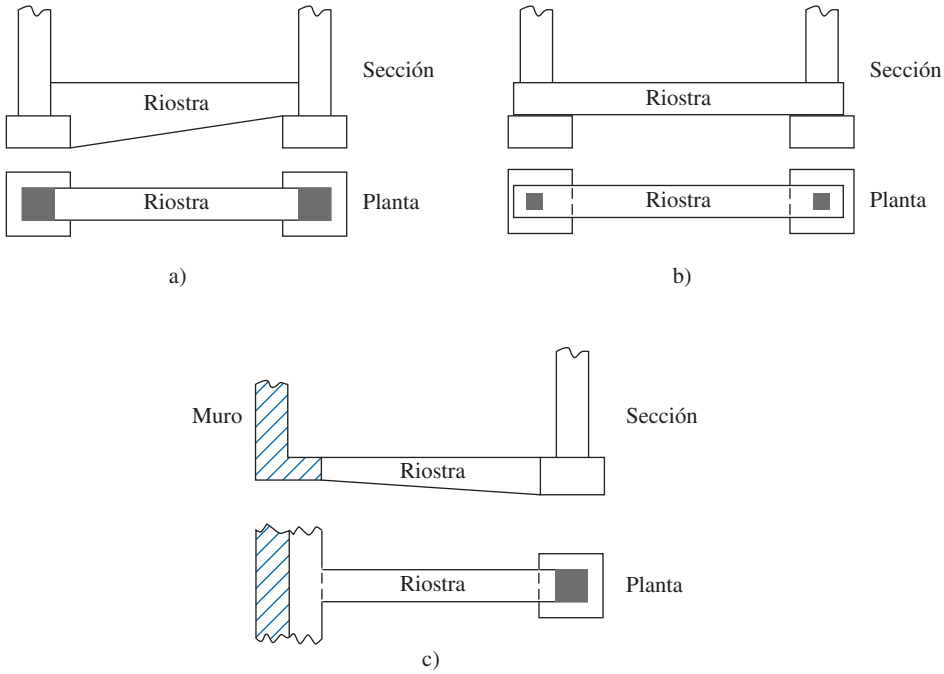


Figura 6.3 Zapata en voladizo: uso de una viga de arriostramiento.

Zapata en voladizo

En la construcción de una zapata en voladizo se utiliza una *viga de arriostramiento* para conectar una cimentación de una columna cargada excéntricamente a la cimentación de una columna interior. (Consulte la figura 6.3). Las zapatas en voladizo se pueden utilizar en lugar de zapatas trapezoidales o rectangulares combinadas cuando la capacidad de carga permisible del suelo es alta y las distancias entre las columnas es grande.

6.3 Tipos comunes de losas de cimentación

La losa de cimentación, a la que en ocasiones se le refiere como *placa de cimentación*, es una zapata combinada que puede cubrir toda el área debajo de una estructura que soporta varias columnas y muros. Las losas de cimentación se prefieren en ocasiones para suelos que tienen capacidades de soporte de carga bajas, pero que tendrán que soportar cargas altas de las columnas o muros. En algunas circunstancias, las zapatas ensanchadas tendrán que cubrir más de la mitad del área de un edificio y las losas de cimentación podrían ser más económicas. En la actualidad se utilizan varios tipos de losas de cimentación. Algunas de las más comunes se muestran esquemáticamente en la figura 6.4, entre las que se incluyen:

1. De placa plana (figura 6.4a). La losa es de espesor uniforme.
2. De placa plana con mayor espesor bajo las columnas (figura 6.4b).
3. De vigas y losa (figura 6.4c). Las vigas corren en ambas direcciones y las columnas se ubican en la intersección de las vigas.
4. De placas planas con pedestales (figura 6.4d).
5. Losa con muros de sótano como parte de la placa (figura 6.4e). Las paredes actúan como refuerzo de la losa.

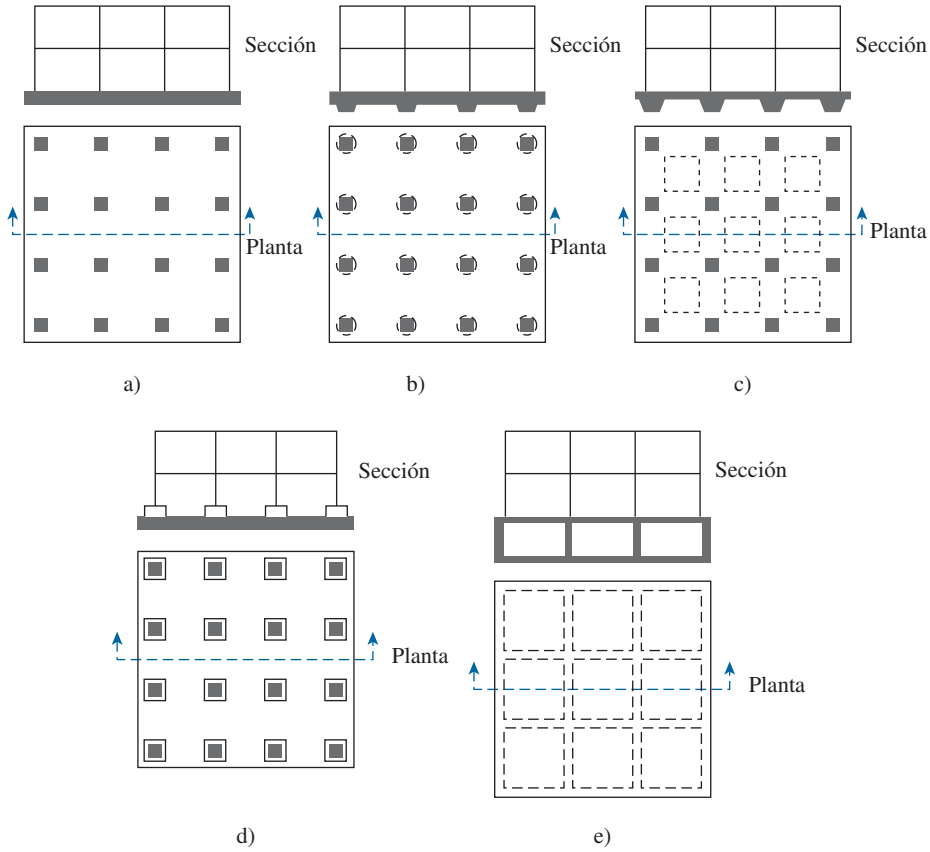


Figura 6.4 Tipos comunes de losas de cimentación.

Las losas se pueden soportar con pilotes, que ayudan a reducir el asentamiento de una estructura construida sobre un suelo altamente compresible. Cuando el nivel freático es alto, las losas con frecuencia se colocan sobre pilotes para controlar su flotabilidad. En la figura 6.5 se muestra la diferencia entre la profundidad D_f y el ancho B de cimentaciones aisladas y losas de cimentación. En la figura 6.6 se muestra una losa de cimentación de placa plana en proceso de construcción.

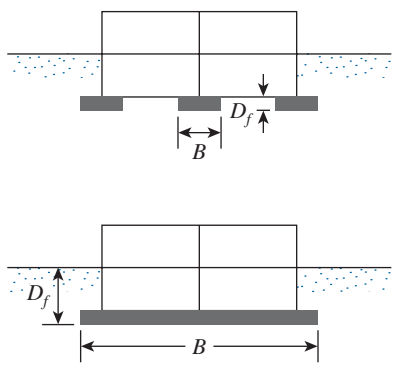


Figura 6.5 Comparación de una cimentación aislada y una losa de cimentación (B = ancho, D_f = profundidad).

www.elsolucionario.org

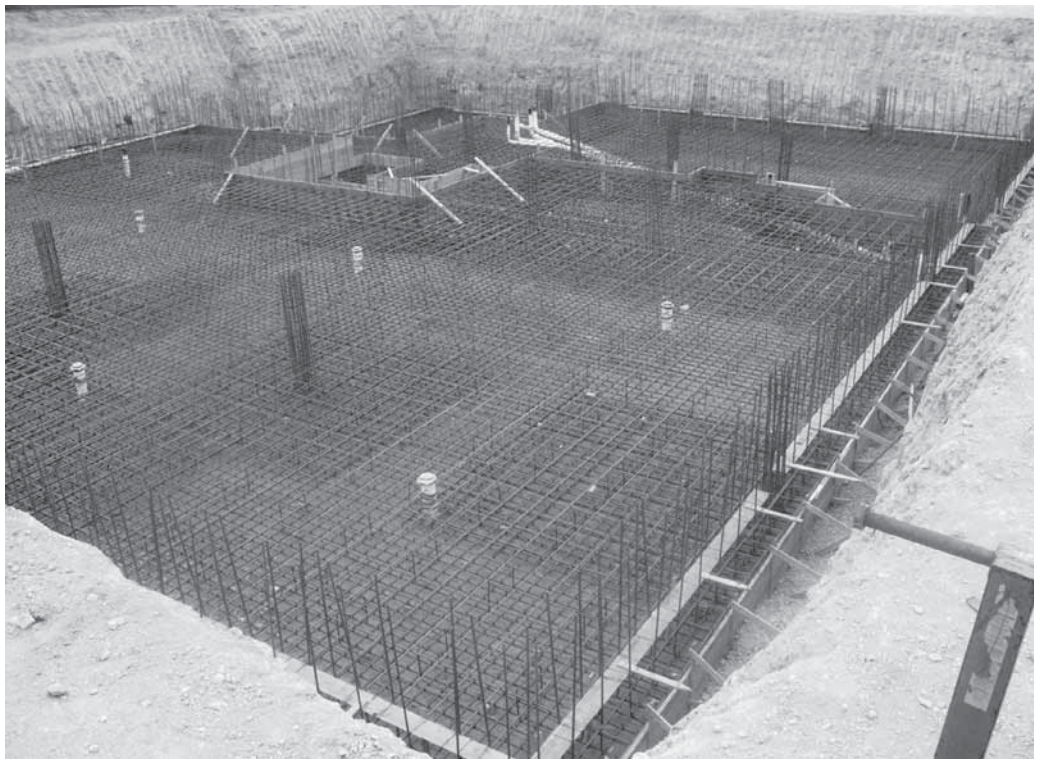


Figura 6.6 Losa de cimentación de placa plana en proceso de construcción. (*Cortesía de Dharma Shakya, Geotechnical Solutions, Inc., Irvine, California*).

6.4 Capacidad de carga de losas de cimentación

La *capacidad de carga última total* de una losa de cimentación se puede determinar mediante la misma ecuación utilizada para cimentaciones superficiales (consulte la sección 3.6), o

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \tfrac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad \text{[Ecuación (3.19)]}$$

(En el capítulo 3 se dan los valores apropiados de los factores de capacidad de carga, así como los factores de forma, profundidad y de inclinación de la carga.) El término B en la ecuación (3.19) es la dimensión menor de la losa. La *capacidad neta última* de una losa de cimentación es

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q \quad \text{[Ecuación (3.14)]}$$

Para calcular la capacidad de carga *permisible* neta se debe emplear un factor de seguridad apropiado. Para losas sobre arcilla, el factor de seguridad no debe ser menor que 3 bajo carga muerta o carga viva máxima. Sin embargo, ante las condiciones más extremas, el factor de seguridad debe ser de al menos 1.75 a 2. Para losas construidas sobre arena, normalmente se debe emplear un factor de seguridad de 3. En la mayoría de las condiciones de trabajo, el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga de losas sobre arena es muy grande.

Para arcillas saturadas con $\phi = 0$ y en condición de carga vertical, la ecuación (3.19) da

$$q_u = c_uN_cF_{cs}F_{cd} + q \tag{6.8}$$

donde c_u = cohesión no drenada. (*Nota:* $N_c = 5.14$, $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$.)

De la tabla 3.4, 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

$$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

Al sustituir los factores de forma y profundidad anteriores en la ecuación (6.8) se obtiene

$$q_u = 5.14c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right) + q \tag{6.9}$$

De aquí, la capacidad de carga última neta es

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q = 5.14c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right) \tag{6.10}$$

Para FS = 3, la capacidad de carga permisible neta del suelo es

$$q_{\text{neta(perm)}} = \frac{q_{\text{u(neta)}}}{\text{FS}} = 1.713c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right) \tag{6.11}$$

La capacidad de carga permisible neta para losas construidas sobre depósitos de suelos granulares se puede determinar apropiadamente a partir de los números de penetración estándar. De la ecuación (5.64), para cimentaciones superficiales,

$$q_{\text{neta}}(\text{kN/m}^2) = \frac{N_{60}}{0.08}\left(\frac{B + 0.3}{B}\right)^2 F_d\left(\frac{S_e}{25}\right) \qquad \text{[Ecuación (5.64)]}$$

donde

N_{60} = resistencia a la penetración estándar
B = ancho (m)
$F_d = 1 + 0.33(D_f/B) \leq 1.33$
S_e = asentamiento (mm)

Cuando el ancho B es grande, la ecuación anterior se puede aproximar con

$$\begin{aligned} q_{\text{neta}}(\text{kN/m}^2) &= \frac{N_{60}}{0.08} F_d\left(\frac{S_e}{25}\right) \\ &= \frac{N_{60}}{0.08}\left[1 + 0.33\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left[\frac{S_e(\text{mm})}{25}\right] \\ &\leq 16.63N_{60}\left[\frac{S_e(\text{mm})}{25}\right] \end{aligned} \tag{6.12}$$

En unidades inglesas, la ecuación (6.12) se puede expresar como

$$q_{\text{neta(perm)}}(\text{kip/pie}^2) = 0.25N_{60}\left[1 + 0.33\left(\frac{D_f}{B}\right)\right][S_e(\text{pulg})] \leqslant 0.33N_{60}[S_e(\text{pulg})] \tag{6.13}$$

En general, las cimentaciones superficiales se diseñan para un asentamiento máximo de 25 mm y un asentamiento diferencial de aproximadamente 19 mm.

Sin embargo, el ancho de las losas de cimentación es mayor que el de las zapatas ensanchadas aisladas. Como se muestra en la tabla 5.3, la profundidad del incremento del esfuerzo significativo en el suelo debajo de una cimentación depende del ancho de ésta. De aquí que para una losa de cimentación, la profundidad de la zona de influencia es probable que sea mucho mayor que la de una zapata ensanchada. Así pues, los depósitos de suelo suelto debajo de una losa pueden estar distribuidos más uniformemente, lo que resulta en un asentamiento diferencial menor. En consecuencia, la suposición usual es que, para un asentamiento máximo de la losa de 50 mm, el asentamiento diferencial sería de 19 mm. Utilizando esta lógica y suponiendo de manera conservadora que $F_d = 1$, se pueden aproximar respectivamente las ecuaciones (6.12) y (6.13) como

$$q_{\text{neta(perm)}} = q_{\text{neta}}(\text{kN/m}^2) \approx 25N_{60} \tag{6.14a}$$

La presión permisible neta aplicada sobre una cimentación (consulte la figura 6.7) se puede expresar como

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f \tag{6.15}$$

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_{neta} permisible.

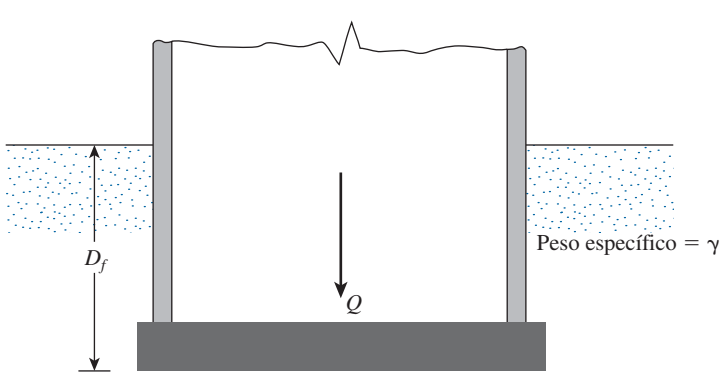


Figura 6.7 Definición de la presión neta sobre el suelo causada por una losa de cimentación.

www.elsolucionario.org

Ejemplo 6.1

Determine la capacidad de carga última neta de una losa de cimentación que mide 15 × 10 m sobre arcilla saturada con $c_u = 95$ kN/m^2, $\phi = 0$ y $D_f = 2$ m.

Solución

De la ecuación (6.10),

$$q_{\text{neta}(u)} = 5.14c_u\left[1 + \left(\frac{0.195B}{L}\right)\right]\left[1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right]$$

$$= (5.14)(95)\left[1 + \left(\frac{0.195 \times 10}{15}\right)\right]\left[1 + \left(\frac{0.4 \times 2}{10}\right)\right]$$

$$= \mathbf{595.9\ kN/m^2}$$

■

Ejemplo 6.2

¿Cuál será la capacidad de carga permisible neta de una losa de cimentación con dimensiones de 15 × 10 m construida sobre un depósito de arena? Aquí, $D_f = 2$ m, el asentamiento permisible es de 25 mm y el número de penetración promedio $N_{60} = 10$.

Solución

De la ecuación (6.12),

$$q_{\text{neta(perm)}} = \frac{N_{60}}{0.08}\left[1 + 0.33\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left(\frac{S_e}{25}\right) \leq 16.63N_{60}\left(\frac{S_e}{25}\right)$$

o

$$q_{\text{neta(perm)}} = \frac{10}{0.08}\left[1 + \frac{0.33 \times 2}{10}\right]\left(\frac{25}{25}\right) = \mathbf{133.25\ kN/m^2}$$

■

6.5 Asentamientos diferenciales de losas de cimentación

En 1988, el American Concrete Institute Committee 336 sugirió un método para calcular el asentamiento diferencial de losas de cimentación. De acuerdo con este método, el factor de rigidez K_r se calcula con:

$$K_r = \frac{E'I_b}{E_sB^3} \tag{6.16}$$

donde

E' = módulo de elasticidad del material utilizado en la estructura
E_s = módulo de elasticidad del suelo
B = ancho de la cimentación
I_b = momento de inercia de la estructura por longitud unitaria a ángulos rectos respecto a B

El término $E'I_b$ se puede expresar como

$$E'I_b = E'\left(I_F + \sum I'_b + \sum\frac{ah^3}{12}\right) \tag{6.17}$$

donde

$E'I_b$ = rigidez a la flexión de la superestructura y la cimentación por longitud unitaria a ángulos rectos respecto a B
$\Sigma E'l'_b$ = rigidez a la flexión de los elementos reticulados a ángulos rectos respecto a B
$\Sigma(E'ah^3/12)$ = rigidez a la flexión de los muros de cortante
a = espesor del muro de cortante
h = altura del muro de cortante
$E'I_F$ = flexibilidad de la cimentación

Con base en el valor de K_r, la relación (δ) del asentamiento diferencial al asentamiento total se puede estimar de la manera siguiente:

1. Si $K_r > 0.5$, se puede tratar 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 ($B/L = 0$).

6.6 Observaciones del asentamiento en campo de losas de cimentación

En la bibliografía técnica se encuentran varias observaciones de asentamientos en campo de losas de cimentación. En esta sección se comparan los asentamientos observados de algunas losas de cimentación construidas sobre depósitos de suelo granular con los obtenidos mediante las ecuaciones (6.12) y (6.13).

Meyerhof (1965) compiló los asentamientos máximos observados en losas de cimentación construidas sobre arena y grava, los cuales se muestran en la tabla 6.1. En la ecuación (6.12), si el factor de profundidad, $1 + 0.33(D_f/B)$, se supone aproximadamente igual a 1, entonces

$$S_e(\text{mm}) \approx \frac{2q_{\text{neta(perm)}}}{N_{60}} \tag{6.18}$$

Con los valores de $q_{\text{neta(perm)}}$ y N_{60} dados en las columnas 6 y 5, respectivamente, de la tabla 6.1, se calcularon las magnitudes de S_e que se indican en la columna 8.

En la columna 9 de la tabla 6.1 se indican las relaciones de los valores calculados y medidos de S_e. Estas relaciones pueden variar de aproximadamente 0.79 a 3.39. Así pues, al calcular la capacidad de carga permisible neta con las ecuaciones (6.12) o (6.13) se obtendrán valores seguros y conservadores.

6.7 Cimentación compensada

La figura 6.7 y la ecuación (6.15) indican que el incremento en la presión neta en el suelo debajo de una losa de cimentación se puede reducir incrementando la profundidad D_f de la losa. A este enfoque por lo general se le refiere como *diseño de una cimentación compensada* y es extremadamente útil cuando las estructuras se construirán sobre arcillas muy suaves. En este diseño, se hace un sótano más profundo debajo de la parte de la superestructura, en forma tal que el incremento en la presión neta en el suelo a cualquier profundidad es relativamente uniforme. (Consulte la figura 6.8.) De la ecuación (6.15) y de la figura 6.7, la presión promedio neta aplicada sobre el suelo es

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f$$

Tabla 6.1 Asentamiento de losas de cimentación sobre arena y grava (con base en Meyerhof, 1965). [Meyerhof, G.G. (1965). "Shallow Foundations", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 91, núm. 2, pp 21–31, tabla 1. Con permiso de la ASCE].

Caso núm. (1)	Estructura (2)	Referencia (3)	B m (4)	N_{60} promedio (5)	$q_{neta(perm)}$ kN/m² (6)	Asentamiento máximo observado, S_e mm (7)	Asentamiento máximo calculado, S_e mm (8)	$\frac{S_e \text{ calculado}}{S_e \text{ observado}}$ (9)
1	T. Edison São Paulo, Brazil	Rios y Silva (1948)	18.29	15	229.8	15.24	30.64	2.01
2	Banco de Brasil São Paulo, Brasil	Rios y Silva (1948); Vargas (1961)	22.86	18	239.4	27.94	26.6	0.95
3	Iparanga São Paulo, Brasil	Vargas (1948)	9.14	9	304.4	35.56	67.64	1.9
4	C.B.I., Esplanda São Paulo, Brasil	Vargas (1961)	14.63	22	3 83	27.94	34.82	1.25
5	Riscala São Paulo, Brasil	Vargas (1948)	3.96	20	229.8	12.7	22.98	1.81
6	Thyssen Düsseldorf, Alemania	Schultze (1962)	22.55	25	239.4	24.13	19.15	0.79
7	Ministry Düsseldorf, Alemania	Schultze (1962)	15.85	20	220.2	20.32	22.02	1.08
8	Chimenea Colonia, Alemania	Schultze (1962)	20.42	10	172.4	10.16	34.48	3.39

www.elsolucionario.org

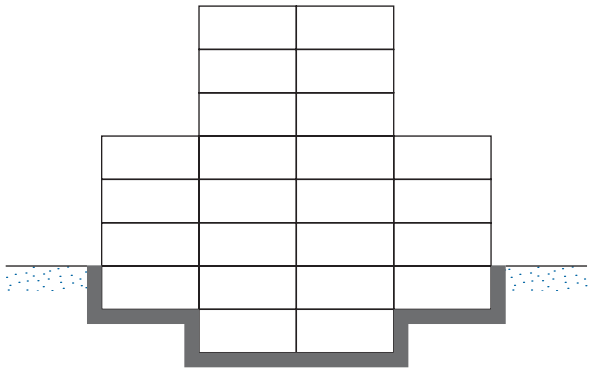


Figura 6.8 Cimentación compensada.

Si no hay incremento en la presión neta sobre el suelo debajo de una losa de cimentación, q debe ser cero. Por lo tanto,

$$D_f = \frac{Q}{A\gamma} \tag{6.19}$$

A esta relación para D_f suele referírsele como la profundidad de una *cimentación completamente compensada*.

El factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga para cimentaciones parcialmente compensadas (es decir, $D_f < Q/A\gamma$) se puede dar como

$$\text{FS} = \frac{q_{\text{neta}\,(u)}}{q} = \frac{q_{\text{neta}\,(u)}}{\dfrac{Q}{A} - \gamma D_f} \tag{6.20}$$

donde $q_{\text{neta}(u)}$ = capacidad de carga última neta.

Así pues, para arcillas saturadas, el factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga se puede obtener sustituyendo la ecuación (6.10) en la ecuación (6.20):

$$\text{FS} = \frac{5.14c_u\left(1 + \dfrac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\dfrac{D_f}{B}\right)}{\dfrac{Q}{A} - \gamma D_f} \tag{6.21}$$

Ejemplo 6.3

La losa que se muestra en la figura 6.7 mide 18.3 × 30.5 m. La carga muerta total más la carga viva sobre la losa es de 111 × 10^3 kN kip. La losa está colocada sobre una arcilla saturada que tiene un peso específico de 18.87 kN/m^3 y c_u = 134 kN/m^2. Si D_f = 1.52 m, determine el factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga.

Solución

De la ecuación (6.21), el factor de seguridad es

$$\text{FS} = \frac{5.14c_u\left(1 + \dfrac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\dfrac{D_f}{B}\right)}{\dfrac{Q}{A} - \gamma D_f}$$

Se tiene que $c_u = 134\ \text{kN/m}^2$, $D_f = 1.52$ m, $B = 18.3$ m, $L = 30.5$ m y $\gamma = 18.87\ \text{kN/m}^3$. De aquí,

$$\text{FS} = \frac{(5.14)(134)\left[1 + \dfrac{(0.195)(18.3)}{30.5}\right]\left[1 + 0.4\left(\dfrac{1.52}{18.3}\right)\right]}{\left(\dfrac{111 \times 10^3\ \text{kN}}{18.3 \times 30.5}\right) - (18.87)(1.52)} = \mathbf{4.66}$$

■

Ejemplo 6.4

Considere una losa de cimentación de 30×40 m en planta, como se muestra en la figura 6.9. La carga muerta total más la carga viva sobre la losa es de 200×10^3 kN. Estime el asentamiento por consolidación en el centro de la cimentación.

Solución

De la ecuación (1.61),

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o}\log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{\text{av}}}{\sigma'_o}\right)$$

$$\sigma'_o = (3.67)(15.72) + (13.33)(19.1 - 9.81) + \frac{6}{2}(18.55 - 9.81) \approx 208\ \text{kN/m}^2$$

$$H_c = 6\ \text{m}$$

$$C_c = 0.28$$

$$e_o = 0.9$$

Para $Q = 200 \times 10^3$ kN, la carga neta por área unitaria es

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f = \frac{200 \times 10^3}{30 \times 40} - (15.72)(2) \approx 135.2\ \text{kN/m}^2$$

A fin de calcular $\Delta\sigma'_{\text{prom}}$ nos referimos a la sección 5.5. El área cargada se puede dividir en cuatro áreas, cada una de 15×20 m. Ahora utilizando la ecuación (5.19), se puede calcular el incremento del esfuerzo promedio en el estrato de arcilla debajo de una esquina de cada área rectangular, o

$$\Delta\sigma'_{\text{prom}(H_2/H_1)} = q_o\left[\frac{H_2 I_{a(H_2)} - H_1 I_{a(H_1)}}{H_2 - H_1}\right]$$

$$= 135.2\left[\frac{(1.67 + 13.3 + 6)I_{a(H_2)} - (1.67 + 13.33)I_{a(H_1)}}{6}\right]$$

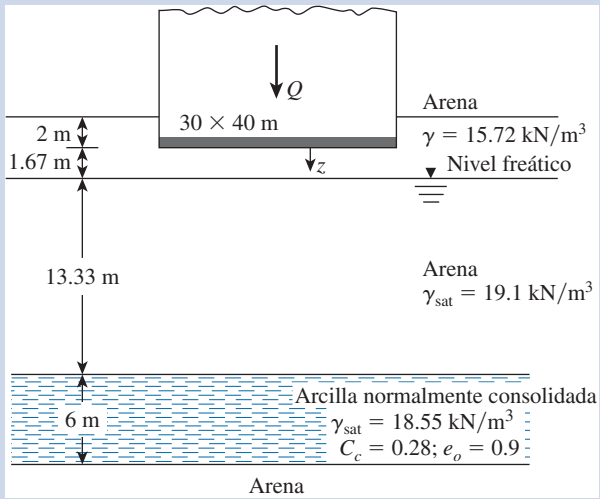


Figura 6.9 Asentamiento por consolidación debajo de una losa de cimentación.

Para $I_{a(H_2)}$,

$$m_2 = \frac{B}{H_2} = \frac{15}{1.67 + 13.33 + 6} = 0.71$$

$$n_2 = \frac{L}{H_2} = \frac{20}{21} = 0.95$$

De la figura 5.7, para $m_2 = 0.71$ y $n_2 = 0.95$, el valor de $I_{a(H_2)}$ es 0.21. De nuevo, para $I_{a(H_1)}$,

$$m_2 = \frac{B}{H_1} = \frac{15}{15} = 1$$

$$n_2 = \frac{L}{H_1} = \frac{20}{15} = 1.33$$

De la figura 5.7, $I_{a(H_1)} = 0.225$, por lo tanto

$$\Delta\sigma'_{\text{prom}(H_2/H_1)} = 135.2\left[\frac{(21)(0.21) - (15)(0.225)}{6}\right] = 23.32 \text{ kN/m}^2$$

Por consiguiente, el incremento del esfuerzo debajo del centro del área de 30 × 40 m es (4)(23.32) = 93.28 kN/m². Por lo tanto,

$$S_{c(p)} = \frac{(0.28)(6)}{1 + 0.9}\log\left(\frac{208 + 93.28}{208}\right) = 0.142 \text{ m}$$

$$= \mathbf{142 \text{ mm}}$$ ■

6.8 Diseño estructural de losas de cimentación

El diseño estructural de una losa de cimentación se efectúa mediante dos métodos convencionales: el método rígido convencional y el método flexible aproximado. También se pueden utilizar los métodos de la diferencia finita y del elemento finito, pero en esta sección sólo se analizan los conceptos básicos de los primeros dos métodos de diseño.

www.elsolucionario.org

Método rígido convencional

El *método rígido convencional* de diseño de losas de cimentación se puede explicar paso a paso con referencia a la figura 6.10:

Paso 1. En la figura 6.10a se muestra una losa de cimentación que mide $L \times B$ y con cargas de columnas $Q_1, Q_2, Q_3, \ldots$. Calcule la carga total de las columnas como

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \cdots \tag{6.22}$$

Paso 2. Se determina la presión sobre el suelo, q, debajo de la losa en los puntos A, B, C, $D, \ldots$, empleando la ecuación

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x} \tag{6.23}$$

donde

$A = BL$
$I_x = (1/12)LB^3 =$ 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 carga, e_x y e_y, en las direcciones x y y se pueden determinar utilizando las coordenadas (x', y'):

$$x' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \cdots}{Q} \tag{6.24}$$

y

$$e_x = x' - \frac{B}{2} \tag{6.25}$$

De manera similar,

$$y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \cdots}{Q} \tag{6.26}$$

y

$$e_y = y' - \frac{L}{2} \tag{6.27}$$

Paso 3. Se comparan los valores de las presiones en el suelo determinados en el paso 2 con la presión permisible neta en el suelo para determinar si $q \leqslant q_{\text{perm(neta)}}$.

Paso 4. Se divide la losa en varias franjas en las direcciones x y y. (Consulte la figura 6.10). Sea el ancho de cualquier franja B_1.

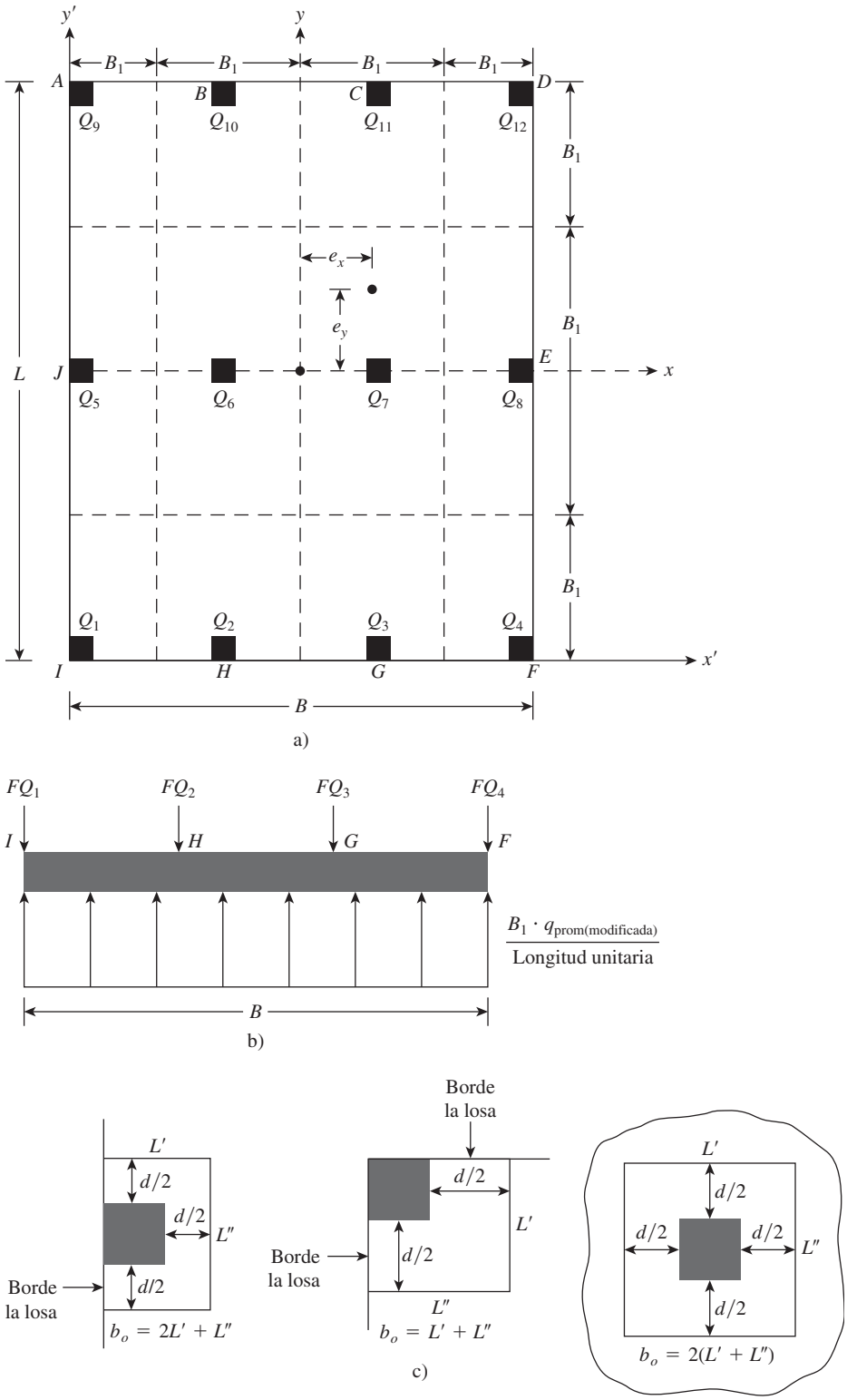


Figura 6.10 Diseño rígido convencional de una losa de cimentación.

Paso 5. Se trazan los diagramas de cortante, V, y momento, M, para cada franja individual (en las direcciones x y y). Por ejemplo, la presión promedio en el suelo de la franja inferior en la dirección x de la figura 6.10a es

$$q_{\text{prom}} \approx \frac{q_I + q_F}{2} \tag{6.28}$$

donde q_I y q_F = presiones en el suelo en los puntos I y F, determinadas en el paso 2.

La reacción total del suelo es igual a $q_{\text{prom}}B_1B$. Ahora se obtiene la carga total de las columnas sobre la franja como $Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$. La suma de las cargas de las columnas sobre la franja no será igual a $q_{\text{prom}}B_1B$, debido a que no se ha tomado en cuenta el cortante entre las franjas adyacentes. Por esta razón, la reacción del suelo y las cargas de las columnas se necesitan ajustar, o

$$\text{Carga promedio} = \frac{q_{\text{prom}}B_1B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)}{2} \tag{6.29}$$

Ahora, la reacción promedio modificada del suelo es

$$q_{\text{prom(modificada)}} = q_{\text{prom}}\left(\frac{\text{carga promedio}}{q_{\text{prom}}B_1B}\right) \tag{6.30}$$

y el factor de modificación de las cargas de las columnas es

$$F = \frac{\text{carga promedio}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4} \tag{6.31}$$

Por lo tanto, las cargas modificadas de las columnas son FQ_1, FQ_2, FQ_3 y FQ_4. Estas cargas modificadas sobre la franja en consideración se muestran en la figura 6.10b. Ahora se pueden trazar los diagramas de cortante y momento para esta franja y el procedimiento se repite en las direcciones x y y para todas las franjas.

Paso 6. Se determina la profundidad efectiva d de la losa revisando el cortante por tensión diagonal cerca de varias columnas. De acuerdo con el ACI Code 318-95 (sección 11.12.2.1c), American Concrete Institute, 1995), para la sección crítica,

$$U = b_o d\left[\phi(0.34)\sqrt{f'_c}\right] \tag{6.32}$$

donde

U = cargas factorizadas de las columnas (MN), o (cargas de las columnas) × (factor de carga)
ϕ = factor de reducción = 0.85
f'_c = resistencia a la compresión del concreto a los 28 días (MN/m^2)

Las unidades de b_o y d en la ecuación (6.32a) están en metros.

La expresión para b_o en términos de d, que depende de la ubicación de la columna con respecto a la planta de la losa, se puede obtener de la figura 6.10c.

www.elsolucionario.org

Paso 7. De los diagramas de todas las franjas *en una dirección* (x o y), se obtienen los momentos *máximos* positivo y negativo por ancho unitario (es decir, $M' = \mathrm{M}/B_1$).

Paso 8. Se determinan las áreas de acero por ancho unitario para el refuerzo positivo y negativo en las direcciones x y y. Se tiene

$$M_u = (M')(\text{factor de carga}) = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \tag{6.33}$$

y

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \tag{6.34}$$

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 6.5 y 6.6 ilustran el uso del método rígido convencional del diseño de losas de cimentación.

Método flexible aproximado

En el método de diseño rígido convencional, la losa se supone que es infinitamente rígida. Además, la presión en el suelo está distribuida en una línea recta y el centroide de la presión en el suelo coincide con la línea de acción de las cargas resultantes de las columnas. (Consulte la figura 6.11a). En el *método de diseño flexible aproximado*, el suelo se supone que es equivalente a un número infinito de resortes elásticos, como se muestra en la figura 6.11b. A esta suposición en ocasiones se le refiere como *cimentación Winkler*. A la constante elástica de estos resortes supuestos se le refiere como *coeficiente de reacción de la subrasante, k*.

Para comprender los conceptos fundamentales detrás del diseño de cimentaciones flexibles, considere una viga de ancho B_1 con longitud infinita, como se muestra en la figura 6.11c. La viga se somete a una sola carga concentrada Q. De los principios de la mecánica de materiales

$$M = E_F I_F \frac{d^2 z}{dx^2} \tag{6.35}$$

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 = $(\frac{1}{12}) B_1 h^3$ (consulte la figura 6.11c).

Sin embargo,

$$\frac{dM}{dx} = \text{fuerza cortante} = V$$

y

$$\frac{dV}{dx} = q = \text{reacción de suelo}$$

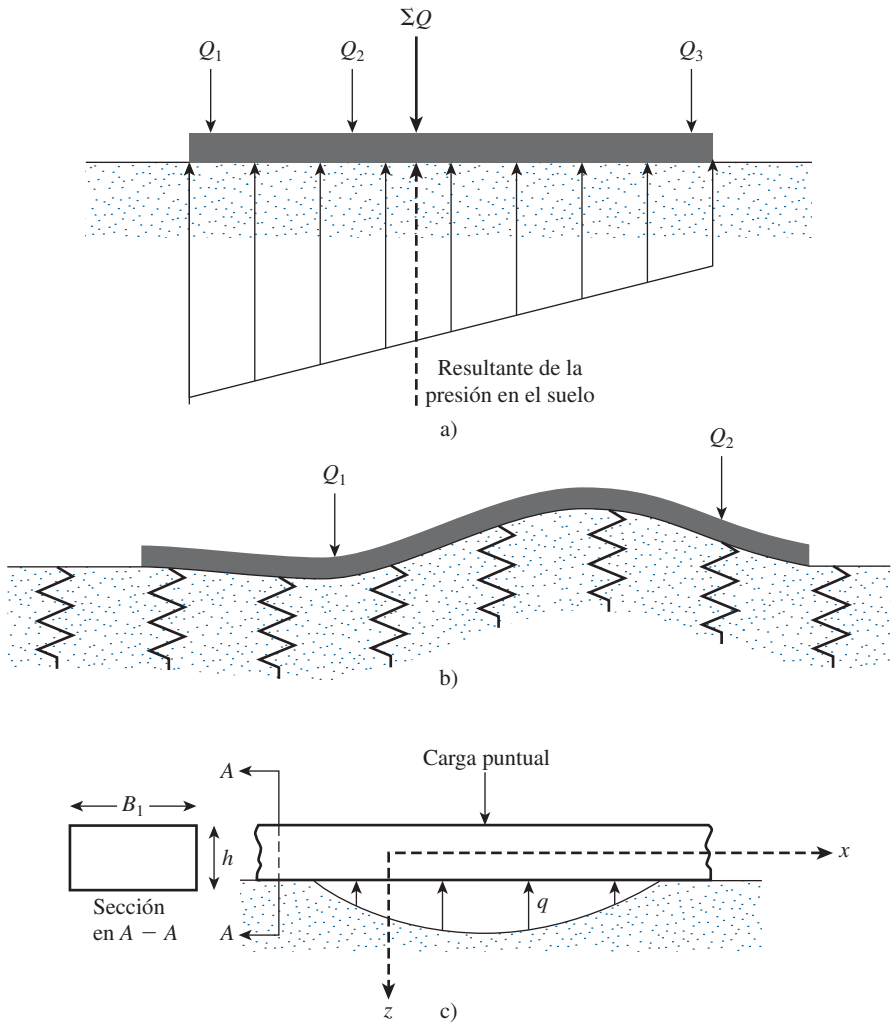


Figura 6.11 a) Principios de diseño mediante el método rígido convencional; b) principios del método flexible aproximado; c) deducción de la ecuación (6.39) para vigas sobre una cimentación elástica.

De aquí,

$$\frac{d^2M}{dx^2} = q \tag{6.36}$$

Al combinar las ecuaciones (6.35) y (6.36) se obtiene

$$E_F I_F \frac{d^4z}{dx^4} = q \tag{6.37}$$

Sin embargo, la reacción del suelo es

$$q = -zk'$$

donde

z = deflexión
$k' = kB_1$
k = coeficiente de reacción de la subrasante (kN/m^3 o lb/pulg^3)

Por lo tanto,

$$E_F I_F \frac{d^4 z}{dx^4} = -zkB_1 \tag{6.38}$$

Al resolver la ecuación (6.38) se obtiene

$$z = e^{-\alpha x}(A' \cos \beta x + A'' \operatorname{sen} \beta x) \tag{6.39}$$

donde A' y A'' son constantes y

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{B_1 k}{4E_F I_F}} \tag{6.40}$$

La unidad del término β, como se definió en la ecuación anterior, es (longitud)$^{-1}$. Este parámetro es muy importante al determinar si una losa de cimentación se debe diseñar mediante el método rígido convencional o con el método flexible aproximado. De acuerdo con el American Concrete Institute Committee 336 (1988), las losas se deben diseñar mediante el método rígido convencional si el espaciamiento de las columnas en una franja es menor que $1.75/\beta$. Si el espaciamiento de las columnas es mayor que $1.75/\beta$, se puede utilizar el método flexible aproximado.

Para realizar el análisis para el diseño estructural de una losa de cimentación, se deben conocer los principios comprendidos al evaluar el coeficiente de reacción de la subrasante, k. Antes de continuar con el análisis del método de diseño flexible aproximado, examinemos este coeficiente con más detalle.

Si una cimentación de ancho B (consulte la figura 6.12) se somete a una carga por área unitaria de q, ésta sufrirá un asentamiento Δ. El coeficiente del módulo de la subrasante se puede definir como

$$k = \frac{q}{\Delta} \tag{6.41}$$

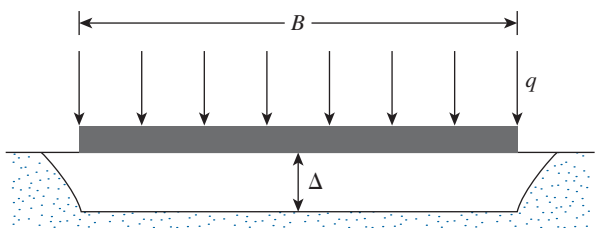


Figura 6.12 Definición del coeficiente de reacción de la subrasante, k.

www.elsolucionario.org

Las unidades de k son kN/m^3. El valor del coeficiente de reacción de la subrasante no es una constante para un suelo dado, sino depende más bien de varios factores, como la longitud L y el ancho B de la cimentación y también de la profundidad de empotramiento de ésta. Un estudio amplio de Terzaghi (1955) de los parámetros que afectan el coeficiente de reacción de la subrasante indicó que el valor del coeficiente disminuye con el ancho de la cimentación. En el campo se pueden realizar pruebas de carga con placas cuadradas que miden 0.3 × 0.3 m para calcular el valor de k. Este valor se puede relacionar con cimentaciones grandes que miden $B \times B$ de la manera siguiente:

Cimentaciones sobre suelos arenosos

Para cimentaciones sobre suelos arenosos,

$$k = k_{0.3}\left(\frac{B + 0.3}{2B}\right)^2 \tag{6.42}$$

donde $k_{0.3}$ y k = coeficientes de reacción de la subrasante de cimentaciones que miden 0.3 × 0.3 m y B(m) × B(m), respectivamente (las unidades son kN/m^3).

Cimentaciones sobre arcillas

Para cimentaciones sobre arcillas,

$$k(\text{kN/m}^3) = k_{0.3}(\text{kN/m}^3)\left[\frac{0.3\ (\text{m})}{B(\text{m})}\right] \tag{6.43}$$

Las definiciones de k y $k_{0.3}$ en la ecuación (6.43) son las mismas que las de la ecuación (6.42).

Para cimentaciones cuadradas con dimensiones de $B \times L$ (para suelo y carga, q, similares),

$$k = \frac{k_{(B\times B)}\left(1 + 0.5\frac{B}{L}\right)}{1.5} \tag{6.44}$$

donde

k = coeficiente del módulo de la subrasante de la cimentación rectangular ($L \times B$)
$k_{(B\times B)}$ = coeficiente del módulo de la subrasante de una cimentación cuadrada con dimensiones de $B \times B$

La ecuación (6.44) 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 suelos granulares aumenta con la profundidad. Debido a que el asentamiento de una cimentación depende del módulo de elasticidad, el valor de k aumenta con la profundidad de la cimentación.

En la tabla 6.2 se indican intervalos comunes de los valores del coeficiente de reacción de la subrasante, $k_{0.3}(k_1)$, para suelos arenosos y arcillosos.

Para vigas largas, Vesic (1961) propuso una ecuación para estimar la reacción de la subrasante, que es:

$$k' = Bk = 0.65\sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_F I_F}}\frac{E_s}{1-\mu_s^2}$$

o

$$k = 0.65\sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_F I_F}}\frac{E_s}{B(1-\mu_s^2)} \tag{6.45}$$

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

Tabla 6.2 Valores comunes de la reacción de la subrasante, $k_{0.3}(k_1)$.

Tipo de suelo	$k_{0.3}(k_1)$ MN/m³
Arena seca o húmeda	
Suelta	8-25
Media	25-125
Densa	125-375
Arena saturada:	
Suelta	10-15
Media	35-40
Densa	130-150
Arcilla:	
Rígida	10-25
Muy rígida	25-50
Dura	>50

Para la mayoría de los fines prácticos, la ecuación (6.46) se puede aproximar por

$$k = \frac{E_s}{B(1 - \mu_s^2)} \tag{6.46}$$

Ahora que ya se analizó el coeficiente de reacción de la subrasante, procederemos con el estudio del método flexible aproximado de diseño de losas de cimentación. Este método se describe paso a paso como lo propone el American Concrete Institute Committee 336 (1988). El uso del procedimiento de diseño, que se basa principalmente en la teoría de placas, permite que se evalúen los efectos (es decir, momento, cortante y deflexión) de una carga concentrada de una columna en el área que la rodea. Si las zonas de influencia de dos o más columnas se sobreponen, se puede emplear la superposición para obtener el momento neto, el cortante y la deflexión en cualquier punto. El método es el siguiente:

Paso 1. Se supone un espesor h para la losa, de acuerdo con el paso 6 del método rígido convencional. (*Nota: h* es el espesor *total* de la losa).

Paso 2. Se determina la rigidez a la flexión R de la losa según la fórmula:

$$R = \frac{E_F h^3}{12(1 - \mu_F^2)} \tag{6.47}$$

donde

E_F = módulo de elasticidad del material de la cimentación
μ_F = relación de Poisson del material de la cimentación

Paso 3. Se determina el radio de rigidez efectiva, es decir,

$$L' = \sqrt[4]{\frac{R}{k}} \tag{6.48}$$

donde k = coeficiente de reacción de la subrasante. La zona de influencia de cualquier carga de columna será del orden de 3 a 4 L'.

Paso 4. Se determina el momento (en coordenadas polares en un punto) causado por una carga de columna (consulte la figura 6.13a). Las fórmulas que utilizan son:

$$M_r = \text{momento radial} = -\frac{Q}{4}\left[A_1 - \frac{(1 - \mu_F)A_2}{\frac{r}{L'}}\right] \tag{6.49}$$

y

$$M_t = \text{momento tangencial} = -\frac{Q}{4}\left[\mu_F A_1 + \frac{(1 - \mu_F)A_2}{\frac{r}{L'}}\right] \tag{6.50}$$

www.elsolucionario.org

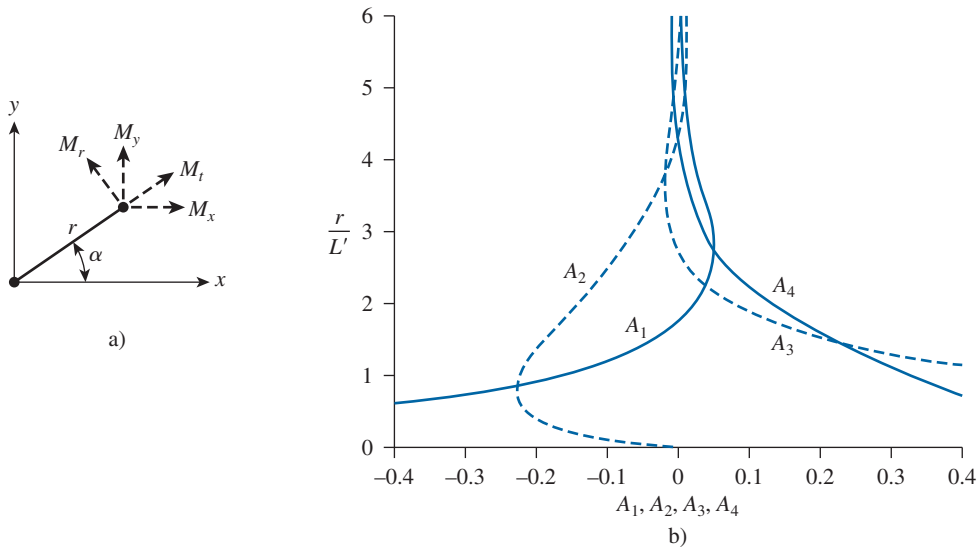


Figura 6.13 Método flexible aproximado de diseño de losas.

donde

r = distancia radial desde la carga de columna
Q = Carga de 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 6.13b. (Consulte los detalles en Hetenyi, 1946.)

En el sistema coordenado cartesiano (consulte la figura 6.13a).

$$M_x = M_t \operatorname{sen}^2\alpha + M_r \cos^2\alpha \tag{6.51}$$

y

$$M_y = M_t \cos^2\alpha + M_r \operatorname{sen}^2\alpha \tag{6.52}$$

Paso 5. Para el ancho unitario de la losa, se determina la fuerza cortante V causada por una carga de columna:

$$V = \frac{Q}{4L'}A_3 \tag{6.53}$$

La variación de A_3 con r/L' se muestra en la figura 6.13b.

Paso 6. Si el borde de la losa está ubicado en la zona de influencia de una columna, se determina el momento y el cortante a lo largo del borde. (Se supone que la losa es continua). Un momento y una fuerza cortante opuestos en signo a los determinados se aplican en los bordes para satisfacer las condiciones conocidas.

Paso 7. La deflexión en cualquier punto está dada por

$$\delta = \frac{QL'^2}{4R}A_4 \tag{6.54}$$

La variación de A_4 se presenta en la figura 6.13b.

Ejemplo 6.5

En la figura 6.14 se muestra la planta de una losa de cimentación. Calcule la presión en el suelo en los puntos A, B, C, D, E y F. (*Nota:* está planeado que todas las secciones de las columnas midan 0.5×0.5 m).

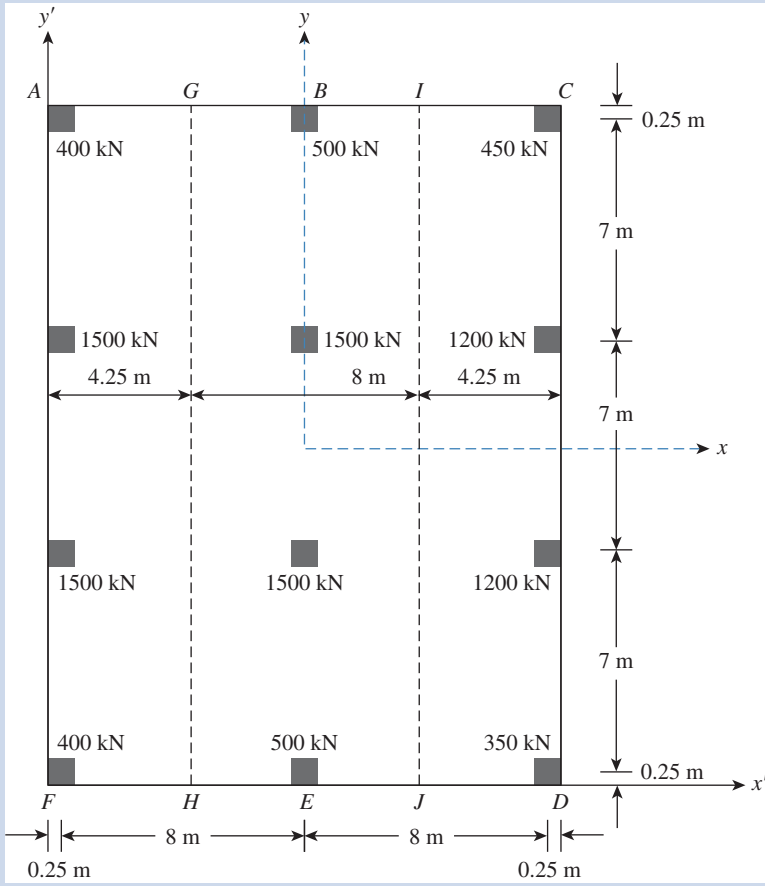


Figura 6.14 Planta de una losa de cimentación.

Solución

Ecuación (6.23): $q = \dfrac{Q}{A} \pm \dfrac{M_y x}{I_y} \pm \dfrac{M_x y}{I_x}$

$$A = (16.5)(21.5) = 354.75 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12}BL^3 = \frac{1}{12}(16.5)(21.5)^3 = 13\,665 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12}LB^3 = \frac{1}{12}(21.5)(16.5)^3 = 8\,050 \text{ m}^4$$

$$Q = 350 + (2)(400) + 450 + (2)(500) + (2)(1200) + (4)(1500) = 11\,000 \text{ kN}$$

$$M_y = Qe_x; \quad e_x = x' - \frac{B}{2}$$

$$x' = \frac{Q_1 x_1' + Q_2 x_2' + Q_3 x_3' + \cdots}{Q}$$

$$= \frac{1}{11\,000}\begin{bmatrix} (8.25)(500 + 1500 + 1500 + 500) \\ + (16.25)(350 + 1200 + 1200 + 450) \\ + (0.25)(400 + 1500 + 1500 + 400) \end{bmatrix} = 7.814 \text{ m}$$

$$e_x = x' - \frac{B}{2} = 7.814 - 8.25 = -0.435 \text{ m} \approx -0.44 \text{ m}$$

De aquí, la línea de acción resultante se ubica a la izquierda del centro de la losa. Por lo tanto, $M_y = (11\,000)(0.44) = 4\,840$ kN-m. De manera similar,

$$M_x = Qe_y; \quad e_y = y' - \frac{L}{2}$$

$$y' = \frac{Q_1 y_1' + Q_2 y_2' + Q_3 y_3' + \cdots}{Q}$$

$$= \frac{1}{11\,000}\left[(0.25)(400 + 500 + 350) + (7.25)(1500 + 1500 + 1200) + (14.25)(1500 + 1500 + 1200) + (21.25)(400 + 500 + 450)\right]$$

$$= 10.85 \text{ m}$$

$$e_y = y' - \frac{L}{2} = 10.85 - 10.75 = 0.1\text{m}$$

La ubicación de la línea de acción de las cargas resultantes de las columnas se muestra en la figura 6.15.

$M_x = (11\,000)(0.1) = 1100$ kN-m. Por lo tanto,

$$q = \frac{11\,000}{354.75} \pm \frac{4840x}{8050} \pm \frac{1100y}{13{,}665} = 31.0 \pm 0.6x \pm 0.08y(\text{ kN m}^2)$$

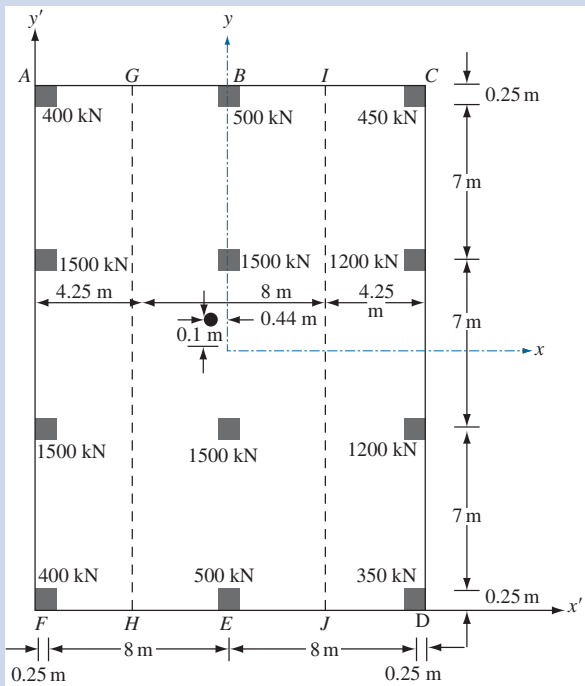


Figura 6.15

www.elsolucionario.org

Por lo tanto,

En *A*: $q = 31.0 + (0.6)(8.25) + (0.08)(10.75) = \mathbf{36.81\ kN/m^2}$
En *B*: $q = 31.0 + (0.6)(0) + (0.08)(10.75) = \mathbf{31.86\ kN/m^2}$
En *C*: $q = 31.0 - (0.6)(8.25) + (0.08)(10.75) = \mathbf{26.91\ kN/m^2}$
En *D*: $q = 31.0 - (0.6)(8.25) - (0.08)(10.75) = \mathbf{25.19\ kN/m^2}$
En *E*: $q = 31.0 + (0.6)(0) - (0.08)(10.75) = \mathbf{30.14\ kN/m^2}$
En *F*: $q = 31.0 + (0.6)(8.25) - (0.08)(10.75) = \mathbf{35.09\ kN/m^2}$

Ejemplo 6.6

Divida la losa que se muestra en la figura 6.14 en tres franjas, como *AGHF* ($B_1 = 4.25$ m), *GIJH* ($B_1 = 8$ m) e *ICDJ* ($B_1 = 4.25$ m). Utilice el resultado del ejemplo 6.5 y determine los requisitos del refuerzo en la dirección y. Aquí, $f'_c = 20.7$ MN/m^2, $f_y = 413.7$ MN/m^2 y el factor de carga es 1.7.

Solución

Determinación de los diagramas de cortante y momento para las franjas.

Franja *AGHF*:

$$\text{Presión promedio en el suelo} = q_{\text{prom}} = \frac{q_{(\text{en } A)} + q_{(\text{en } F)}}{2} = \frac{36.81 + 35.09}{2} = 35.95\ \text{kN/m}^2$$

$$\text{Reacción total del suelo} = q_{\text{prom}} B_1 L = (35.95)(4.25)(21.50) = 3285\ \text{kN}$$

$$\text{Carga promedio} = \frac{\text{carga debida a la reacción del suelo} + \text{cargas de columnas}}{2}$$
$$= \frac{3\,285 + 3\,800}{2} = 3\,542.5\ \text{kN}$$

Por lo tanto, la presión promedio modificada del suelo,

$$q_{\text{prom(modificada)}} = q_{\text{prom}}\left(\frac{3\,542.5}{3\,285}\right) = (35.95)\left(\frac{3\,542.5}{3\,285}\right) = 38.768\ \text{kN/m}^2$$

Las cargas de columnas se pueden modificar de una manera similar mediante el factor de multiplicación

$$F = \frac{3\,542.5}{3\,800} = 0.9322$$

En la figura 6.16 se muestran las cargas sobre la franja y los diagramas de cortante y momento correspondientes. Observe que las cargas de columnas que se muestran en esta figura se han multiplicado por $F = 0.9322$. Además, la carga por longitud unitaria de la viga es igual a $B_1 q_{\text{prom(modificada)}} = (4.25)(38.768) = 164.76$ kN/m.

Franja *GIJH*: De manera similar,

$$q_{\text{prom}} = \frac{q_{(\text{en } B)} + q_{(\text{en } E)}}{2} = \frac{31.86 + 30.14}{2} = 31\ \text{kN/m}^2$$

Reacción total del suelo $= (31)(8)(21.5) = 5\,332$ kN
Carga total de columnas $= 4\,000$ kN

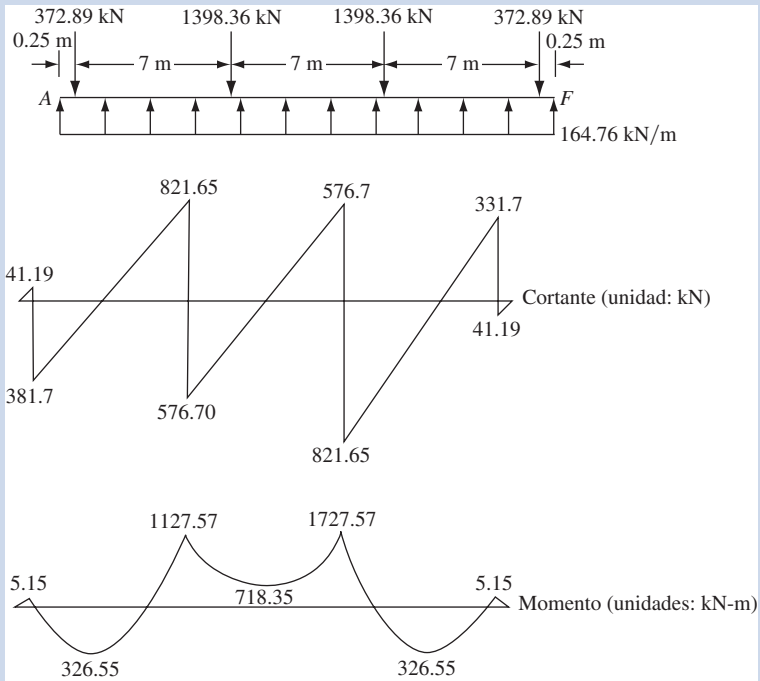


Figura 6.16 Diagramas de carga, cortante y momento para la franja *AGHF*.

$$\text{Carga promedio} = \frac{5\,332 + 4\,000}{2} = 4\,666 \text{ kN}$$

$$q_{\text{prom(modificada)}} = (31)\left(\frac{4\,666}{5\,332}\right) = 27.12 \text{ kN/m}^2$$

$$F = \frac{4\,666}{4\,000} = 1.1665$$

Los diagramas de carga, cortante y momento se muestran en la figura 6.17.

Franja *ICDJ*: En la figura 6.18 se muestran los diagramas de carga, cortante y momento para esta franja.

Determinación del espesor de la losa

Para este problema, la sección crítica para el cortante por tensión diagonal estará en la columna que soporta 1500 kN de carga en el borde de la losa [figura 6.19)]. Por lo tanto,

$$b_o = \left(0.5 + \frac{d}{2}\right) + \left(0.5 + \frac{d}{2}\right) + (0.5 + d) = 1.5 + 2d$$

$$U = (b_o d)\left[(\phi)(0.34)\sqrt{f'_c}\right]$$

$$U = (1.7)(1\,500) = 2550 \text{ kN} = 2.55 \text{ MN}$$

$$2.55 = (1.5 + 2d)(d)\left[(0.85)(0.34)\sqrt{20.7}\right]$$

o

$$(1.5 + 2d)(d) = 1.94;\ d = 0.68 \text{ m}$$

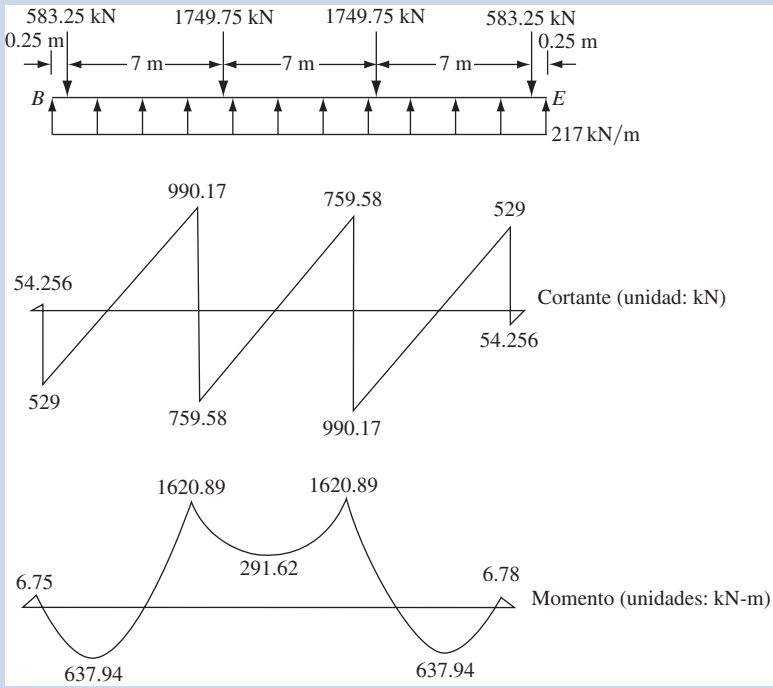


Figura 6.17 Diagramas de carga, cortante y momento para la franja *GIJH*.

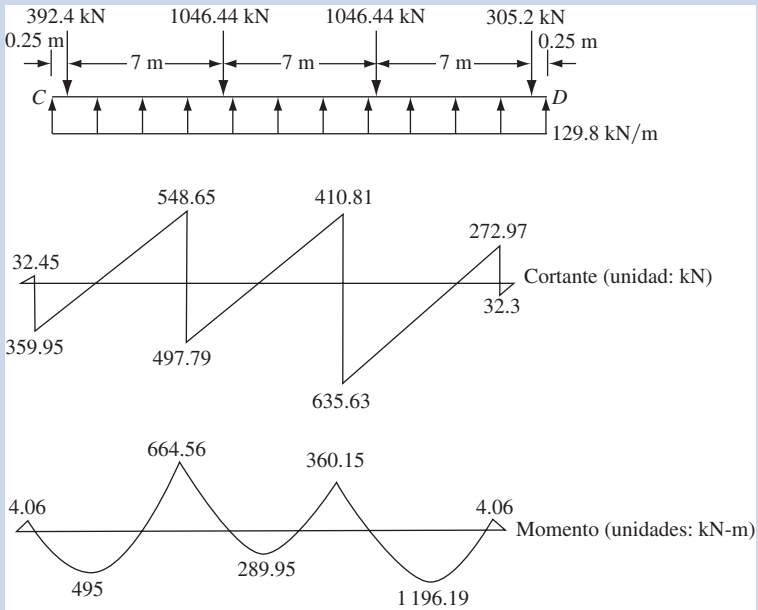


Figura 6.18 Diagramas de carga, cortante y momento para la franja *ICDJ*.

www.elsolucionario.org

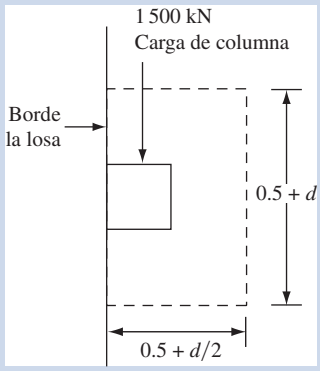


Figura 6.19 Columna perimetral crítica.

Suponiendo un recubrimiento mínimo de 76 mm sobre el refuerzo de acero y también suponiendo que las varillas de acero que se utilizarán son de 25 mm de diámetro, el espesor total de la losa es

$$h = 0.68 + 0.076 + 0.025 = 0.781 \text{ m} \approx \mathbf{0.8\ m}$$

El espesor de esta losa satisfará la condición de cortante en la viga ancha en las tres franjas en consideración.

Determinación del refuerzo

Del diagrama de momento que se muestra en las figuras 6.16, 6.17 y 6.18, se puede observar que el momento positivo máximo se ubica en la franja *AGHF* y su magnitud es

$$M' = \frac{1727.57}{B_1} = \frac{1727.57}{4.25} = 406.5 \text{ kN-m/m}$$

De manera similar, el momento negativo máximo se ubica en la franja *ICDJ* y su magnitud es

$$M' = \frac{1196.19}{B_1} = \frac{1196.19}{4.25} = 281.5 \text{ kN-m/m}$$

De la ecuación (6.33): $M_u = (M')(\text{factor de carga}) = \phi A_s f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)$.

Para el momento positivo, $M_u = (406.5)(1.7) = (\phi)(A_s)(413.7 \times 1000)\left(0.68 - \frac{a}{2}\right)$

$\phi = 0.9$. Además, de la ecuación (6.34),

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(A_s)(413.7)}{(0.85)(20.7)(1)} = 23.51 A_s; \text{ o } A_s = 0.0425a$$

$$691.05 = (0.9)(0.0425a)(413\,700)\left(0.68 - \frac{a}{2}\right); \text{ o } a \approx 0.0645$$

Por lo tanto, $A_s = (0.0425)(0.0645) = 0.00274 \text{ m}^2/\text{m} = 2\,740 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Utilice varillas de 25 mm de diámetro separadas 175 mm centro a centro:

$$\left[A_s \text{ proporcionada} = (491)\left(\frac{1000}{175}\right) = 2\,805.7 \text{ mm}^2/\text{m}\right]$$

De manera similar, para el refuerzo negativo,

$$M_u = (281.5)(1.7) = (\phi)(A_s)(413.7 \times 1000)\left(0.68 - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi = 0.9.\ A_s = 0.0425a$$

Por lo tanto,

$$478.55 = (0.9)(0.0425a)(413.7 \times 1000)\left(0.68 - \frac{a}{2}\right);\ \text{o}\ a \approx 0.045$$

Por consiguiente, $A_s = (0.045)(0.0425) = 0.001913 \text{ m}^2/\text{m} = 1\,913 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Utilice varillas de 25 mm de diámetro separadas 255 mm centro a centro:

$$[A_s \text{ proporcionada} = 1925 \text{ mm}^2]$$

Debido a que el momento negativo ocurre a la mitad de la franja *ICDJ*, se debe proporcionar refuerzo. Este momento es

$$M' = \frac{289.95}{4.25} = 68.22 \text{ kN-m/m}$$

De aquí,

$$M_u = (68.22)(1.7) = (0.9)(0.0425a)(413.7 \times 1000)\left(0.68 - \frac{a}{2}\right);$$

$$\text{o}\ a \approx 0.0108$$

$$A_s = (0.0108)(0.0425) = 0.000459 \text{ m}^2/\text{m} = 459 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Proporcione varillas de 16 mm de diámetro separadas 400 mm centro a centro:

$$[A_s \text{ proporcionada} = 502 \text{ mm}^2]$$

La configuración general del refuerzo se muestra en la figura 6.20.

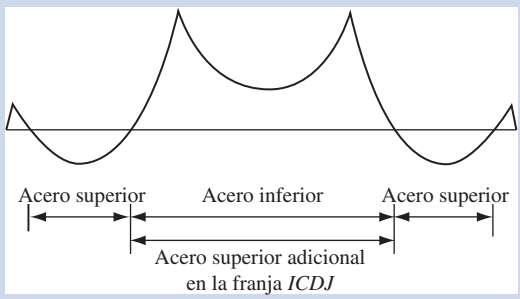


Figura 6.20 Configuración general del refuerzo.

Problemas

6.1 Determine la capacidad de carga última neta de la losa de cimentación con las características siguientes:

$$c_u = 120 \text{ kN/m}^2,\ \phi = 0,\ B = 8 \text{ m},\ L = 18 \text{ m},\ D_f = 3 \text{ m}$$

6.2 Los siguientes son los resultados de una prueba de penetración estándar en el campo (suelo arenoso):

Profundidad (m)	Valor en campo de N_{60}
1.5	9
3	12
4.5	11
6	7
7.5	13
9	11
10.5	13

Estime la capacidad de carga permisible neta de una losa de cimentación de 6.5 × 5 m en planta. Aquí, $D_f = 1.5$ m y el asentamiento permisible = 50 mm. Suponga que el peso específico del suelo, $\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$.

6.3 Repita el problema 6.2 para un asentamiento permisible de 30 mm.

6.4 Una losa de cimentación sobre un suelo de arcilla saturada tiene dimensiones de 20 × 20 m. Datos: carga muerta y viva = 48 MN, $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$ y $\gamma_{\text{arcilla}} = 18.5 \text{ kN/m}^3$.

- **a.** Determine la profundidad, D_f, de la losa para una cimentación completamente compensada.
- **b.** ¿Cuál será la profundidad de la losa (D_f) para un factor de seguridad de 2 contra la falla por capacidad de carga?

6.5 Repita el inciso b del problema 6.4 para $c_u = 20 \text{ kN/m}^2$.

6.6 En la figura P6.6 se muestra una losa de cimentación. Las consideraciones 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 $\sigma'_c \approx 105 \text{ kN/m}^2$. Calcule el asentamiento por consolidación debajo del centro de la losa.

6.7 Para la losa de cimentación del problema 6.6, estime el asentamiento por consolidación debajo de una esquina de la losa.

6.8 A partir de una prueba de placa (dimensiones de la placa de 0.3 × 0.3 m) en el campo, el coeficiente de reacción de la subrasante de un suelo arenoso se determinó que es de 14 900 kN/m^3. ¿Cuál será el valor del coeficiente de reacción de la subrasante en el mismo suelo para una cimentación con dimensiones de 7.5 × 7.5 m?

6.9 Consulte el problema 6.18. Si la cimentación a tamaño completo tuviera dimensiones de 21.3 × 9.1 m, ¿cuál será el valor del coeficiente de reacción de la subrasante?

6.10 La reacción de la subrasante de un suelo arenoso obtenida de una prueba de placa de carga (dimensiones de la placa de 1 × 0.7 m) es de 18 MN/m^3. ¿Cuál será el valor de k en el mismo suelo para una cimentación que mide 5 × 3.5 m?

www.elsolucionario.org

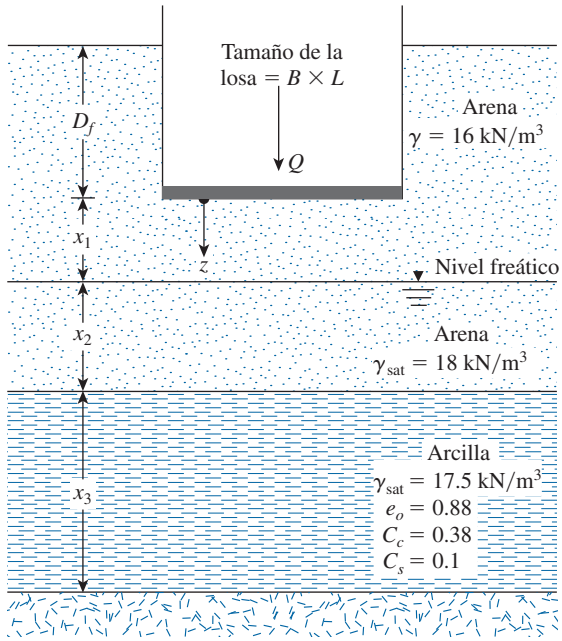


Figura P6.6

Referencias

American Concrete Institute (1995). *ACI Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. ACI 318-95, Farmington Hills, MI.

American Concrete Institute Committee 336 (1988). "Suggested Design Procedures for Combined Footings and Mats", *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 63, núm. 10, pp. 1041-1077.

Hetenyi, M. (1946). *Beams of Elastic Foundations*, University of Michigan Press, Ann Harbor, MI.

Meyerhof, G.G. (1965). "Shallow Foundations", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 91, núm. SM2, pp. 21-31.

Ríos, L. y Silva, F.P. (1948). "Foundations in Downtown São Paulo (Brazil)", *Proceedings, Second International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Rotterdam, vol. 4, p. 69.

Schultze, E. (1962). "Probleme bei der Auswertung von Setzungsmessungen", *Proceedings, Baugrundtagung*, Essen, Alemania, p. 343.

Terzaghi, K. (1955). "Evaluation of the Coefficient of Subgrade Reactions", *Geotechnique,* Institute of Engineers, Londres, vol. 5, núm. 4, pp. 197-226.

Vargas, M. (1948). "Building Settlement Observations in São 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 São 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 Engineering Mechanics Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 87, núm. EM2, pp. 35-53.

7 Presión lateral de tierra

7.1 Introducción

Los taludes verticales o casi verticales de suelo se soportan por muros de retención, muros de tabla-estacas en voladizo, muros de muelles de tabla-estacas, cortes apuntalados y otras estructuras similares. El diseño adecuado de estas estructuras requiere una estimación de la presión lateral de tierra, que es una función de varios factores, como a) el tipo y la cantidad de movimiento de los muros, b) los parámetros de la resistencia cortante del suelo, c) el peso específico del suelo y d) las condiciones de drenaje en el relleno. En la figura 7.1 se muestra un muro de retención de altura H. Para tipos similares de relleno:

a. El movimiento del muro se puede restringir (7.1a). La presión lateral de tierra sobre el muro a cualquier profundidad se denomina *presión en reposo de tierra.*
b. El muro se puede inclinar por el suelo retenido (figura 7.1b). Con suficiente inclinación del muro, fallará una cuña triangular de suelo detrás del muro. A la presión lateral para esta condición se le refiere como *presión activa de tierra.*
c. El muro se puede empujar hacia el suelo retenido (figura 7.1c). Con un movimiento suficiente del muro, fallará una cuña de suelo. A la presión lateral para esta condición se le refiere como *presión pasiva de tierra.*

En la figura 7.2 se muestra la naturaleza de la variación de la presión lateral, σ'_h, a una cierta profundidad del muro con la magnitud del movimiento de éste.

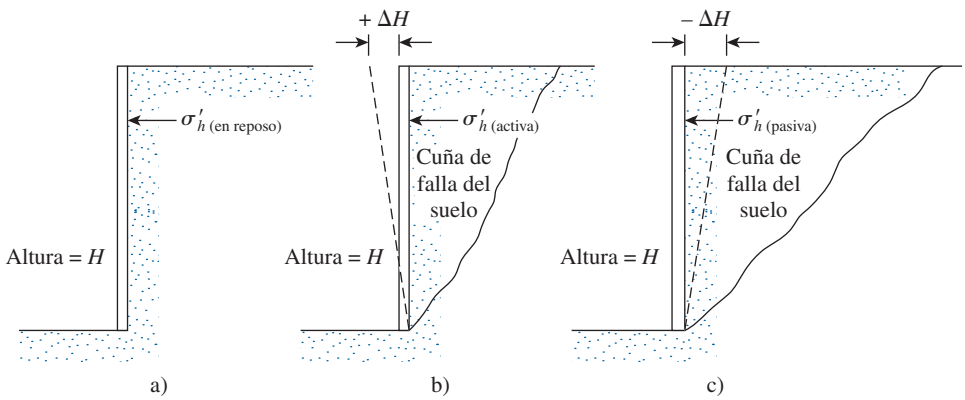


Figura 7.1 Naturaleza de la presión lateral de tierra sobre un muro de retención.

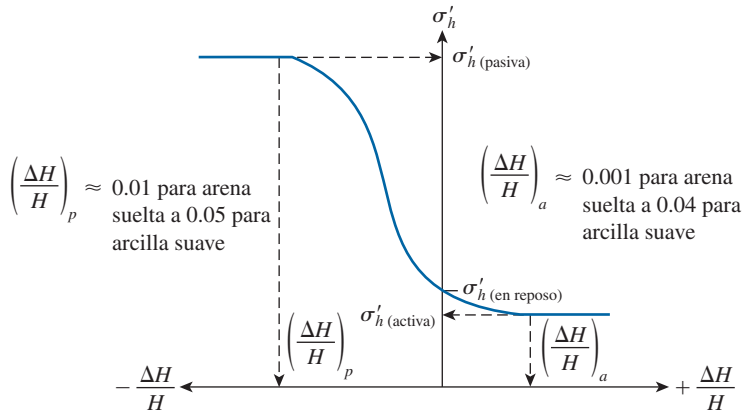


Figura 7.2 Naturaleza de la variación de la presión lateral de tierra a determinada profundidad.

En las secciones siguientes se analizan varias relaciones para determinar las presiones en reposo, activa y pasiva sobre un muro de retención. Se supone que el lector estudió en un curso pasado la presión lateral de tierra, por lo que este capítulo le servirá como un repaso.

7.2 Presión lateral en reposo de tierra

Considere un muro vertical de altura H, como se muestra en la figura 7.3, que retiene un suelo con un peso específico γ. Además, se aplica una carga uniformemente distribuida, q/área unitaria, a la superficie del terreno. La resistencia cortante del suelo es

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

donde

c' = cohesión
ϕ' = ángulo de fricción efectivo
σ' = esfuerzo normal efectivo

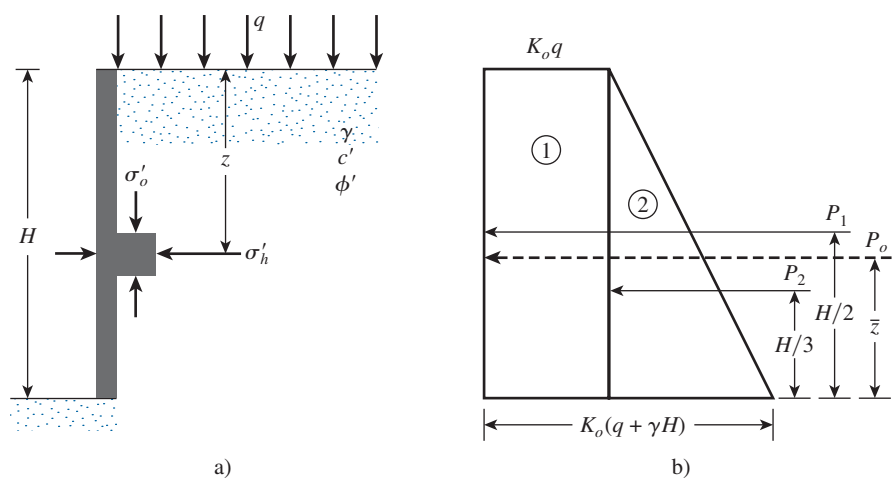


Figura 7.3 Presión en reposo de tierra.

www.elsolucionario.org

A cualquier profundidad z debajo de la superficie del terreno, el esfuerzo subsuperficial vertical es

$$\sigma'_o = q + \gamma z \tag{7.1}$$

Si el *muro está en reposo y no se permite que se mueva en lo absoluto*, ya sea alejándose de la masa de suelo, o bien, hacia ella (es decir, la deformación horizontal es cero), la presión lateral a una profundidad z es

$$\sigma_h = K_o\sigma'_o + u \tag{7.2}$$

donde

u = presión de poro del agua
K_o = coeficiente de presión en reposo de tierra

Para un suelo normalmente consolidado, la relación para K_o (Jaky, 1944) es

$$K_o \approx 1 - \text{sen } \phi' \tag{7.3}$$

La ecuación (7.3) es una aproximación empírica.

Para un suelo sobreconsolidado, el coeficiente de presión en reposo de tierra se puede expresar como (Mayne y Kulhawy, 1982)

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi')\text{OCR}^{\text{sen } \phi'} \tag{7.4}$$

donde OCR = relación de sobreconsolidación.

Con un valor seleccionado adecuadamente del coeficiente de presión en reposo de tierra, se puede utilizar la ecuación (7.2) para determinar la variación de la presión lateral de tierra con la profundidad z. En la figura 7.3b se muestra la variación de σ'_h con la profundidad para el muro que se muestra en la figura 7.3a. Observe que si la sobrecarga $q = 0$ y la presión de poro del agua $u = 0$, el diagrama de presión será un triángulo. La fuerza total, P_o, *por longitud unitaria* del muro dada en la figura 7.3a se puede obtener ahora a partir del área del diagrama de presión dado en la figura 7.3b, y es

$$P_o = P_1 + P_2 = qK_oH + \tfrac{1}{2}\gamma H^2K_o \tag{7.5}$$

donde

P_1 = área del rectángulo 1
P_2 = área del triángulo 2

La ubicación de la línea de acción de la fuerza resultante, P_o, se puede obtener tomando momentos respecto al fondo del muro. Por lo tanto,

$$\bar{z} = \frac{P_1\left(\frac{H}{2}\right) + P_2\left(\frac{H}{3}\right)}{P_o} \tag{7.6}$$

Si el nivel freático se ubica a una profundidad $z < H$, el diagrama de presión en reposo que se muestra en la figura 7.3b se tendrá que modificar un poco, como se muestra en la figura 7.4. Si el peso específico del suelo debajo del nivel freático es igual a γ' (es decir, $\gamma_{sat} - \gamma_w$), entonces

en $z = 0$, $\quad \sigma'_h = K_o\sigma'_o = K_oq$
en $z = H_1$, $\quad \sigma'_h = K_o\sigma'_o = K_o(q + \gamma H_1)$

y

en $z = H_2$, $\quad \sigma'_h = K_o\sigma'_o = K_o(q + \gamma H_1 + \gamma' H_2)$

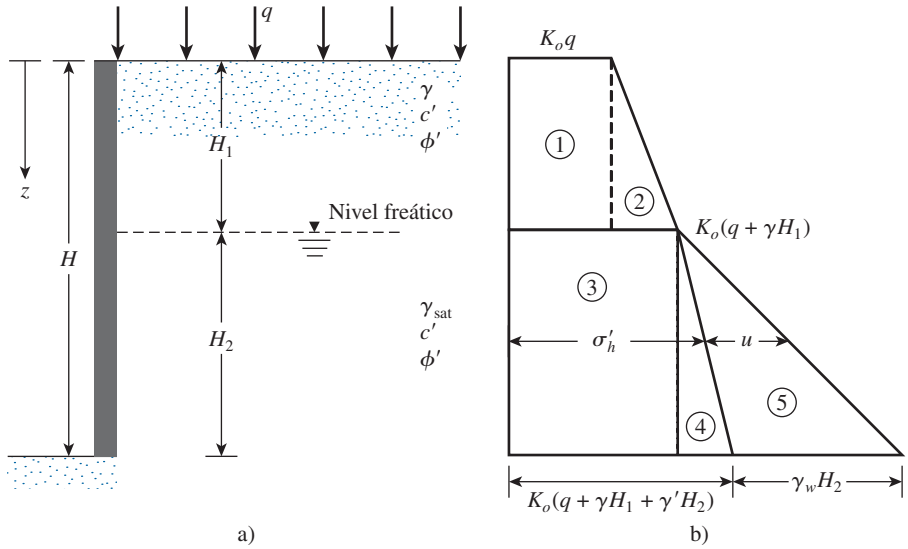


Figura 7.4 Presión en reposo de tierra con el nivel freático ubicado a una profundidad $z < H$.

Observe que en las ecuaciones anteriores, σ'_o y σ'_h son las presiones efectivas vertical y horizontal, respectivamente. La determinación de la distribución de la presión total sobre el muro requiere que se sume la presión hidrostática u, que es cero de $z = 0$ a $z = H_1$ y es $H_2\gamma_w$ en $z = H_2$. La variación de σ'_h y u con la profundidad se muestra en la figura 7.4b. De aquí, la fuerza total por longitud unitaria del muro se puede determinar a partir del área del diagrama de presión. En específico,

$$P_o = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5$$

donde A = área del diagrama de presión.

Por lo tanto,

$$P_o = K_o q H_1 + \tfrac{1}{2}K_o\gamma H_1^2 + K_o(q + \gamma H_1)H_2 + \tfrac{1}{2}K_o\gamma' H_2^2 + \tfrac{1}{2}\gamma_w H_2^2 \qquad (7.7)$$

Ejemplo 7.1

Para el muro de retención que se muestra en la figura 7.5a, determine la fuerza lateral en reposo de la tierra por longitud unitaria del muro. También determine la ubicación de la fuerza resultante. Suponga OCR = 1.

Solución

$$K_o = 1 - \text{sen}\ \phi' = 1 - \text{sen}\ 30° = 0.5$$

En $z = 0$, $\sigma'_o = 0$; $\sigma'_h = 0$

En $z = 2.5$ m, $\sigma'_o = (16.5)(2.5) = 41.25\ \text{kN/m}^2$;

$$\sigma'_h = K_o\sigma'_o = (0.5)(41.25) = 20.63\ \text{kN/m}^2$$

En $z = 5$ m, $\sigma'_o = (16.5)(2.5) + (19.3 - 9.81)2.5 = 64.98\ \text{kN/m}^2$;

$$\sigma'_h = K_o\sigma'_o = (0.5)(64.98) = 32.49\ \text{kN/m}^2$$

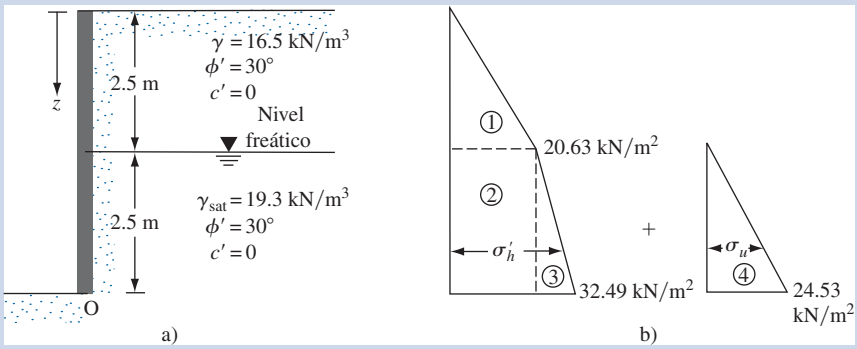


Figura 7.5

La distribución de la presión hidrostática es:

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 para el muro se muestra en la figura 7.5b.

La fuerza total por longitud unitaria del muro se puede determinar a partir del área del diagrama de presión, o

$$\begin{aligned} P_o &= \text{Área 1} + \text{Área 2} + \text{Área 3} + \text{Área 4} \\ &= \tfrac{1}{2}(2.5)(20.63) + (2.5)(20.63) + \tfrac{1}{2}(2.5)(32.49 - 20.63) \\ &\quad + \tfrac{1}{2}(2.5)(24.53) = \mathbf{122.85\ kN/m} \end{aligned}$$

La ubicación del centro de presión medida desde el fondo del muro (punto O) =

$$\begin{aligned} \bar{z} &= \frac{(\text{Área 1})\left(2.5+\frac{2.5}{3}\right)+(\text{Área 2})\left(\frac{2.5}{2}\right)+(\text{Área 3}+\text{Área 4})\left(\frac{2.5}{3}\right)}{P_o} \\ &= \frac{(25.788)(3.33) + (51.575)(1.25) + (14.825 + 30.663)(0.833)}{122.85} \\ &= \frac{85.87 + 64.47 + 37.89}{122.85} = \mathbf{1.53\ m} \end{aligned}$$

■

Presión activa

7.3 Presión activa de tierra de Rankine

La presión lateral de tierra descrita en la sección 7.2 comprende muros que no ceden en absoluto. Sin embargo, si el muro tiende a moverse alejándose del suelo una distancia Δx, como se muestra en la figura 7.6a, la presión del suelo sobre el muro a cualquier profundidad disminuirá. Para un muro *sin fricción*, el esfuerzo horizontal, σ'_h, a la profundidad z será igual a $K_o\sigma'_o$ $(=K_o\gamma z)$ cuando Δx es cero. Sin embargo, con $\Delta x > 0$, σ'_h será menor que $K_o\sigma'_o$.

www.elsolucionario.org

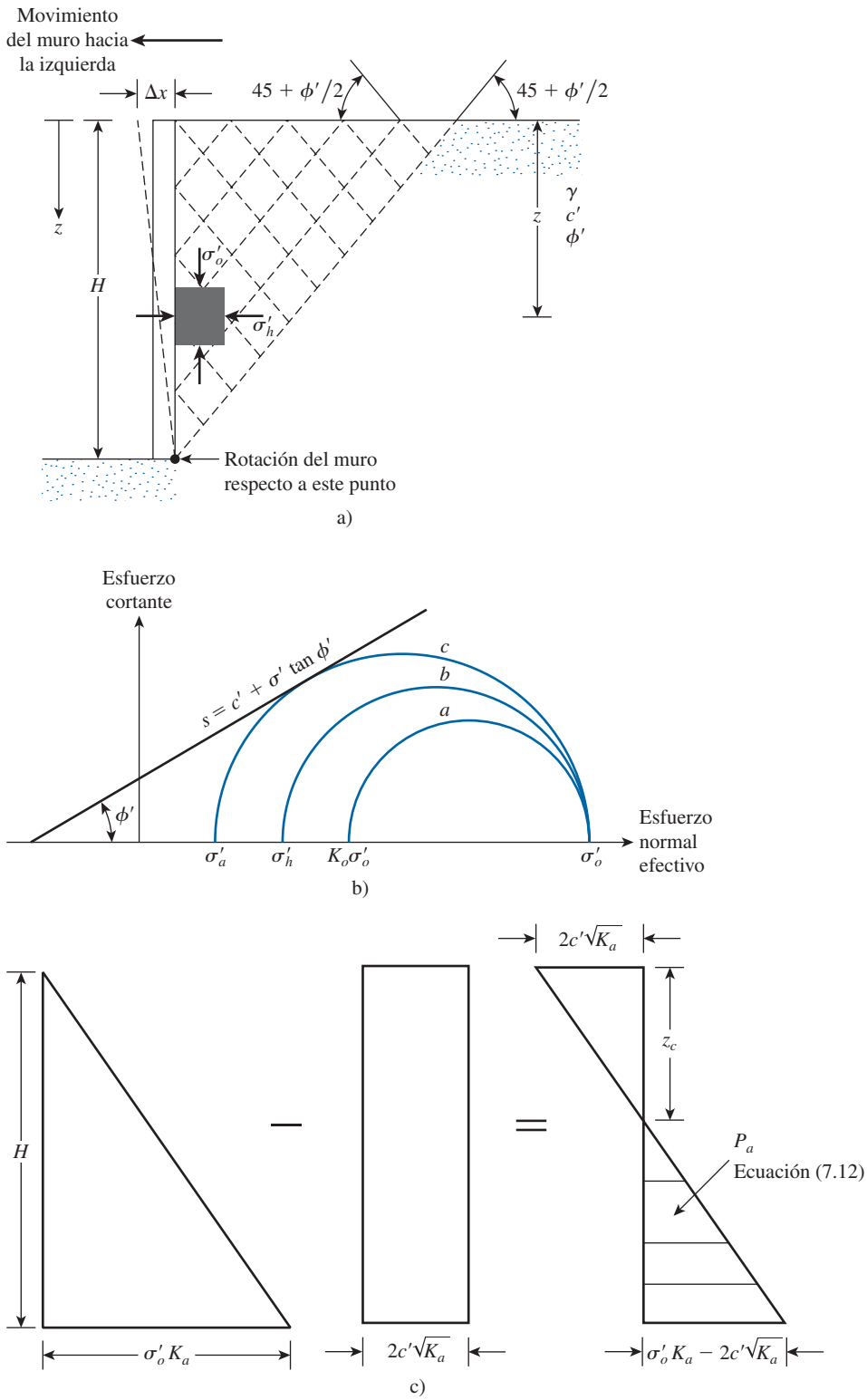


Figura 7.6 Presión activa de Rankine.

Los círculos de Mohr correspondientes a los desplazamientos del muro de $\Delta x = 0$ y $\Delta x > 0$ se muestran como los círculos *a* y *b*, respectivamente, en la figura 7.6b. Si el desplazamiento del muro, Δx, continúa aumentando, el círculo de Mohr correspondiente finalmente tocará la envolvente de falla de Mohr-Coulomb definida por la ecuación

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

Este círculo, marcado *c* en la figura, representa la condición de falla en la masa de suelo; entonces el esfuerzo horizontal es igual a σ'_a, y se le refiere como *presión activa de Rankine*. Entonces las *líneas de deslizamiento* (planos de falla) en la masa de suelo formarán ángulos de $\pm(45 + \phi'/2)$ con la horizontal, como se muestra en la figura 7.6a.

La ecuación (1.87) relaciona los esfuerzos principales para un círculo de Mohr que toca la envolvente de falla de Mohr-Coulomb:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

Para el círculo de Mohr *c* en la figura 7.6b,

Esfuerzo principal mayor, $\sigma'_1 = \sigma'_o$

y

Esfuerzo principal menor, $\sigma'_3 = \sigma'_a$

Por lo tanto,

$$\sigma'_o = \sigma'_a \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$\sigma'_a = \frac{\sigma'_o}{\tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)} - \frac{2c'}{\tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)}$$

o

$$\begin{aligned}\sigma'_a &= \sigma'_o \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) - 2c' \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \\ &= \sigma'_o K_a - 2c'\sqrt{K_a}\end{aligned} \tag{7.8}$$

donde $K_a = \tan^2(45 - \phi'/2) =$ coeficiente de presión activa de Rankine.

La variación de la presión activa con la profundidad para el muro que se muestra en la figura 7.6a se da en la figura 7.6c. Observe que $\sigma'_o = 0$ en $z = 0$ y $\sigma'_o = \gamma H$ en $z = H$. En la distribución de la presión se muestra que en $z = 0$ la presión activa es igual a $-2c'\sqrt{K_a}$, lo que indica un esfuerzo de tensión que disminuye con la profundidad y se vuelve cero a una profundidad de $z = z_c$, o

$$\gamma z_c K_a - 2c'\sqrt{K_a} = 0$$

y

$$z_c = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}} \tag{7.9}$$

A la profundidad z_c se le suele referir como *profundidad de la grieta de tensión*, debido a que el esfuerzo de tensión en el suelo a la larga ocasionará una grieta a lo largo de la interfaz suelo-muro. Así pues, la fuerza activa total de Rankine por longitud unitaria del muro antes de que ocurra la grieta de tensión es

$$\begin{aligned} P_a &= \int_0^H \sigma'_a dz = \int_0^H \gamma z K_a dz - \int_0^H 2c'\sqrt{K_a} dz \\ &= \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2c' H\sqrt{K_a} \end{aligned} \tag{7.10}$$

Después de que aparece la grieta de tensión, la fuerza por longitud unitaria sobre el muro se ocasionará sólo por la distribución de la presión entre las profundidades $z = z_c$ y $z = H$, como se muestra mediante el área sombreada en la figura 7.6c. Esta fuerza se puede expresar así:

$$P_a = \tfrac{1}{2}(H - z_c)(\gamma H K_a - 2c'\sqrt{K_a}) \tag{7.11}$$

o

$$P_a = \frac{1}{2}\left(H - \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}}\right)\left(\gamma H K_a - 2c'\sqrt{K_a}\right) \tag{7.12}$$

Sin embargo, es importante observar que la condición de presión activa de tierra se alcanzará sólo si se permite que el muro "ceda" lo suficiente. La cantidad necesaria de desplazamiento hacia fuera del muro es de aproximadamente $0.001H$ a $0.004H$ para rellenos de suelo granular y de aproximadamente $0.01H$ a $0.04H$ para rellenos de suelo cohesivo.

Observe además que si se utilizaran los parámetros de la resistencia cortante por *esfuerzo total* (c, ϕ), se podría deducir una ecuación similar a la ecuación (7.8), la cual es

$$\sigma_a = \sigma_o \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Ejemplo 7.2

Un muro de retención de 6 m de altura soportará un suelo con un peso específico $\gamma = 17.4\ \text{kN/m}^3$, ángulo de fricción $\phi' = 26°$ y cohesión $c' = 14.36\ \text{kN/m}^2$. Determine la fuerza activa de Rankine por longitud unitaria del muro antes y después de que ocurra la grieta de tensión y determine la línea de acción de la resultante en los dos casos.

Solución

Para $\phi' = 26°$,

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2(45 - 13) = 0.39$$

$$\sqrt{K_a} = 0.625$$

$$\sigma'_a = \gamma H K_a - 2c'\sqrt{K_a}$$

www.elsolucionario.org

De la figura 7.6c, en $z = 0$,

$$\sigma_a' = -2c'\sqrt{K_a} = -2(14.36)(0.625) = -17.95 \text{ kN/m}^2$$

y en $z = 6$ m,

$$\begin{aligned}\sigma_a' &= (17.4)(6)(0.39) - 2(14.36)(0.625)\\ &= 40.72 - 17.95 = 22.77 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Fuerza activa antes de que apareciera la grieta de tensión: (ecuación 7.10)

$$\begin{aligned}P_a &= \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2c'H\sqrt{K_a}\\ &= \tfrac{1}{2}(6)(40.72) - (6)(17.95) = 122.16 - 107.7 = \mathbf{14.46 \text{ kN/m}}\end{aligned}$$

La línea de acción de la resultante se puede determinar tomando el momento del área de los diagramas de presión respecto al fondo del muro, o

$$P_a\bar{z} = (122.16)\left(\frac{6}{3}\right) - (107.7)\left(\frac{6}{2}\right)$$

Por consiguiente,

$$\bar{z} = \frac{244.32 - 323.1}{14.46} = \mathbf{-5.45 \text{ m}}.$$

Fuerza activa después de que apareció la grieta de tensión: ecuación (7.9)

$$z_c = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2(14.36)}{(17.4)(0.625)} = 2.64 \text{ m}$$

Utilizando la ecuación (7.11) se obtiene

$$P_a = \tfrac{1}{2}(H - z_c)(\gamma H K_a - 2c'\sqrt{K_a}) = \tfrac{1}{2}(6 - 2.64)(22.77) = \mathbf{38.25 \text{ kN/m}}$$

En la figura 7.6c se indica que la fuerza $P_a = 38.25$ kN/m es el área del triángulo sombreado. De aquí, la línea de acción de la resultante estará ubicada a una altura $\bar{z} = (H - z_c)/3$ arriba del fondo del muro, o

$$\bar{z} = \frac{6 - 2.64}{3} = \mathbf{1.12 \text{ m}}$$

Ejemplo 7.3

Suponga que el muro de retención que se muestra en la figura 7.7a puede ceder lo suficiente para desarrollar un estado activo. Determine la fuerza activa de Rankine por longitud unitaria del muro y la ubicación de la línea de acción resultante.

Solución

Si la cohesión, c', es cero, entonces

$$\sigma_a' = \sigma_o' K_a$$

Para el estrato superior de suelo, $\phi_1' = 30°$, por lo tanto

$$K_{a(1)} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1'}{2}\right) = \tan^2(45 - 15) = \frac{1}{3}$$

De manera similar, para el estrato inferior de suelo, $\phi_2' = 36°$ y se deduce que

$$K_{a(2)} = \tan^2\left(45 - \frac{36}{2}\right) = 0.26$$

En la tabla siguiente se muestra el cálculo de σ_a' y u a varias profundidades debajo de la superficie del terreno.

Profundidad, z (m)	σ_o' (lb/pie^2)	K_a	$\sigma_a' = K_a\sigma_o'$ (lb/pie^2)	u (lb/pie^2)
0	0	1/3	0	0
3.05^-	(16)(3.05) = 48.8	1/3	16.27	0
3.05^+	48.8	0.26	12.69	0
6.1	(16)(3.05) + (19 − 9.81)(3.05) = 76.83	0.26	19.98	(9.81)(3.05) = 29.92

El diagrama de la distribución de la presión se indica en la figura 7.7b. La fuerza por longitud unitaria es

$$\begin{aligned} P_a &= \text{área 1} + \text{área 2} + \text{área 3} + \text{área 4} \\ &= \tfrac{1}{2}(3.05)(16.27) + (12.69)(3.05) + \tfrac{1}{2}(19.98 - 12.69)(3.05) + \tfrac{1}{2}(29.92)(3.05) \\ &= 24.81 + 38.70 + 11.12 + 45.63 = \mathbf{120.26\ kN/m} \end{aligned}$$

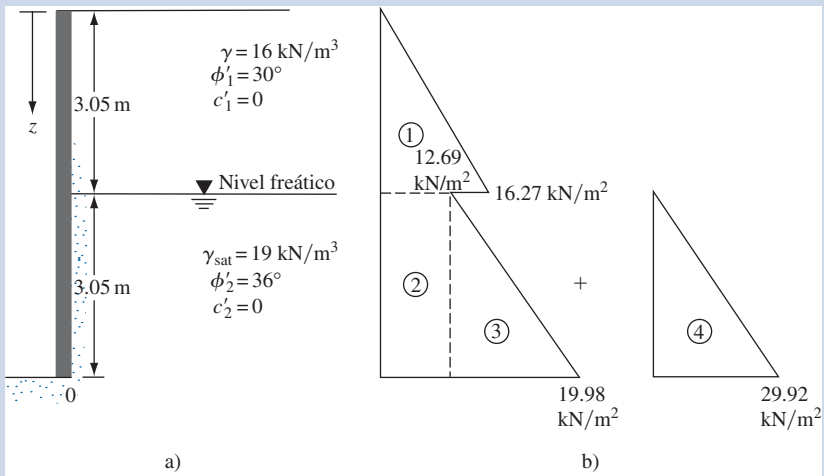


Figura 7.7 Fuerza activa de Rankine detrás de un muro de retención.

La distancia de la línea de acción de la fuerza resultante desde el fondo del muro se puede determinar tomando momentos respecto al fondo del muro (punto O en la figura 7.7a) y es

$$\bar{z} = \frac{(24.81)\left(3.05 + \frac{3.05}{3}\right) + (38.7)\left(\frac{3.05}{2}\right) + (11.12 + 45.63)\left(\frac{3.05}{3}\right)}{120.26} = \mathbf{1.81\ m} \quad \blacksquare$$

7.4 Caso generalizado para la presión activa de Rankine

En la sección 7.3 se desarrolló la relación para la presión activa de Rankine para un muro de retención con cara posterior vertical y relleno horizontal, que se puede ampliar a casos generales de muros sin fricción con caras posteriores inclinadas y rellenos inclinados. En esta sección se analizan algunos de estos casos.

Relleno granular

En la figura 7.8 se muestra un muro de retención cuya cara posterior está inclinada a un ángulo θ con la vertical. El relleno granular está inclinado a un ángulo α con la horizontal.

Para el caso activo de Rankine, la presión lateral de tierra (σ'_a) a una profundidad z se puede dar como (Chu, 1991),

$$\sigma'_a = \frac{\gamma z \cos\alpha \sqrt{1 + \text{sen}^2\,\phi' - 2\,\text{sen}\,\phi' \cos\psi_a}}{\cos\alpha + \sqrt{\text{sen}^2\phi' - \text{sen}^2\,\alpha}} \tag{7.13}$$

donde $$\psi_a = \text{sen}^{-1}\left(\frac{\text{sen}\,\alpha}{\text{sen}\,\phi'}\right) - \alpha + 2\theta. \tag{7.14}$$

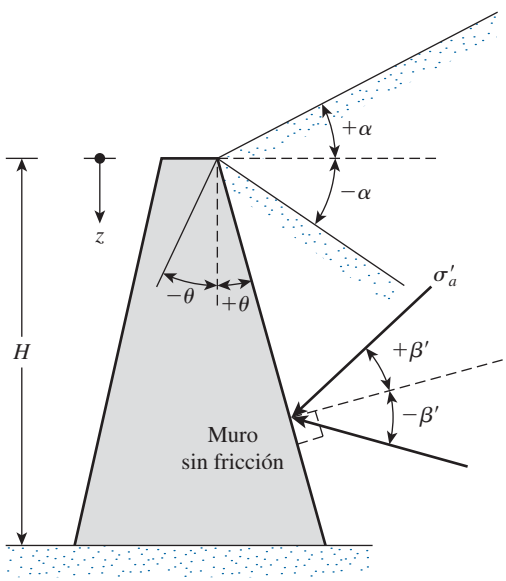


Figura 7.8 Caso general para un muro de retención con relleno granular.

www.elsolucionario.org

La presión σ'_a estará inclinada a un ángulo β' con el plano trazado a un ángulo recto con la cara posterior del muro, y

$$\beta' = \tan^{-1}\left(\frac{\operatorname{sen}\phi' \operatorname{sen}\psi_a}{1 - \operatorname{sen}\phi' \cos\psi_a}\right) \tag{7.15}$$

Entonces la fuerza activa P_a para una longitud unitaria del muro se puede calcular con

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \tag{7.16}$$

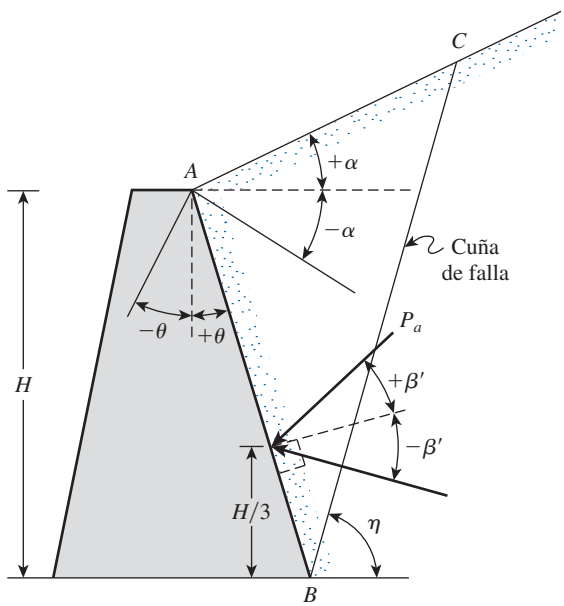
donde

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \theta)\sqrt{1 + \operatorname{sen}^2\phi' - 2\operatorname{sen}\phi' \cos\psi_a}}{\cos^2\theta\left(\cos\alpha + \sqrt{\operatorname{sen}^2\phi' - \operatorname{sen}^2\alpha}\right)}$$

$$= \text{Coeficiente de presión activa de tierra de Rankine para el caso generalizado} \tag{7.17}$$

La ubicación y dirección de la fuerza resultante P_a se muestra en la figura 7.9. En la figura también se muestra la cuña de falla, ABC. Observe que BC estará inclinada a un ángulo η. En donde

$$\eta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} + \frac{\alpha}{2} - \frac{1}{2}\operatorname{sen}^{-1}\left(\frac{\operatorname{sen}\alpha}{\operatorname{sen}\phi'}\right) \tag{7.18}$$



$$\eta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} + \frac{\alpha}{2} - \frac{1}{2}\operatorname{sen}^{-1}\left(\frac{\operatorname{sen}\alpha}{\operatorname{sen}\phi'}\right)$$

Figura 7.9 Ubicación y dirección de la fuerza activa de Rankine.

Relleno granular con cara posterior vertical

Como un caso especial, para una cara posterior vertical de un muro (es decir, $\theta = 0$), como se muestra en la figura 7.10, las ecuaciones (7.13), (7.16) y (7.17) se simplifican a lo siguiente.

Si el relleno de un muro de retención sin fricción es un *suelo granular* ($c' = 0$) y sube a un ángulo α respecto a la horizontal (consulte la figura 7.10), el *coeficiente de presión activa de tierra* se puede expresar en la forma

$$K_a = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}} \tag{7.19}$$

donde $\phi' =$ ángulo de fricción del suelo.

A cualquier profundidad z, la *presión activa de Rankine* se puede expresar como

$$\sigma'_a = \gamma z K_a \tag{7.20}$$

Además, la fuerza total por longitud unitaria del muro es

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a \tag{7.21}$$

Observe que, en este caso, la dirección de la fuerza resultante P_a está *inclinada a un ángulo α con la horizontal* e interseca el muro a una distancia $H/3$ desde la base del muro. En la tabla 7.1 se presentan los valores de K_a (presión activa de tierra) para varios valores de α y ϕ'.

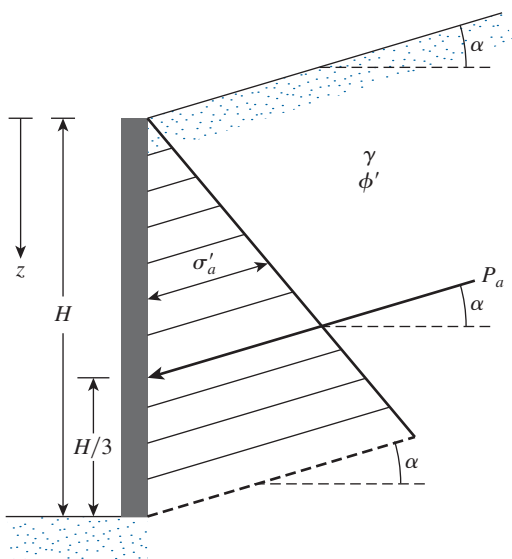


Figura 7.10 Notaciones para la presión activa: ecuaciones (7.19), (7.20), (7.21).

Tabla 7.1 Valores de K_a [ecuación (7.19)].

α (grados)	ϕ' (grados) →												
↓	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0	0.3610	0.3470	0.3333	0.3201	0.3073	0.2948	0.2827	0.2710	0.2596	0.2486	0.2379	0.2275	0.2174
1	0.3612	0.3471	0.3335	0.3202	0.3074	0.2949	0.2828	0.2711	0.2597	0.2487	0.2380	0.2276	0.2175
2	0.3618	0.3476	0.3339	0.3207	0.3078	0.2953	0.2832	0.2714	0.2600	0.2489	0.2382	0.2278	0.2177
3	0.3627	0.3485	0.3347	0.3214	0.3084	0.2959	0.2837	0.2719	0.2605	0.2494	0.2386	0.2282	0.2181
4	0.3639	0.3496	0.3358	0.3224	0.3094	0.2967	0.2845	0.2726	0.2611	0.2500	0.2392	0.2287	0.2186
5	0.3656	0.3512	0.3372	0.3237	0.3105	0.2978	0.2855	0.2736	0.2620	0.2508	0.2399	0.2294	0.2192
6	0.3676	0.3531	0.3389	0.3253	0.3120	0.2992	0.2868	0.2747	0.2631	0.2518	0.2409	0.2303	0.2200
7	0.3701	0.3553	0.3410	0.3272	0.3138	0.3008	0.2883	0.2761	0.2644	0.2530	0.2420	0.2313	0.2209
8	0.3730	0.3580	0.3435	0.3294	0.3159	0.3027	0.2900	0.2778	0.2659	0.2544	0.2432	0.2325	0.2220
9	0.3764	0.3611	0.3463	0.3320	0.3182	0.3049	0.2921	0.2796	0.2676	0.2560	0.2447	0.2338	0.2233
10	0.3802	0.3646	0.3495	0.3350	0.3210	0.3074	0.2944	0.2818	0.2696	0.2578	0.2464	0.2354	0.2247
11	0.3846	0.3686	0.3532	0.3383	0.3241	0.3103	0.2970	0.2841	0.2718	0.2598	0.2482	0.2371	0.2263
12	0.3896	0.3731	0.3573	0.3421	0.3275	0.3134	0.2999	0.2868	0.2742	0.2621	0.2503	0.2390	0.2281
13	0.3952	0.3782	0.3620	0.3464	0.3314	0.3170	0.3031	0.2898	0.2770	0.2646	0.2527	0.2412	0.2301
14	0.4015	0.3839	0.3671	0.3511	0.3357	0.3209	0.3068	0.2931	0.2800	0.2674	0.2552	0.2435	0.2322
15	0.4086	0.3903	0.3729	0.3564	0.3405	0.3253	0.3108	0.2968	0.2834	0.2705	0.2581	0.2461	0.2346
16	0.4165	0.3975	0.3794	0.3622	0.3458	0.3302	0.3152	0.3008	0.2871	0.2739	0.2612	0.2490	0.2373
17	0.4255	0.4056	0.3867	0.3688	0.3518	0.3356	0.3201	0.3053	0.2911	0.2776	0.2646	0.2521	0.2401
18	0.4357	0.4146	0.3948	0.3761	0.3584	0.3415	0.3255	0.3102	0.2956	0.2817	0.2683	0.2555	0.2433
19	0.4473	0.4249	0.4039	0.3842	0.3657	0.3481	0.3315	0.3156	0.3006	0.2862	0.2724	0.2593	0.2467
20	0.4605	0.4365	0.4142	0.3934	0.3739	0.3555	0.3381	0.3216	0.3060	0.2911	0.2769	0.2634	0.2504
21	0.4758	0.4498	0.4259	0.4037	0.3830	0.3637	0.3455	0.3283	0.3120	0.2965	0.2818	0.2678	0.2545
22	0.4936	0.4651	0.4392	0.4154	0.3934	0.3729	0.3537	0.3356	0.3186	0.3025	0.2872	0.2727	0.2590
23	0.5147	0.4829	0.4545	0.4287	0.4050	0.3832	0.3628	0.3438	0.3259	0.3091	0.2932	0.2781	0.2638
24	0.5404	0.5041	0.4724	0.4440	0.4183	0.3948	0.3731	0.3529	0.3341	0.3164	0.2997	0.2840	0.2692
25	0.5727	0.5299	0.4936	0.4619	0.4336	0.4081	0.3847	0.3631	0.3431	0.3245	0.3070	0.2905	0.2750

www.elsolucionario.org

Cara posterior vertical con relleno de suelo $c'-\phi'$

Para un muro de retención con *cara posterior vertical* ($\theta = 0$) y *relleno inclinado* de suelo $c'-\phi'$ (Mazindrani y Ganjali, 1997),

$$\sigma'_a = \gamma z K_a = \gamma z K'_a \cos\alpha \tag{7.22}$$

donde

$$K'_a = \frac{1}{\cos^2\phi'}\left\{2\cos^2\alpha + 2\left(\frac{c'}{\gamma z}\right)\cos\phi'\,\text{sen}\,\phi' - \sqrt{\left[4\cos^2\alpha(\cos^2\alpha - \cos^2\phi') + 4\left(\frac{c'}{\gamma z}\right)^2\cos^2\phi' + 8\left(\frac{c'}{\gamma z}\right)\cos^2\alpha\,\text{sen}\,\phi'\cos\phi'\right]}\right\} - 1 \tag{7.23}$$

Algunos valores de K'_a se dan en la tabla 7.2. Para un problema de este tipo, la profundidad de la grieta de tensión está dada como

$$z_c = \frac{2c'}{\gamma}\sqrt{\frac{1+\text{sen}\,\phi'}{1-\text{sen}\,\phi'}} \tag{7.24}$$

Para este caso, la presión activa está inclinada a un ángulo α con la horizontal.

Tabla 7.2 Valores de K'_a.

		$\frac{c'}{\gamma z}$			
ϕ' (grados)	α (grados)	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

Ejemplo 7.4

Consulte el muro de retención en la figura 7.9. El relleno es suelo granular. Datos:

$$\begin{aligned} \text{Muro:} \quad & H = 10 \text{ pies} \\ & \theta = +10^\circ \\ \text{Relleno:} \quad & \alpha = 15^\circ \\ & \phi' = 35^\circ \\ & c' = 0 \\ & \gamma = 110 \text{ lb/pie}^3 \end{aligned}$$

Determine la fuerza activa de Rankine, P_a, y su ubicación y dirección.

Solución

De la ecuación (7.14),

$$\psi_a = \text{sen}^{-1}\left(\frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \phi'}\right) - \alpha + 2\theta = \text{sen}^{-1}\left(\frac{\text{sen } 15}{\text{sen } 35}\right) - 15 + (2)(10) = 31.82^\circ$$

De la ecuación (7.17).

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{\cos(\alpha - \theta)\sqrt{1 + \text{sen}^2 \phi' - 2 \text{ sen } \phi' \cos \psi_a}}{\cos^2\theta\left(\cos \alpha + \sqrt{\text{sen}^2 \phi' - \text{sen}^2 \alpha}\right)} \\ &= \frac{\cos(15 - 10)\sqrt{1 + \text{sen}^2 35 - (2)(\text{sen } 35)(\text{sen } 31.82)}}{\cos^2 10\left(\cos 15 + \sqrt{\text{sen}^2 35 - \text{sen}^2 15}\right)} = 0.59 \\ P_a &= \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a = (\tfrac{1}{2})(110)(10)^2(0.59) = \mathbf{3245 \text{ lb/pies}} \end{aligned}$$

De la ecuación (7.15),

$$\beta' = \tan^{-1}\left(\frac{\text{sen } \phi' \text{ sen } \psi_a}{1 - \text{sen}\phi' \cos \psi_a}\right) = \tan^{-1}\left[\frac{(\text{sen } 35)(\text{sen } 31.82)}{1 - (\text{sen } 35)(\cos 31.82)}\right] = \mathbf{30.5^\circ}$$

La fuerza P_a actuará a una distancia de $10/3 = 3.33$ pies arriba del fondo del muro y estará inclinada a un ángulo de $+30.5^\circ$ respecto a la normal trazada hasta a la cara posterior del muro. ■

Ejemplo 7.5

Para el muro de retención que se muestra en la figura 7.10, $H = 7.5$ m, $\gamma = 18$ kN/m^3, $\phi' = 20^\circ$, $c' = 13.5$ kN/m^2 y $\alpha = 10^\circ$. Calcule la fuerza activa de Rankine, P_a, por longitud unitaria del muro y la ubicación de la fuerza resultante después de que ocurra la grieta de tensión.

Solución

De la ecuación (7.24),

$$z_r = \frac{2c'}{\gamma}\sqrt{\frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'}} = \frac{(2)(13.5)}{18}\sqrt{\frac{1 + \text{sen } 20}{1 - \text{sen } 20}} = 2.14 \text{ m}$$

En $z = 7.5$ m,

$$\frac{c'}{\gamma z} = \frac{13.5}{(18)(7.5)} = 0.1$$

De la tabla 7.2, para $\phi' = 20°$, $c'/\gamma z = 0.1$ y $\alpha = 10°$, el valor de K'_a es 0.377, por lo tanto, 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 se muestra en la figura 7.11, por lo tanto,

$$P_a = \left(\frac{1}{2}\right)(50.1)(7.5 - 2.14) = \mathbf{134.3 \text{ kN/m}}$$

y

$$\bar{z} = \frac{7.5 - 2.14}{3} = \mathbf{1.79 \text{ m}}$$

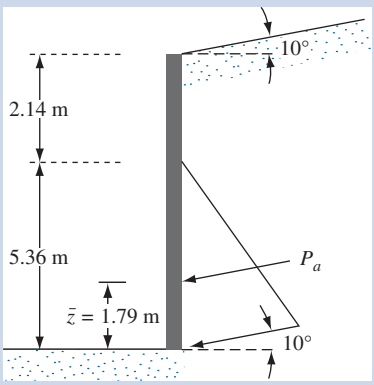


Figura 7.11 Cálculo de la fuerza activa de Rankine, suelo $c' - \phi'$.

7.5 Presión activa de tierra de Coulomb

Los cálculos de la presión activa de tierra de Rankine analizados en las secciones anteriores se basaron en la suposición de que el muro era sin fricción. En 1776, Coulomb propuso una teoría para calcular la presión lateral de tierra sobre un muro de retención con relleno de suelo granular. En esta teoría se toma en consideración la fricción del muro.

Para aplicar la teoría de la presión activa de tierra de Coulomb, considere un muro de retención con su cara posterior inclinada a un ángulo β con la horizontal, como se muestra en la figura 7.12a. El relleno es un suelo granular con una pendiente a un ángulo α con la horizontal.

www.elsolucionario.org

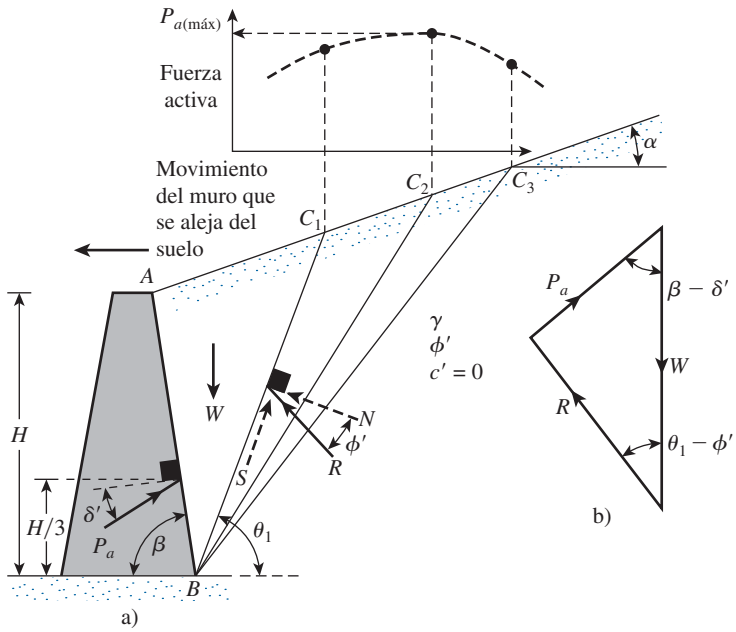


Figura 7.12 Presión activa de Coulomb.

Además, sea δ' el ángulo de fricción entre el suelo y el muro (es decir, el ángulo de fricción del muro).

Ante presión activa, el muro se moverá alejándose de la masa de suelo (hacia la izquierda en la figura). Coulomb supuso que, en ese caso, la superficie de falla en la masa de suelo sería un plano (por ejemplo, BC_1, BC_2, . . .). Por lo tanto, para determinar la fuerza activa, considere una cuña de falla de suelo posible ABC_1. Las fuerzas que actúan sobre esta cuña (por longitud unitaria a ángulos rectos respecto a la sección que se muestra) son las siguientes:

1. El peso de la cuña, W.
2. La resultante, R, de las fuerzas cortantes normal y resistente a lo largo de la superficie, BC_1. La fuerza R estará inclinada a un ángulo ϕ' respecto a la normal trazada hasta BC_1.
3. La fuerza activa por longitud unitaria del muro, P_a, que estará inclinada a un ángulo δ' respecto a la normal trazada hasta la cara posterior del muro.

Para fines de equilibrio, se puede trazar un triángulo de fuerzas, como se muestra en la figura 7.12b. Observe que θ_1 es el ángulo que forma BC_1 con la horizontal. Debido a que la magnitud de W, así como las direcciones de las tres fuerzas, se conocen, el valor de P_a ahora se puede determinar. De manera similar, las fuerzas activas de otras cuñas de prueba, como ABC_2, ABC_3, . . . , se pueden determinar. El valor máximo de P_a determinado de esta manera es la fuerza activa de Coulomb (consulte la parte superior de la figura 7.12), que se puede expresar como

$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma H^2 \tag{7.25}$$

donde

$$K_a = \text{Coeficiente de presión activa de tierra de Coulomb} = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi')}{\text{sen}^2\beta\,\text{sen}(\beta - \delta')\left[1 + \sqrt{\dfrac{\text{sen}(\phi' + \delta')\,\text{sen}(\phi' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta')\,\text{sen}(\alpha + \beta)}}\right]^2} \tag{7.26}$$

y H = altura del muro.

Los valores del coeficiente de presión activa de tierra, K_a, para un muro de retención vertical ($\beta = 90°$) con relleno horizontal ($\alpha = 0°$) se dan en la tabla 7.3. Observe que la línea de acción de la fuerza resultante (P_a) actuará a una distancia $H/3$ arriba de la base del muro y estará inclinada a un ángulo δ' respecto a la normal trazada hasta la parte posterior del muro.

En el diseño real de muros de retención, el valor del ángulo de fricción del muro δ' se supone que está entre $\phi'/2$ y $\frac{2}{3}\phi'$. Los coeficientes de presión activa de tierra para varios valores de ϕ', α y β con $\delta' = \frac{1}{2}\phi'$ y $\frac{2}{3}\phi'$ se indican respectivamente en las tablas 7.4 y 7.5. Estos coeficientes son consideraciones de diseño muy útiles.

Si una sobrecarga uniforme de intensidad q se ubica arriba del relleno, como se muestra en la figura 7.13, la fuerza activa, P_a, se puede calcular con

$$P_a = \tfrac{1}{2}K_a\gamma_{eq}H^2 \quad \uparrow \text{ ecuación (7.25)} \tag{7.27}$$

donde

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[\frac{\text{sen}\,\beta}{\text{sen}(\beta + \alpha)}\right]\left(\frac{2q}{H}\right) \tag{7.28}$$

Tabla 7.3 Valores de K_a [ecuación (7.26)] 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

Tabla 7.4 Valores de K_a [de la ecuación (7.26)] para $\delta' = \frac{2}{3}\phi'$.

		β (grados)					
α (grados)	ϕ' (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
15	28	0.4065	0.4585	0.5179	0.5868	0.6685	0.7670

(*continúa*)

www.elsolucionario.org

Tabla 7.4 (*continuación*)

		β (grados)					
α (grados)	ϕ' (grados)	90	85	80	75	70	65
	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

Tabla 7.5 Valores de K_a [de la ecuación (7.26)] para $\delta' = \phi'/2$.

		β (grados)					
α (grados)	ϕ' (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

Tabla 7.5 (*continuación*)

		β (grados)					
α (grados)	ϕ' (grados)	90	85	80	75	70	65
	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	0.4177
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
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

(*continúa*)

Tabla 7.5 (*continuación*)

		β (grados)					
α (grados)	ϕ' (grados)	90	85	80	75	70	65
	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

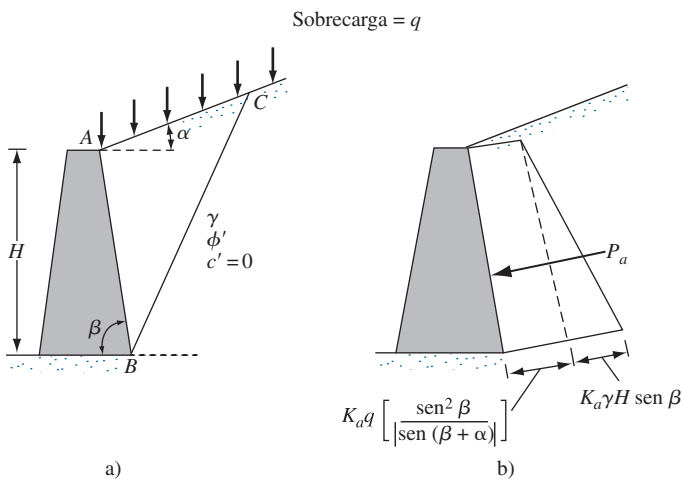


Figura 7.13 Presión activa de Coulomb con una sobrecarga sobre el relleno.

www.elsolucionario.org

Ejemplo 7.6

Considere el muro de retención que se muestra en la figura 7.12a. Datos: $H = 4.6$ 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, $c' = 0$; $\alpha = 0$, $\beta = 90°$. Calcule la fuerza activa de Coulomb por longitud unitaria del muro.

Solución

De la ecuación (7.25)

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a$$

De la tabla 7.4, para $\alpha = 0°$, $\beta = 90°$, $\phi' = 30°$ y $\delta' = \frac{2}{3}\phi' = 20°$, $K_a = 0.297$. De aquí,

$$P_a = \tfrac{1}{2}(16.5)(4.6)^2(0.297) = \mathbf{51.85\ kN/m}$$

■

Ejemplo 7.7

Consulte la figura 7.13a. Datos: $H = 6.1$ m, $\phi' = 30°$, $\delta' = 20°$, $\alpha = 5°$, $\beta = 85°$, $q = 96$ kN/m^3 y $\gamma = 18$ kN/m^3. Determine la fuerza activa de Coulomb y la ubicación de la línea de acción de la resultante P_a.

Solución

Para $\beta = 85°$, $\alpha = 5°$, $\delta' = 20°$, $\phi' = 30°$ y $K_a = 0.3578$ (tabla 7.4). De las ecuaciones (7.27) y (7.28),

$$p_a = \underbrace{\frac{1}{2}K_a\gamma_{eq}H^2 = \frac{1}{2}K_a\left[\gamma + \frac{2q}{H}\frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta+\alpha)}\right]H^2}_{+\ K_aHq\left[\frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta+\alpha)}\right]} = \underbrace{\frac{1}{2}K_a\gamma H^2}_{P_{a(1)}}$$

$$= (0.5)(0.3578)(18)(6.1)^2 + (0.3578)(6.1)(96)\left[\frac{\text{sen}85}{\text{sen}(85+5)}\right]$$

$$= 119.8 + 208.7 = \mathbf{328.5\ kN/m}$$

La ubicación de la línea de acción de la resultante:

$$P_a\bar{z} = P_{a(1)}\frac{H}{3} + P_{a(2)}\frac{H}{2}$$

o

$$\bar{z} = \frac{(119.8)\left(\frac{6.1}{3}\right) + (208.7)\left(\frac{6.1}{2}\right)}{328.5}$$

$$= \mathbf{2.68\ m}\ \text{(medidos verticalmente desde el fondo del muro)}$$

■

7.6 Presión lateral de tierra debida a una sobrecarga

En varios casos se utiliza la teoría de la elasticidad para determinar la presión lateral de tierra sobre estructuras de retención sin cedencia causada por varios tipos de sobrecargas, como *carga en línea* (figura 7.14a) y *carga en franja* (figura 7.14b).

De acuerdo con la teoría de la elasticidad, el esfuerzo en cualquier profundidad, z, sobre una estructura de retención causada por una carga en línea de intensidad q/longitud unitaria (figura 7.14a) se expresa con

$$\sigma = \frac{2q}{\pi H}\frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \tag{7.29}$$

donde σ = esfuerzo horizontal a la profundidad $z = bH$

(Consulte el significado de los términos a y b en la figura 7.14a).

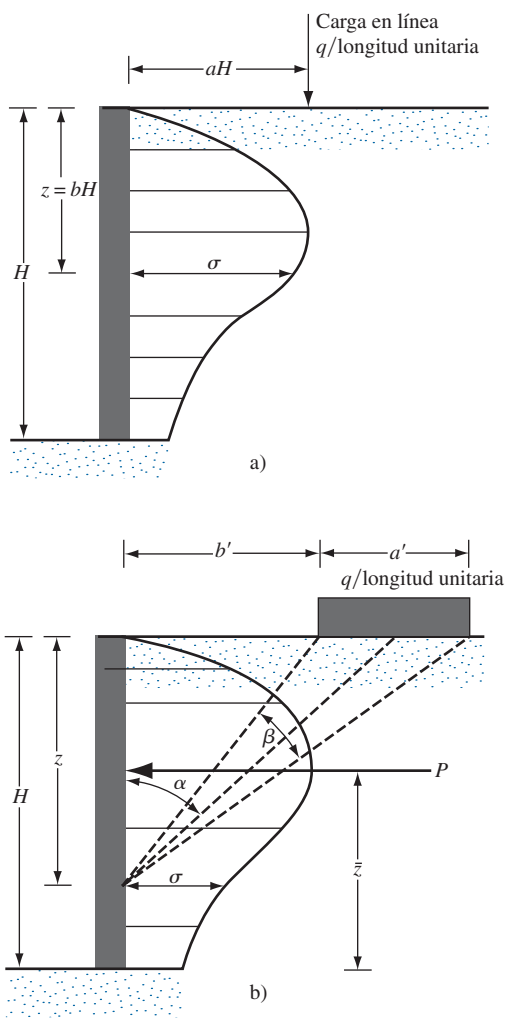


Figura 7.14 Presión lateral de tierra causada por a) carga en línea y b) carga de franja.

Sin embargo, debido a que el suelo no es un medio perfectamente elástico, se pueden esperar algunas desviaciones de la ecuación (7.29). Las formas modificadas de esta ecuación generalmente aceptadas para emplearlas con suelos son las siguientes:

$$\sigma = \frac{4a}{\pi H}\frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)} \qquad \text{para } a > 0.4 \tag{7.30}$$

y

$$\sigma = \frac{q}{H}\frac{0.203b}{(0.16 + b^2)^2} \qquad \text{para } a \leq 0.4 \tag{7.31}$$

En la figura 7.14b se muestra una carga de franja con una intensidad de q/área unitaria ubicada a una distancia b' de 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

$$\sigma = \frac{q}{\pi}(\beta - \text{sen}\,\beta \cos 2\alpha) \tag{7.32}$$

(Los ángulos α y β se definen en la figura 7.14b.)

Sin embargo, en el caso de suelos, el lado derecho de la ecuación (7.32) se duplica para tomar en cuenta la cedencia de la masa de suelo, o

$$\sigma = \frac{2q}{\pi}(\beta - \text{sen}\,\beta \cos 2\alpha) \tag{7.33}$$

La fuerza total por longitud unitaria (P) debida *sólo a una carga de franja* (Jarquio, 1981) se puede expresar como

$$P = \frac{q}{90}[H(\theta_2 - \theta_1)] \tag{7.34}$$

donde

$$\theta_1 = \tan^{-1}\left(\frac{b'}{H}\right) \quad \text{(grados)} \tag{7.35}$$

$$\theta_2 = \tan^{-1}\left(\frac{a' + b'}{H}\right) \text{(grados)} \tag{7.36}$$

La ubicación $\overline{z}$ (consulte la figura 7.14b) de la fuerza resultante, P, se puede obtener con

$$\overline{z} = H - \left[\frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 57.3a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)}\right] \tag{7.37}$$

www.elsolucionario.org

donde

$$R = (a' + b')^2(90 - \theta_2) \tag{7.38}$$

$$Q = b'^2(90 - \theta_1) \tag{7.39}$$

Ejemplo 7.8

Consulte la figura 7.14b. Aquí, $a' = 2$ m, $b' = 1$ m, $q = 40$ kN/m^2 y $H = 6$ m. Determine la fuerza total sobre el muro (kN/m) causada sólo por la carga de franja.

Solución

De las ecuaciones (7.35) y (7.38),

$$\theta_1 = \tan^{-1}\left(\frac{1}{6}\right) = 9.46°$$

$$\theta_2 = \tan^{-1}\left(\frac{2+1}{6}\right) = 26.57°$$

De la ecuación (7.34),

$$P = \frac{q}{90}[H(\theta_2 - \theta_1)] = \frac{40}{90}[6(26.57 - 9.46)] = \mathbf{45.63\ kN/m}$$

Ejemplo 7.9

Consulte el ejemplo 7.8. Determine la ubicación $\bar{z}$ de la resultante.

Solución

De las ecuaciones (7.38) y (7.39),

$$R = (a' + b')^2(90 - \theta_2) = (2 + 1)^2(90 - 26.57) = 570.87$$

$$Q = b'^2(90 - \theta_1) = (1)^2(90 - 9.46) = 80.54$$

De la ecuación (7.37),

$$\bar{z} = H - \left[\frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 57.3a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)}\right]$$

$$= 6 - \left[\frac{(6)^2(26.57 - 9.46) + (570.87 - 80.54) - (57.3)(2)(6)}{(2)(6)(26.57 - 9.46)}\right] = \mathbf{3.96\ m}$$

7.7 Presión activa de tierra para condiciones sísmicas

La teoría de la presión activa de tierra de Coulomb (consulte la sección 7.5) se puede ampliar para tomar en cuenta las fuerzas ocasionadas por un sismo. En la figura 7.15 se muestra una condición de presión activa con un relleno granular ($c' = 0$). Observe que las fuerzas que actúan sobre la

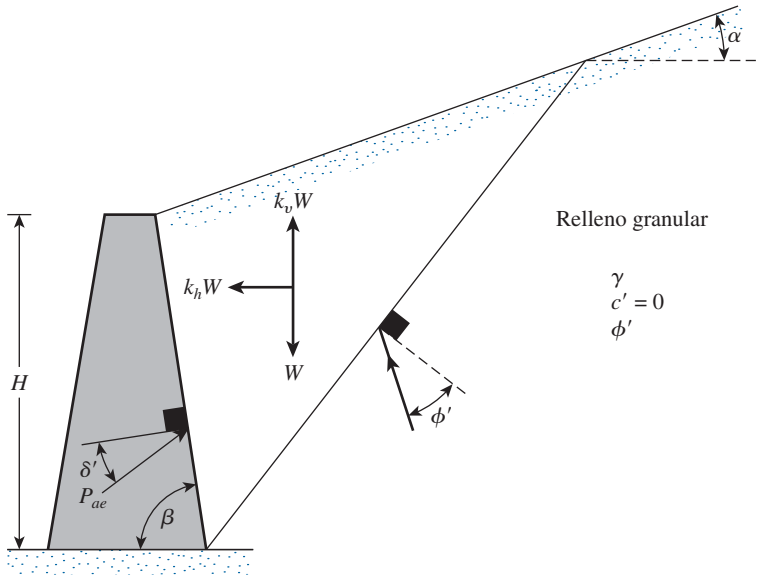


Figura 7.15 Deducción de la ecuación (7.42).

cuña de falla del suelo en la figura 7.15 son esencialmente las mismas que las que se muestran en la figura 7.12a con la adición de K_hW y K_vW en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente; K_h y K_v se pueden definir como

$$k_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \tag{7.40}$$

$$k_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \tag{7.41}$$

Igual que en la sección 7.5, la relación para la fuerza activa por longitud unitaria del muro (P_{ae}) se puede determinar con

$$P_{ae} = \tfrac{1}{2}\gamma H^2(1 - k_v)K_{ae} \tag{7.42}$$

donde

$$K_{ae} = \text{coeficiente de presión activa de tierra} = \frac{\text{sen}^2(\phi' + \beta - \theta')}{\cos\theta'\,\text{sen}^2\beta\,\text{sen}(\beta - \theta' - \delta')\left[1 + \sqrt{\dfrac{\text{sen}(\phi' + \delta')\text{sen}(\phi' - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta' - \theta')\text{sen}(\alpha + \beta)}}\right]^2} \tag{7.43}$$

$$\theta' = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{(1 - k_v)}\right] \tag{7.44}$$

Observe que para la condición sin sismo

$$k_h = 0, \qquad k_v = 0 \qquad \text{y} \qquad \theta' = 0$$

De aquí, $K_{ae} = K_a$ [según la ecuación (7.26)]. Algunos valores de K_{ae} para $\beta = 90°$ y $k_v = 0$ se indican en la tabla 7.6.

La magnitud de P_{ae} según la ecuación (7.42) también se puede determinar como (Seed y Whitman, 1970),

$$P_{ae} = \frac{1}{2}\gamma H^2(1 - k_v)[K_a(\beta',\alpha')]\left(\frac{\text{sen}^2\beta'}{\cos\theta'\,\text{sen}^2\beta}\right) \tag{7.45}$$

donde

$$\beta' = \beta - \theta' \tag{7.46}$$

$$\alpha' = \theta' + \alpha \tag{7.47}$$

$K_a(\beta', \alpha')$ = coeficiente de presión activa de Coulomb sobre un muro con inclinación de la cara posterior de β' con la horizontal y con un relleno inclinado a un ángulo α' con la horizontal (como en las tablas 7.4 y 7.5).

A la ecuación (7.42) suele referírsele como solución de *Mononobe-Okabe*. A diferencia del caso que se muestra en la figura 7.12a, la presión de tierra resultante en esta situación, según la ecuación (7.42), *no actúa* a una distancia de $H/3$ desde el fondo del muro. El procedimiento siguiente se puede utilizar para obtener la ubicación de la fuerza resultante P_{ae}:

Paso 1. Se calcula P_{ae} utilizando la ecuación (7.42)
Paso 2. Se calcula P_a utilizando la ecuación (7.25)
Paso 3. Se calcula

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a \tag{7.48}$$

Paso 4. Se supone que P_a actúa a una distancia de $H/3$ desde el fondo del muro (figura 7.16)

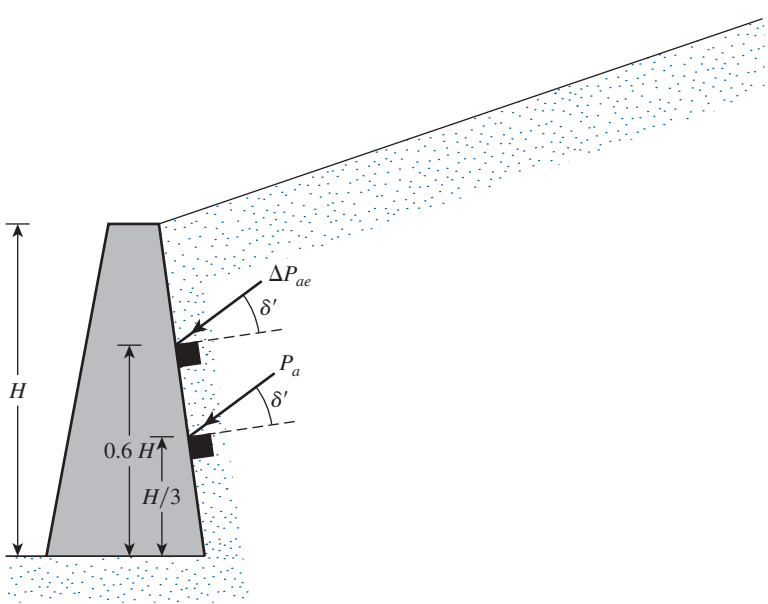


Figura 7.16 Determinación de la línea de acción de P_{ae}.

www.elsolucionario.org

Tabla 7.6 Valores de K_{ae} [ecuación (7.43)] 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	0.522
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

Paso 5. Se supone que ΔP_{ae} actúa a una distancia de $0.6H$ desde el fondo del muro (figura 7.16)

Paso 6. Se calcula la ubicación de la resultante como

$$\bar{z} = \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a)}{P_{ae}} \tag{7.49}$$

Ejemplo 7.10

Consulte la figura 7.17. Para $k_v = 0$ y $k_h = 0.3$, determine:

a. P_{ae} utilizando la ecuación (7.45)
b. La ubicación de la resultante, $\bar{z}$, desde el fondo del muro

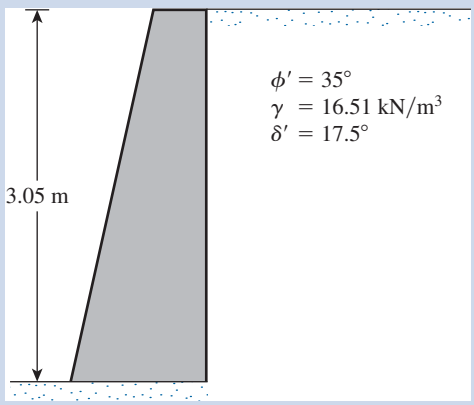


Figura 7.17

Solución

Parte a

De la ecuación (7.44),

$$\theta' = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.3}{1 - 0}\right) = 16.7°$$

De las ecuaciones (7.46) y (7.47),

$$\beta' = \beta - \theta' = 90 - 16.7 = 73.3°$$
$$\alpha' = \theta' + \alpha = 16.7 + 0 = 16.7°$$
$$\frac{\delta'}{\phi'} = \frac{17.5}{35} = 0.5$$

Con referencia a la tabla 7.5. Para $\phi' = 35°$, $\delta'/\phi = 0.5$, $\beta' = 73.3°$ y $\alpha' = 16.7°$, el valor de $K_a(\beta', \alpha') \approx 0.495$. Por lo tanto, de la ecuación (7.45),

$$P_{ae} = \frac{1}{2}\gamma H^2(1 - k_v)[K_a(\beta',\alpha')]\left(\frac{\text{sen}^2\beta'}{\cos\theta'\text{sen}^2\beta}\right)$$
$$= \frac{1}{2}(16.51)(3.05)^2(1 - 0)(0.495)\left(\frac{\text{sen}^2 73.3}{\cos 16.7\ \text{sen}^2 90}\right) = \mathbf{36.4\ kN/m}$$

Parte b

De la ecuación (7.25),

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a$$

De la ecuación (7.26) con $\delta' = 17.5°$, $\beta = 90°$ y $\alpha = 0°$, $K_a \approx 0.246$ (tabla 7.5).

$$P_a = \tfrac{1}{2}(16.51)(3.05)^2(0.246) = 18.89\ \text{kN/m}$$
$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 36.32 - 18.89 = 17.43\ \text{kN/m}$$

De la ecuación (7.49),

$$\bar{z} = \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + (H/3)(P_a)}{P_{ae}}$$
$$= \frac{[(0.6)(3.05)](17.43) + (3.05/3)(18.89)}{36.32} = \mathbf{1.41\ m}$$

7.8 Presión activa por rotación del muro respecto a su parte superior: Corte apuntalado

En las secciones anteriores se vio que un muro de retención gira respecto a su fondo. (Consulte la figura 7.18a). Con suficiente cedencia del muro, la presión lateral de 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 presentan un tipo diferente de cedencia del muro. (Consulte la figura 7.18b). En este caso, la deformación del muro aumenta gradualmente con la profundidad de la excavación. La variación de la cantidad de deformación depende de varios factores, como del tipo de suelo, de la profundidad de la excavación y de la calidad de la ejecución. Sin embargo, con muy poca cedencia del muro en la parte superior del corte, la presión lateral de tierra será cercana a la presión en reposo. En el fondo del muro, con un grado mucho mayor de cedencia, la presión lateral de tierra será sustancialmente menor que la presión activa de tierra de Rankine. Como resultado, la distribución de la presión lateral de tierra variará en gran medida en comparación con la distribución lineal supuesta en el caso de muros de retención.

La fuerza lateral total por longitud unitaria del muro, P_a, impuesta sobre un muro se puede evaluar teóricamente empleando la teoría general de cuñas de Terzaghi (1943). (Consulte la figura 7.19.) La superficie de falla se supone que es un arco de una espiral logarítmica, definido como

$$r = r_o e^{\theta \tan \phi'} \tag{7.50}$$

donde $\phi' =$ ángulo de fricción efectivo del suelo.

www.elsolucionario.org

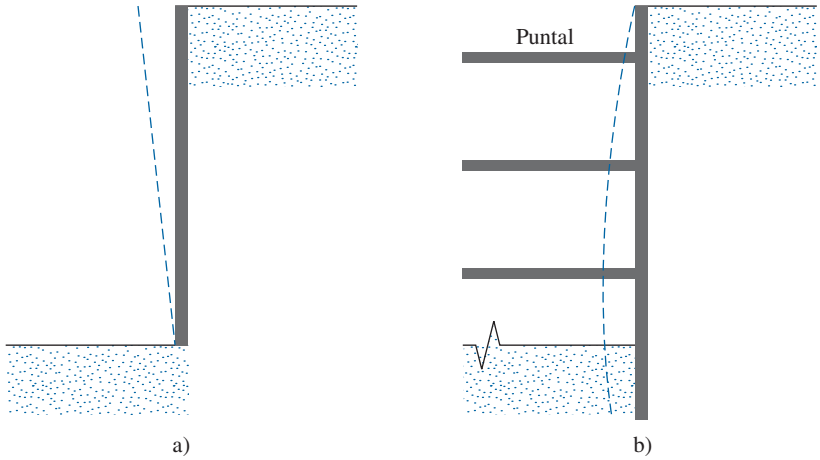


Figura 7.18 Naturaleza de la cedencia de muros: a) muro de retención; b) corte apuntalado.

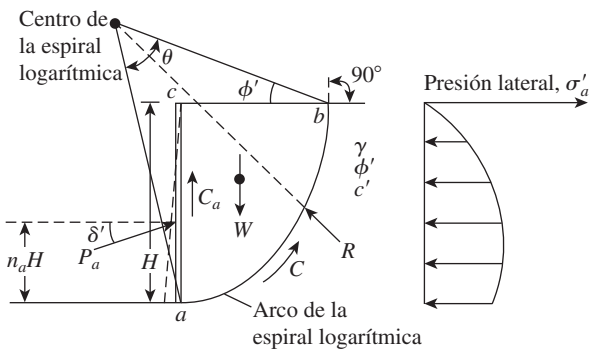


Figura 7.19 Análisis de cortes apuntalados mediante la teoría general de cuñas: rotación del muro respecto a su parte superior.

En la figura, H es la altura del corte y 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 longitud unitaria del corte que actúan sobre la cuña de falla de prueba:

1. Peso de la cuña, W.
2. Resultante de las fuerzas normal y cortante a lo largo de ab, R.
3. La fuerza de cohesión a lo largo de ab, C.
4. La fuerza de adhesión a lo largo de ac, C_a.
5. P_a, que es la fuerza que actúa a una distancia n_aH desde el fondo del muro y está inclinada a un ángulo δ' respecto a la horizontal.

La fuerza de adhesión es

$$C_a = c_a'H \tag{7.51}$$

donde c_a' = adhesión unitaria.

Un procedimiento detallado de la evaluación de P_a está más allá del alcance de este libro; los interesados pueden consultar un libro de mecánica de suelo para obtener más información. Kim y Preber (1969) proporcionaron valores tabulados de $P_a/\frac{1}{2}\gamma H^2$ determinados empleando los principios de la teoría general de cuñas. En la tabla 7.7 se da la variación de $P_a/0.5\gamma H^2$ para relleno de suelo granular obtenida utilizando la teoría general de cuñas.

Tabla 7.7 Presión activa para rotación del muro: teoría general de cuñas (relleno de suelo granular).

Ángulo de fricción del suelo, ϕ' (grados)	$P_a/0.5\ \gamma H^2$				
	δ'/ϕ'	$n_a = 0.3$	$n_a = 0.4$	$n_a = 0.5$	$n_a = 0.6$
25	0	0.371	0.405	0.447	0.499
	½	0.345	0.376	0.413	0.460
	⅔	0.342	0.373	0.410	0.457
	1	0.344	0.375	0.413	0.461
30	0	0.304	0.330	0.361	0.400
	½	0.282	0.306	0.334	0.386
	⅔	0.281	0.305	0.332	0.367
	1	0.289	0.313	0.341	0.377
35	0	0.247	0.267	0.290	0.318
	½	0.231	0.249	0.269	0.295
	⅔	0.232	0.249	0.270	0.296
	1	0.243	0.262	0.289	0.312
40	0	0.198	0.213	0.230	0.252
	½	0.187	0.200	0.216	0.235
	⅔	0.190	0.204	0.220	0.239
	1	0.197	0.211	0.228	0.248
45	0	0.205	0.220	0.237	0.259
	½	0.149	0.159	0.171	0.185
	⅔	0.153	0.164	0.176	0.196
	1	0.173	0.184	0.198	0.215

7.9 Presión activa de tierra por traslación del muro de retención: Relleno granular

En ciertas circunstancias, los muros de retención pueden experimentar una traslación lateral, como se muestra en la figura 7.20. Una solución para la distribución de la presión activa para este caso la proporcionó Dubrova (1963) y también la describió Harr (1966). En la solución de Dubrova se supone la validez de la solución de Coulomb [ecuaciones (7.25) y (7.26)]. A fin de comprender este procedimiento, considere un muro vertical con un relleno granular horizontal (figura 7.21). 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 inclinada a un ángulo ϕ' respecto a la normal trazada hasta 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 a un ángulo ψ, donde

$$\psi = \frac{\phi' z}{H} \tag{7.52}$$

Ahora, consulte las ecuaciones (7.25) y (7.26) para la presión activa de Coulomb. Para $\beta = 90°$ y $\alpha = 0$, la relación para la fuerza activa de Coulomb también se puede rescribir como

$$P_a = \frac{\gamma}{2\cos\delta'}\left[\frac{H}{\dfrac{1}{\cos\phi'} + (\tan^2\phi' + \tan\phi'\tan\delta')^{0.5}}\right]^2 \tag{7.53}$$

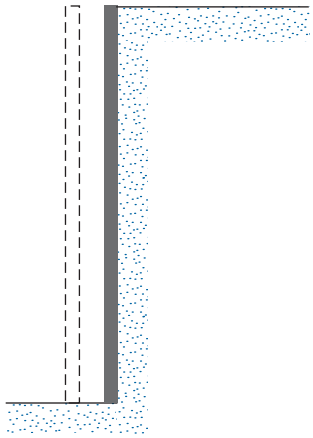


Figura 7.20 Traslación lateral de un muro de retención.

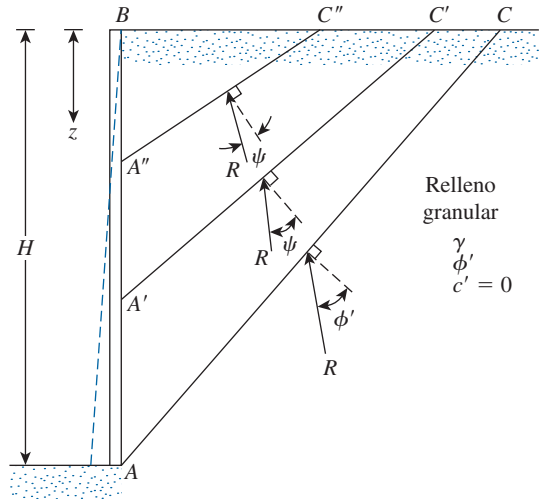


Figura 7.21 Líneas de casi ruptura detrás de un muro de retención.

Entonces la fuerza contra el muro a cualquier z está dada por

$$P_a = \frac{\gamma}{2\cos\delta'}\left[\frac{z}{\frac{1}{\cos\psi} + (\tan^2\psi + \tan\psi\tan\delta')^{0.5}}\right]^2 \tag{7.54}$$

La presión activa a cualquier profundidad z para *rotación del muro respecto a su parte superior* es

$$\sigma'_a(z) = \frac{dP_a}{dz} \approx \frac{\gamma}{\cos\delta'}\left[\frac{z\cos^2\psi}{(1 + m\,\text{sen}\,\psi)^2} - \frac{z^2\phi'\cos^2\psi}{H(1 + m\,\text{sen}\,\psi)}(\text{sen}\,\psi + m)\right] \tag{7.55}$$

donde $$m = \left(1 + \frac{\tan\delta'}{\tan\psi}\right)^{0.5}. \tag{7.56}$$

Para muros sin fricción, $\delta' = 0$ y la ecuación (7.55) se simplifica a

$$\sigma'_a(z) = \gamma\tan^2\left(45 - \frac{\psi}{2}\right)\left(z - \frac{\phi' z^2}{H\cos\psi}\right) \tag{7.57}$$

Para rotación del muro respecto a su fondo, se puede determinar una expresión similar con la forma

$$\sigma'_a(z) = \frac{\gamma z}{\cos\delta'}\left(\frac{\cos\phi'}{1 + m\,\text{sen}\,\phi'}\right)^2 \tag{7.58}$$

Para traslación del muro, la presión activa se puede tomar igual a

$$\sigma'_a(z)_{\text{traslación}} = \tfrac{1}{2}[\sigma'_a(z)_{\text{rotación respecto a la parte superior}} + \sigma'_a(z)_{\text{rotación respecto al fondo}}] \tag{7.59}$$

www.elsolucionario.org

Ejemplo 7.11

Considere un muro sin fricción de 5 m de altura. Para el relleno granular, $\gamma = 17.3\ \text{kN/m}^3$ y $\phi' = 36°$. Calcule y trace la variación de $\sigma_a(z)$ para un modo de traslación del movimiento del muro.

Solución

Para un muro sin fricción, $\delta' = 0$. De aquí, m es igual a 1 [ecuación (7.56)]. Por lo tanto, para la rotación respecto a la parte superior, de la ecuación (7.57),

$$\sigma'_a(z) = \sigma'_{a(1)} = \gamma \tan^2\left(45 - \frac{\phi' z}{2H}\right)\left[z - \frac{\phi' z^2}{H \cos\left(\frac{\phi' z}{H}\right)}\right]$$

Para la rotación respecto al fondo, de la ecuación (7.58),

$$\sigma'_a(z) = \sigma'_{a(2)} = \gamma z\left(\frac{\cos\phi'}{1 + \text{sen}\,\phi'}\right)^2$$

$$\sigma'_a(z)_{\text{traslación}} = \frac{\sigma'_{a(1)} + \sigma'_{a(2)}}{2}$$

Ahora se puede elaborar la tabla siguiente con $\gamma = 17.3\ \text{kN/m}^3$, $\phi' = 36°$ y $H = 5$ m.

z (m)	$\sigma'_{a(1)}$ (kN/m²)	$\sigma'_{a(2)}$ (kN/m²)	$\sigma'_{a(z)\ \text{traslación}}$ (kN/m²)
0	0	0	0
1.25	13.26	5.62	9.44
2.5	15.26	11.24	13.25
3.75	11.48	16.86	14.17
5.0	5.02	22.48	13.75

El trazo de $\sigma_a(z)$ contra z se muestra en la figura 7.22.

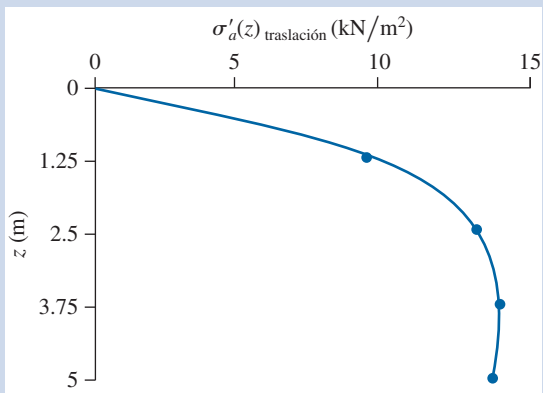


Figura 7.22

Presión pasiva

7.10 Presión pasiva de tierra de Rankine

En la figura 7.23a se muestra un muro de retención vertical sin fricción con un relleno horizontal. A la profundidad z, la presión vertical efectiva sobre un elemento de suelo es $\sigma'_o = \gamma z$. Al inicio, si el muro no cede en absoluto, el esfuerzo lateral a esa profundidad será $\sigma'_h = K_o \sigma'_o$. Este estado de esfuerzo se ilustra mediante el círculo de Mohr a en la figura 7.23b. Ahora, si el muro se empuja contra la masa de suelo en una cantidad Δx, como se muestra en la figura 7.23a, el esfuerzo vertical a la profundidad z permanecerá igual; sin embargo, el esfuerzo horizontal aumentará. Así pues, σ'_h será mayor que $K_o \sigma'_o$. Ahora se puede representar el estado de esfuerzo mediante el círculo de Mohr b en la figura 7.23b. Si el muro se mueve aún más hacia adentro (es decir, Δx se incrementa aún más), los esfuerzos a la profundidad z alcanzarán finalmente el estado representado por el círculo de Mohr c. Observe que este círculo de Mohr toca la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, lo que implica que el suelo detrás del muro fallará al ser empujado hacia arriba. Al esfuerzo horizontal, σ'_h, en este punto se le refiere como *presión pasiva de Rankine*, o $\sigma'_h = \sigma'_p$.

Para el círculo de Mohr c en la figura 7.23b, el esfuerzo principal mayor es σ'_p y el esfuerzo principal menor es σ'_o. Al sustituir estas cantidades en la ecuación (1.87) se obtiene

$$\sigma'_p = \sigma'_o \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \tag{7.60}$$

Ahora, sea

$$K_p = \text{coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \tag{7.61}$$

Entonces, de la ecuación (7.60), se tiene

$$\sigma'_p = \sigma'_o K_p + 2c' \sqrt{K_p} \tag{7.62}$$

La ecuación (7.62) produce el diagrama de presión pasiva (figura 7.23c) para el muro que se muestra en la figura 7.23a. Observe que en $z = 0$,

$$\sigma'_o = 0 \quad \text{y} \quad \sigma'_p = 2c' \sqrt{K_p}$$

y en $z = H$,

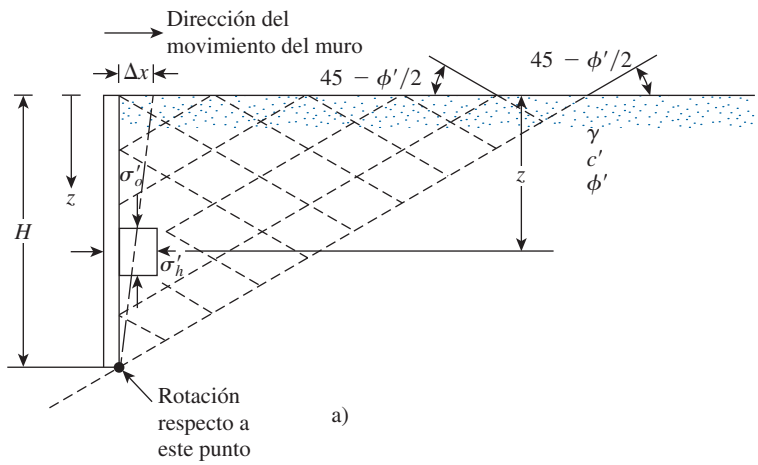
$$\sigma'_o = \gamma H \quad \text{y} \quad \sigma'_p = \gamma H K_p + 2c' \sqrt{K_p}$$

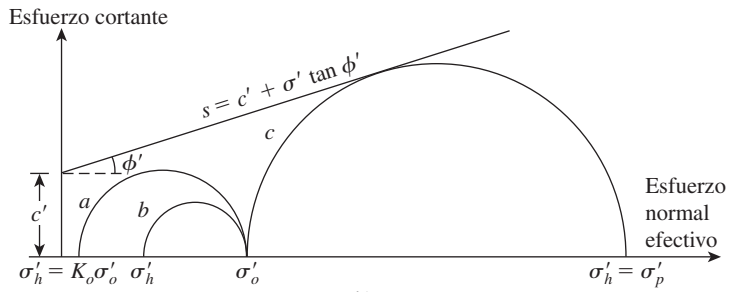
La fuerza pasiva por longitud unitaria el muro se puede determinar a partir del área del diagrama de presión, o

$$P_p = \tfrac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2c' H \sqrt{K_p} \tag{7.63}$$

Las magnitudes aproximadas de los movimientos del muro, Δx, requeridos para desarrollar la falla ante condiciones pasivas son las siguientes:

Tipo de suelo	Movimiento del muro para condición pasiva, Δx
Arena densa	$0.005H$
Arena suelta	$0.01H$
Arcilla firme	$0.01H$
Arcilla suave	$0.05H$





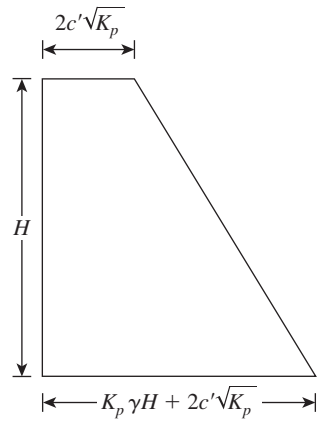


Figura 7.23 Presión pasiva de Rankine.

www.elsolucionario.org

Si el relleno detrás del muro es un suelo granular (es decir, $c' = 0$), entonces, de la ecuación (7.63), la fuerza pasiva por longitud unitaria del muro será

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \tag{7.64}$$

Ejemplo 7.12

En la figura 7.24a se muestra un muro de 3 m de altura. Determine la fuerza pasiva de Rankine por longitud unitaria del muro.

Solución

Para el estrato superior de suelo

$$K_{p(1)} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_1'}{2}\right) = \tan^2(45 + 15) = 3$$

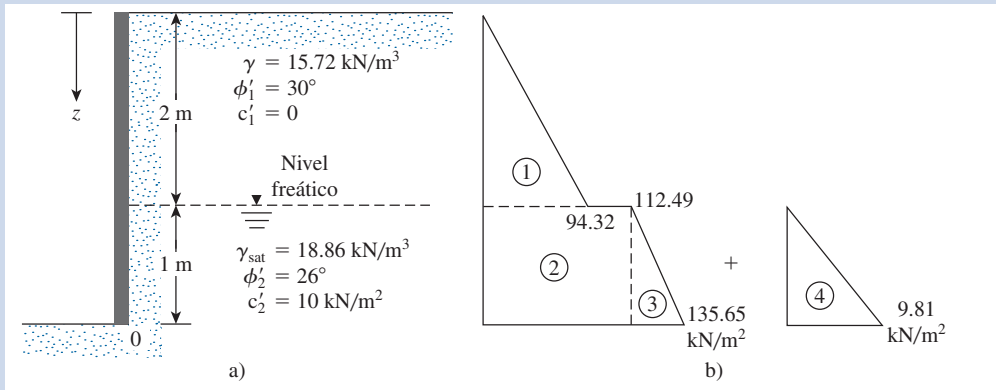


Figura 7.24

Para el estrato inferior de suelo

$$K_{p(2)} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_2'}{2}\right) = \tan^2(45 + 13) = 2.56$$

$$\sigma_p' = \sigma_o' K_p + 2c'\sqrt{K_p}$$

donde

σ_o' = esfuerzo vertical efectivo

en $z = 0$, $\sigma_o' = 0$, $c_1' = 0$, $\sigma_p' = 0$

en $z = 2$ m, $\sigma_o' = (15.72)(2) = 31.44$ kN/m^2, $c_1' = 0$

Por lo tanto, para el estrato superior de suelo

$$\sigma_p' = 31.44K_{p(1)} + 2(0)\sqrt{K_{p(1)}} = 31.44(3) = 94.32 \text{ kN/m}^2$$

A esta profundidad, es decir, $z = 2$ m, para el estrato inferior de suelo

$$\sigma'_p = \sigma'_o K_{p(2)} + 2c'_2\sqrt{K_{p(2)}} = 31.44(2.56) + 2(10)\sqrt{2.56}$$
$$= 80.49 + 32 = 112.49 \text{ kN/m}^2$$

De nuevo, en $z = 3$ m,

$$\sigma'_o = (15.72)(2) + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(1)$$
$$= 31.44 + (18.86 - 9.81)(1) = 40.49 \text{ kN/m}^2$$

De aquí,

$$\sigma'_p = \sigma'_o K_{p(2)} + 2c'_2\sqrt{K_{p(2)}} = 40.49(2.56) + (2)(10)(1.6)$$
$$= \mathbf{135.65 \text{ kN/m}^2}$$

Observe que, debido a la presencia del nivel freático, el esfuerzo hidrostático, u, también se tiene que tomar en cuenta. Para $z = 0$ a 2 m, $u = 0$; $z = 3$ m, $u = (1)(\gamma_w) = 9.81$ kN/m^2.

En la figura 6.24b está trazado el diagrama de presión pasiva. La fuerza pasiva por longitud unitaria del muro se puede determinar a partir del área del diagrama de presión como sigue:

Área núm.	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**

7.11 Presión pasiva de tierra de Rankine: Cara posterior vertical y relleno inclinado

Suelo granular

Para un muro de retención vertical sin fricción (figura 7.10) con un *relleno granular* ($c' = 0$), la presión pasiva de Rankine a cualquier profundidad se puede determinar de una manera similar a la mostrada en el caso de la presión activa en la sección 7.4. La presión es

$$\sigma'_p = \gamma z K_p \tag{7.65}$$

y la fuerza pasiva es

$$P_p = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_p \tag{7.66}$$

donde

$$K_p = \cos\alpha \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}} \tag{7.67}$$

Tabla 7.8 Coeficiente de presión pasiva de tierra K_p [de la ecuación (7.67)].

	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

Igual que en el caso de la fuerza activa, la fuerza resultante, P_p, está inclinada a un ángulo α con la horizontal e interseca el muro a una distancia $H/3$ desde el fondo del muro. Los valores de K_p (el coeficiente de presión pasiva de tierra) para varios valores de α y ϕ' se dan en la tabla 7.8.

Suelo $c'-\phi'$

Si el relleno del muro de retención vertical sin fricción es un suelo $c'-\phi'$ (consulte la figura 7.10), entonces (Mazindrani y Ganjali, 1997)

$$\sigma'_a = \gamma z K_p = \gamma z K'_p \cos\alpha \tag{7.68}$$

donde

$$K'_p = \frac{1}{\cos^2\phi'}\left\{2\cos^2\alpha + 2\left(\frac{c'}{\gamma z}\right)\cos\phi'\,\text{sen}\,\phi' + \sqrt{4\cos^2\alpha(\cos^2\alpha - \cos^2\phi') + 4\left(\frac{c'}{\gamma z}\right)^2\cos^2\phi' + 8\left(\frac{c'}{\gamma z}\right)\cos^2\alpha\,\text{sen}\,\phi'\cos\phi'}\right\} - 1 \tag{7.69}$$

La variación de K'_p con ϕ', α y $c'/\gamma z$ se indica en la tabla 7.9 (Mazindrani y Ganjali, 1997).

Tabla 7.9 Valores de K'_p.

		$c'/\gamma z$			
ϕ' (grados)	α (grados)	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

(*continúa*)

www.elsolucionario.org

Tabla 7.9 (*continuación*)

		$c'/\gamma z$			
ϕ' (grados)	α (grados)	0.025	0.050	0.100	0.500
30	0	3.087	3.173	3.346	4.732
	5	3.042	3.129	3.303	4.674
	10	2.907	2.996	3.174	4.579
	15	2.684	2.777	2.961	4.394

7.12 Presión pasiva de tierra de Coulomb

Coulomb (1776) también presentó un análisis para determinar la presión pasiva de tierra (es decir, cuando el muro se mueve *hacia* la masa de suelo) para muros con ángulo de fricción (δ' = ángulo de fricción del muro) y conteniendo un material de relleno granular similar al analizado en la sección 7.5.

Para comprender la determinación de la fuerza pasiva de Coulomb, P_p, considere el muro que se muestra en la figura 7.25a. Igual que en el caso de la presión activa, Coulomb supuso que la superficie potencial de falla en el suelo era un plano. Para una cuña de falla de prueba de suelo, como la ABC_1, las fuerzas por longitud unitaria del muro que actúan sobre la cuña son:

1. El peso de la cuña, W
2. La resultante, R, de las fuerzas normal y cortante sobre el plano BC_1 y
3. La fuerza pasiva, P_p

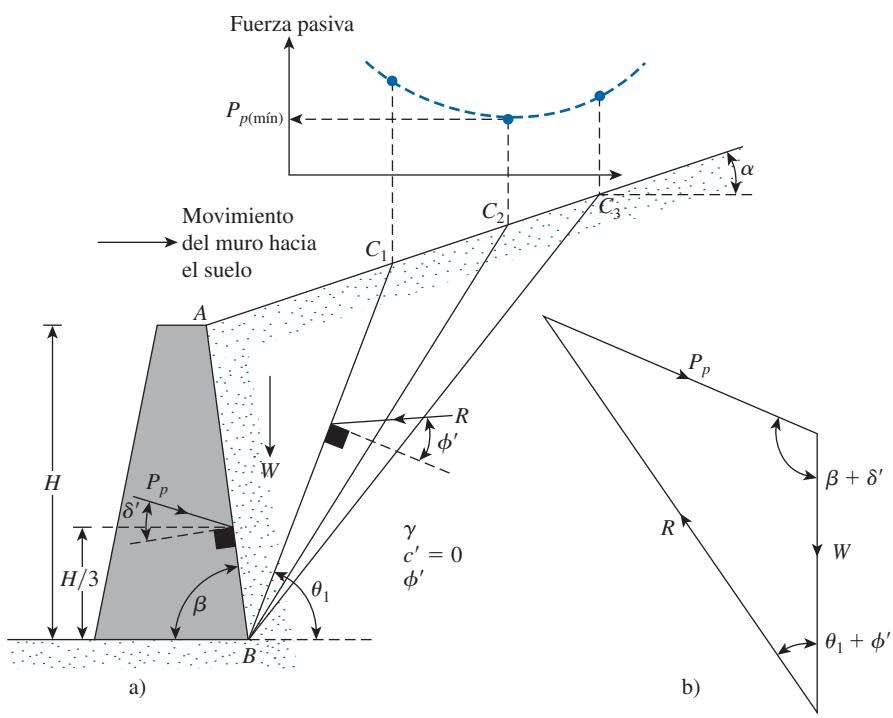


Figura 7.25 Presión pasiva de Coulomb.

Tabla 7.10 Valores de K_p [de la ecuación (7.71)] 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	2.636	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

En la figura 7.25b se muestra el triángulo de fuerzas en equilibrio para la cuña de prueba ABC_1. A partir de este triángulo de fuerzas, se puede determinar el valor de P_p, debido a que se conoce la dirección de las tres fuerzas y la magnitud de una fuerza.

Se pueden elaborar triángulos similares para varias cuñas de prueba, como ABC_1, ABC_2, ABC_3, . . . , y determinar los valores correspondientes de P_p. En la parte superior de la figura 7.25a se muestra la variación de los valores de P_p para cuñas diferentes. El *valor mínimo de* P_p en este diagrama es la *fuerza pasiva de Coulomb*, cuya expresión en forma matemática es

$$P_p = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_p \tag{7.70}$$

donde

$$K_p = \text{coeficiente de presión pasiva de Coulomb} = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi')}{\text{sen}^2\beta\,\text{sen}(\beta + \delta')\left[1 - \sqrt{\dfrac{\text{sen}(\phi' + \delta')\,\text{sen}(\phi' + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta')\,\text{sen}(\beta + \alpha)}}\right]^2} \tag{7.71}$$

Los valores del coeficiente de presión pasiva, K_p, para varios valores de ϕ' y δ' se indican en la tabla 7.10 ($\beta = 90°$, $\alpha = 0°$).

Observe que la fuerza pasiva resultante, P_p, actuará a una distancia $H/3$ desde el fondo del muro y estará inclinada a un ángulo δ' con la normal trazada hasta la cara posterior del muro.

7.13 Comentarios sobre la suposición de la superficie de falla para los cálculos de la presión de Coulomb

Los métodos de cálculo de la presión de Coulomb para la presión activa y pasiva se analizaron en las secciones 7.5 y 7.12. La suposición fundamental en estos análisis es la aceptación de la *superficie de falla plana*. Sin embargo, para muros con fricción, esta suposición no es válida en la práctica. La naturaleza de la superficie de falla *real* en la masa de suelo para la presión activa y pasiva se muestra en la figura 7.26a y b, respectivamente (para un muro vertical con un relleno horizontal). Observe que la superficie de falla *BC* es curva y que la superficie de falla *CD* es un plano.

Si bien la superficie de falla real en el suelo para el caso de presión activa es un poco diferente de la supuesta en el cálculo de la presión de Coulomb, los resultados no son muy diferentes. Sin embargo, en el caso de presión pasiva, conforme aumenta el valor de δ', el método de cálculo

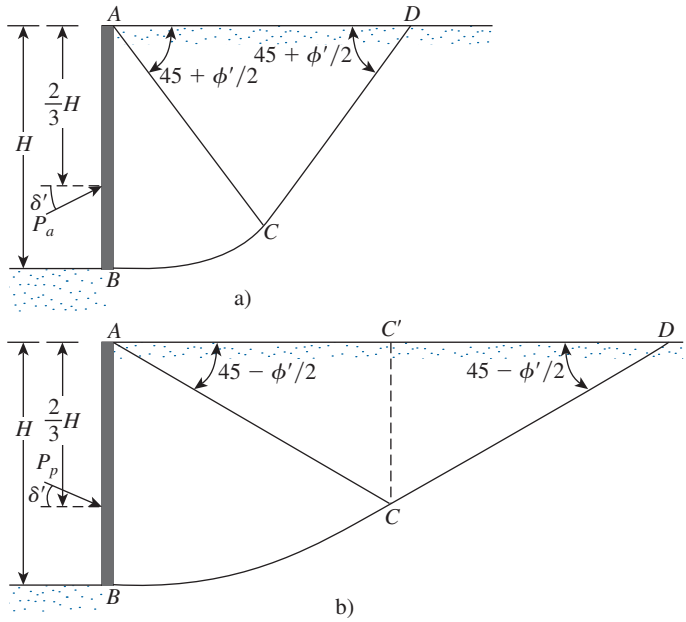


Figura 7.26 Naturaleza de la superficie de falla en un suelo con fricción del muro: a) presión activa; b) presión pasiva.

de Coulomb da valores cada vez más erróneos de P_p. Este factor de error podría conducir a una condición insegura debido a que los valores de P_p resultarían mayores que la resistencia del suelo.

Se han conducido varios estudios para determinar la fuerza pasiva P_p, suponiendo que la parte curva BC en la figura 7.26b es un arco de un círculo, una elipse o una espiral logarítmica.

Shields y Tolunay (1973) analizaron el problema de la presión pasiva para un muro *vertical* con un relleno de *suelo granular horizontal* ($c' = 0$). Este análisis se realizó considerando la estabilidad de la cuña $ABCC'$ (consulte la figura 7.26b), utilizando el *método de rebanadas* y suponiendo BC como un arco de una espiral logarítmica. De la figura 7.26b, la fuerza pasiva por longitud unitaria del muro se puede expresar como

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \tag{7.72}$$

Los valores del coeficiente de presión pasiva de tierra, K_p, obtenidos por Shields y Tolunay se dan en la figura 7.27. Estos valores son tan buenos como cualesquier otros para fines de diseño.

Solución mediante el método de rebanadas triangulares

Zhu y Qian (2000) emplearon el método de rebanadas triangulares (como en la zona de ABC en la figura 7.28) para obtener la variación de K_p. De acuerdo con este análisis

$$K_p = K_{p(\delta' = 0)} R \tag{7.73}$$

donde

K_p = coeficiente de presión pasiva de tierra para valores dados de θ, δ' y ϕ'
$K_{p(\delta' = 0)}$ = K_p para valores dados de θ y ϕ' con $\delta' = 0$
R = factor de modificación que es una función de ϕ', θ, δ'/ϕ'

www.elsolucionario.org

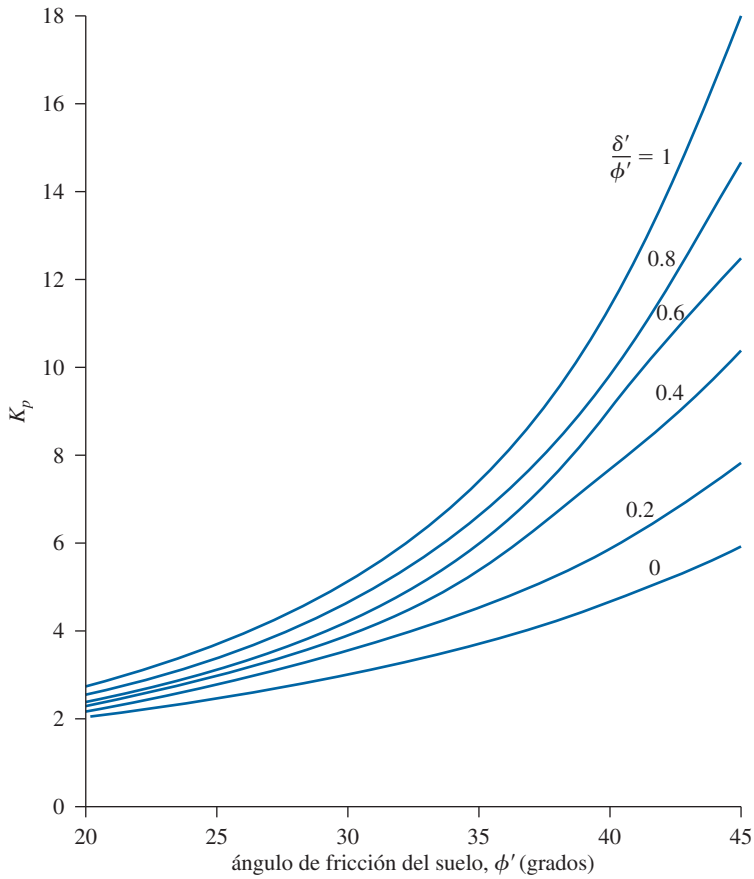


Figura 7.27 K_p basado en el análisis de Shields y Tolunay.

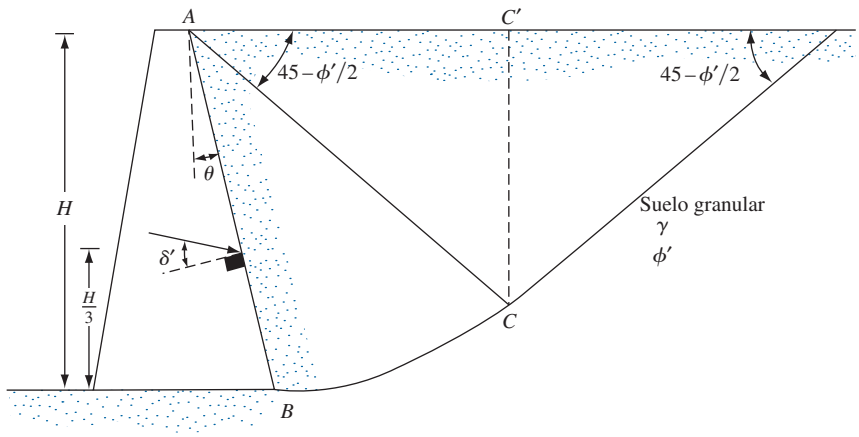


Figura 7.28 Solución de la presión pasiva mediante el método de rebanadas triangulares.

(*Nota*: *BC* es un arco de una espiral logarítmica)

Las variaciones de $K_{p(\delta' = 0)}$ se indican en la tabla 7.11 y los valores interpolados de R en la tabla 7.12.

Tabla 7.11 Variación de $K_{p(\delta' = 0)}$ [consulte la ecuación (7.73) y la figura 7.28]*.

	θ (grados)						
ϕ' (grados)	30	25	20	15	10	5	0
20	1.70	1.69	1.72	1.77	1.83	1.92	2.04
21	1.74	1.73	1.76	1.81	1.89	1.99	2.12
22	1.77	1.77	1.80	1.87	1.95	2.06	2.20
23	1.81	1.81	1.85	1.92	2.01	2.13	2.28
24	1.84	1.85	1.90	1.97	2.07	2.21	2.37
25	1.88	1.89	1.95	2.03	2.14	2.28	2.46
26	1.91	1.93	1.99	2.09	2.21	2.36	2.56
27	1.95	1.98	2.05	2.15	2.28	2.45	2.66
28	1.99	2.02	2.10	2.21	2.35	2.54	2.77
29	2.03	2.07	2.15	2.27	2.43	2.63	2.88
30	2.07	2.11	2.21	2.34	2.51	2.73	3.00
31	2.11	2.16	2.27	2.41	2.60	2.83	3.12
32	2.15	2.21	2.33	2.48	2.68	2.93	3.25
33	2.20	2.26	2.39	2.56	2.77	3.04	3.39
34	2.24	2.32	2.45	2.64	2.87	3.16	3.53
35	2.29	2.37	2.52	2.72	2.97	3.28	3.68
36	2.33	2.43	2.59	2.80	3.07	3.41	3.84
37	2.38	2.49	2.66	2.89	3.18	3.55	4.01
38	2.43	2.55	2.73	2.98	3.29	3.69	4.19
39	2.48	2.61	2.81	3.07	3.41	3.84	4.38
40	2.53	2.67	2.89	3.17	3.53	4.00	4.59
41	2.59	2.74	2.97	3.27	3.66	4.16	4.80
42	2.64	2.80	3.05	3.38	3.80	4.34	5.03
43	2.70	2.88	3.14	3.49	3.94	4.52	5.27
44	2.76	2.94	3.23	3.61	4.09	4.72	5.53
45	2.82	3.02	3.32	3.73	4.25	4.92	5.80

*Basada en Zhu y Qian, (2000).

Tabla 7.12 Variación de R [ecuación (7.73)].

		R para ϕ' (grados)			
θ (grados)	δ'/ϕ'	30	35	40	45
0	0.2	1.2	1.28	1.35	1.45
	0.4	1.4	1.6	1.8	2.2
	0.6	1.65	1.95	2.4	3.2
	0.8	1.95	2.4	3.15	4.45
	1.0	2.2	2.85	3.95	6.1
5	0.2	1.2	1.25	1.32	1.4
	0.4	1.4	1.6	1.8	2.1
	0.6	1.6	1.9	2.35	3.0
	0.8	1.9	2.35	3.05	4.3
	1.0	2.15	2.8	3.8	5.7

Tabla 7.12 (*continuación*)

θ (grados)	δ'/ϕ'	R para ϕ' (grados)			
		30	35	40	45
10	0.2	1.15	1.2	1.3	1.4
	0.4	1.35	1.5	1.7	2.0
	0.6	1.6	1.85	2.25	2.9
	0.8	1.8	2.25	2.9	4.0
	1.0	2.05	2.65	3.6	5.3
15	0.2	1.15	1.2	1.3	1.35
	0.4	1.35	1.5	1.65	1.95
	0.6	1.55	1.8	2.2	2.7
	0.8	1.8	2.2	2.8	3.8
	1.0	2.0	2.6	3.4	4.95
20	0.2	1.15	1.2	1.3	1.35
	0.4	1.35	1.45	1.65	1.9
	0.6	1.5	1.8	2.1	2.6
	0.8	1.8	2.1	2.6	3.55
	1.0	1.9	2.4	3.2	4.8

7.14 Presión pasiva en condiciones sísmicas

Subba Rao y Choudhury (2005) evaluaron la relación para la presión pasiva de tierra sobre un muro de retención con un relleno granular y en condiciones sísmicas mediante el método del equilibrio límite utilizando el enfoque seudoestático. En la figura 7.29 se muestra la naturaleza de la superficie de falla en el suelo considerada en este análisis. La presión pasiva, P_{pe}, se puede expresar como

$$P_{pe} = \left[\tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_{p\gamma(e)}\right]\frac{1}{\cos\delta'} \tag{7.74}$$

donde $K_{p\gamma(e)}$ = coeficiente de presión pasiva de tierra en la dirección normal respecto al muro.

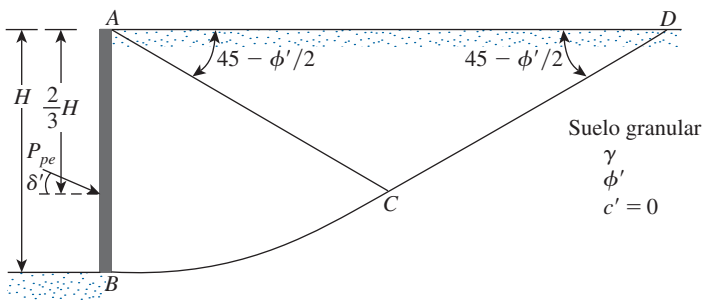


Figura 7.29 Naturaleza de la superficie de falla en el suelo considerada en el análisis para determinar P_{pe}.

www.elsolucionario.org

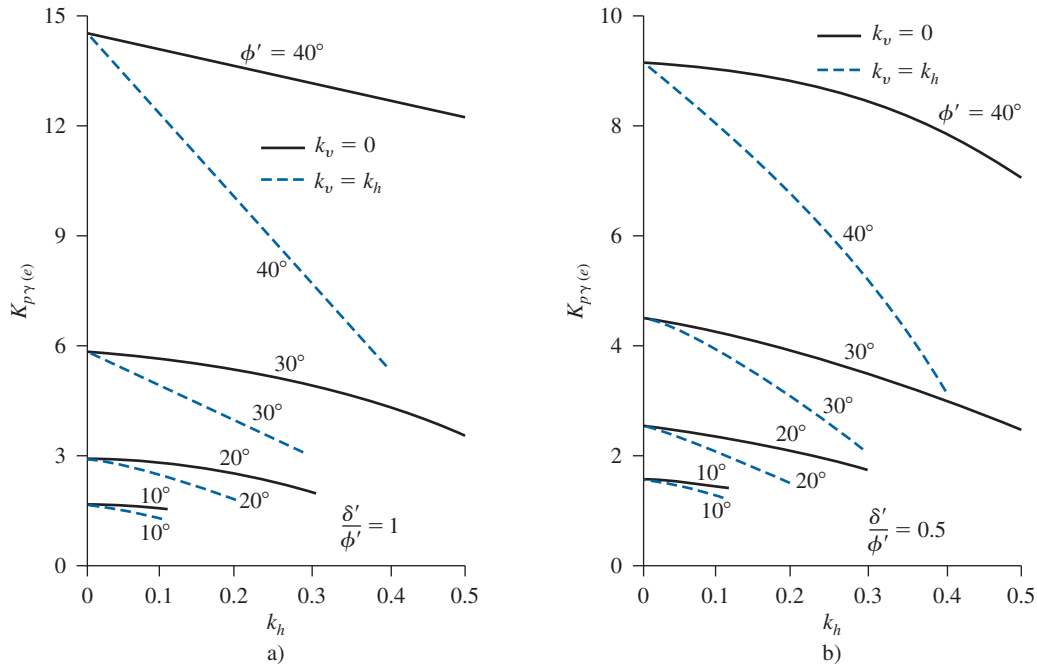


Figura 7.30 Variación de $K_{p\gamma(e)}$: a) $\frac{\delta'}{\phi'} = 1$, b) $\frac{\delta'}{\phi'} = 0.5$.

$K_{p\gamma(e)}$ es una función de k_h y k_v que son, respectivamente, los coeficientes de la aceleración horizontal y vertical debidos a un sismo. Las variaciones de $K_{p\gamma(e)}$ para $\delta'/\phi' = 0.5$ y 1 se muestran en las figuras 7.30a y b. La presión pasiva P_{pe} estará inclinada a un ángulo δ' respecto a la cara posterior del muro y actuará a una distancia de $H/3$ arriba del fondo del muro.

Problemas

7.1 Consulte la figura 7.3a. Datos: $H = 3.5$ m, $q = 20$ kN/m^2, $\gamma = 18.2$ kN/m^3 $c' = 0$ y $\phi' = 35°$. Determine la fuerza lateral en reposo de tierra por longitud métrica del muro. Además, encuentre la ubicación de la resultante. Utilice la ecuación (7.4) y OCR = 1.5.

7.2 Utilice la ecuación (7.3), la figura P7.2 y los valores siguientes para determinar la fuerza lateral en reposo de tierra por longitud unitaria del muro. Además, encuentre la ubicación de la resultante.

$H = 5$ 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 y OCR = 1.

7.3 Consulte la figura 7.6a. Dada la altura del muro de retención, $H = 6.4$ m y que el relleno es una arcilla saturada con $\phi = 0°$, $c = 30.2$ kN/m^2, $\gamma_{sat} = 17.76$ kN/m^3:

- **a.** Determine el diagrama de la distribución de la presión activa de Rankine detrás del muro.
- **b.** Determine la profundidad de la grieta de tensión, z_c.
- **c.** Estime la fuerza activa de Rankine por longitud en pies del muro antes y después de la ocurrencia de la grieta de tensión.

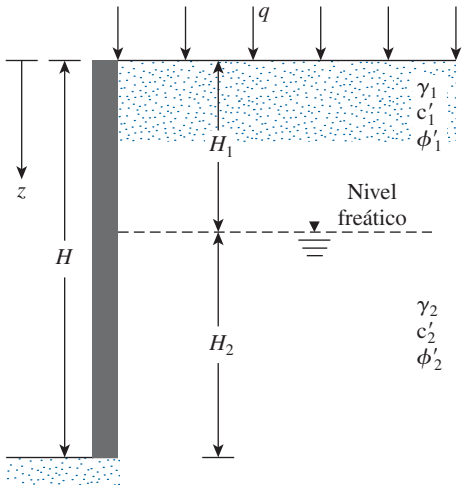


Figura P7.2

7.4 Un muro de retención vertical (figura 7.6a) tiene una altura de 6.3 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 del muro después de la ocurrencia de la grieta de tensión.

7.5 Consulte el problema 7.2. Para el muro de retención, determine la fuerza activa de Rankine por longitud unitaria del muro y la ubicación de la línea de acción de la resultante.

7.6 Consulte la figura 7.10. Para el muro de retención, $H = 6$ m, $\phi' = 34°$, $\alpha = 10°$, $\gamma = 17$ kN/ m^3 y $c' = 0$.

a. Determine la intensidad de la fuerza activa de Rankine en $z = 2$ m, 4 m y 6 m.

b. Determine la fuerza activa de Rankine por longitud métrica del muro y también la ubicación y dirección de la resultante.

7.7 Consulte la figura 7.10. Datos: $H = 6.7$ m, $\gamma = 18.08$ kN/m^3, $\phi' = 25°$, $c' = 12$ kN/m^2 y $\alpha = 10°$. Calcule la fuerza activa de Rankine por longitud unitaria del muro después de la ocurrencia de la grieta de tensión.

7.8 Consulte la figura 7.12a. Con los datos: $H = 3.66$ m, $\gamma = 16.5$ kN/m^3, $\phi' = 30°$, $c' = 0$ y $\beta = 85°$. Determine la fuerza activa de Coulomb por longitud en pies del muro y la ubicación y dirección de la resultante para los casos siguientes:

a. $\alpha = 10°$ y $\delta' = 20°$

b. $\alpha = 20°$ y $\delta' = 15°$

7.9 Consulte la figura 7.13a. Con los datos: $H = 3.5$ m, $\alpha = 0$, $\beta = 85°$, $\gamma = 18$ kN/m^3, $c' = 0$, $\phi' = 34°$, $\delta'/\phi' = 0.5$ y $q = 30$ kN/m^2. Determine la fuerza activa de Coulomb por longitud unitaria del muro.

7.10 Consulte la figura 7.14b. Con los datos: $H = 3.3$ m, $a' = 1$ m, $b' = 1.5$ m y $q = 25$ kN/m^2. Determine la fuerza lateral por longitud unitaria del muro sin cedencia causada sólo por la sobrecarga.

7.11 Consulte la figura 7.15. Para este caso: $H = 6$ m, $\gamma = 17$ kN/m^3, $\phi' = 35°$, $\delta' = 17.5°$, $c' = 0$, $\alpha = 10°$ y $\beta = 90°$. Determine la fuerza activa de Coulomb para condiciones sísmicas (P_{ae}) por longitud métrica del muro y la ubicación y dirección de la resultante. Se tiene que $k_h = 0.2$ y $k_v = 0$.

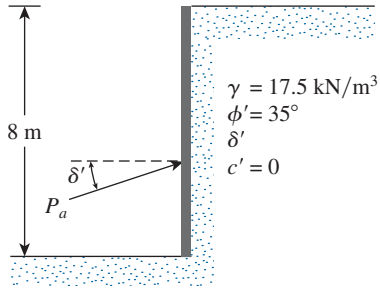


Figura P7.12

7.12 En la figura P7.12 se muestra un muro de retención. Si el muro gira respecto a su parte superior, determine la magnitud de la fuerza activa por longitud unitaria del muro para $n_a = 0.3$, 0.4 y 0.5. Suponga que $\delta'/\phi' = 0.5$.

7.13 Un muro de retención vertical sin fricción tiene una altura de 6 m con un relleno granular horizontal. Con: $\gamma = 16$ kN/m^3 y $\phi' = 30°$. Para el modo de traslación del muro, calcule la presión activa a profundidades $z = 1.5$ m, 3 m, 4.5 m y 6 m.

7.14 Consulte el problema 7.3.

- **a.** Trace el diagrama de distribución de la presión pasiva de Rankine detrás del muro.
- **b.** Estime la fuerza pasiva de Rankine por longitud en pies del muro y también la ubicación de la resultante.

7.15 En la figura 7.28, que muestra un muro de retención vertical con un relleno horizontal, sean $H = 4$ m, $\theta = 10°$, $\gamma = 16.5$ kN/m^3, $\phi' = 35°$ y $\delta' = 10°$. Con base en el trabajo de Zhu y Qian, ¿cuál será la fuerza pasiva por longitud métrica del muro?

7.16 Considere un muro de retención de 4 m de altura con cara posterior vertical y relleno horizontal granular, como se muestra en la figura 7.29. Con: $\gamma = 18$ kN/m^3, $\phi' = 40°$, $c' = 0$, $\delta' = 20°$, $k_v = 0$ y $k_h = 0.2$. Determine la fuerza pasiva P_{pe} por longitud unitaria del muro tomando en consideración el efecto sísmico.

Referencias

Chu, S.C. (1991). "Rankine Analysis of Active and Passive Pressures on Dry Sand", *Soils and Foundations*, vol. 31, núm. 4, pp. 115-120.

Coulomb, C.A. (1776). *Essai sur une Application des Règles de Maximis et Minimun à quelques Problemes de Statique Relatifs à l´Architecture*. Mem. Acad. Roy. des Sciences, París, vol. 3, p. 38.

Dubrova, G.A. (1963). "Interaction of Soil Structures", Izd. *Rechnoy Transport*, Moscú.

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, núm. GT10, 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, núm. 6, pp. 1581-1584.

Mayne, P.W. y Kulhawy, F.H. (1982). "K_o-*OCR* Relationships in Soil", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 108, núm. GT6, pp. 851-872.

www.elsolucionario.org

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, núm. 2, pp. 110-112.

Seed, H.B. y Whitman, R.V. (1970). "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads", *Proceedings, Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, American Society of Civil Engineers, pp. 103-147.

Shields, D.H. y Tolunay, A.Z. (1973). "Passive Pressure Coefficients by Method of Slices", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 99, núm. SM12, pp. 1043-1053.

Subba Rao, K.S. y Choudhury, D. (2005). "Seismic Passive Earth Pressures in Soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 131, núm. 1, pp. 131-135.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, Nueva York.

Zhu, D.Y. y Qian, Q. (2000). "Determination of Passive Earth Pressure Coefficient by the Method of Triangular Slices", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 37, núm. 2, pp. 485-491.

8 Muros de retención

8.1 Introducción

En el capítulo 7 se estudiaron varias teorías para determinar la presión lateral de tierra, las cuales se utilizarán en este capítulo para diseñar varios tipos de muros de retención. En general, los muros de retención se pueden dividir en dos categorías principales: a) muros de retención convencionales y b) muros de tierra estabilizados mecánicamente.

Los muros de retención convencionales se pueden clasificar en general en cuatro tipos:

1. Muros de retención de gravedad
2. Muros de retención de semigravedad
3. Muros de retención en voladizo
4. Muros de retención con contrafuertes

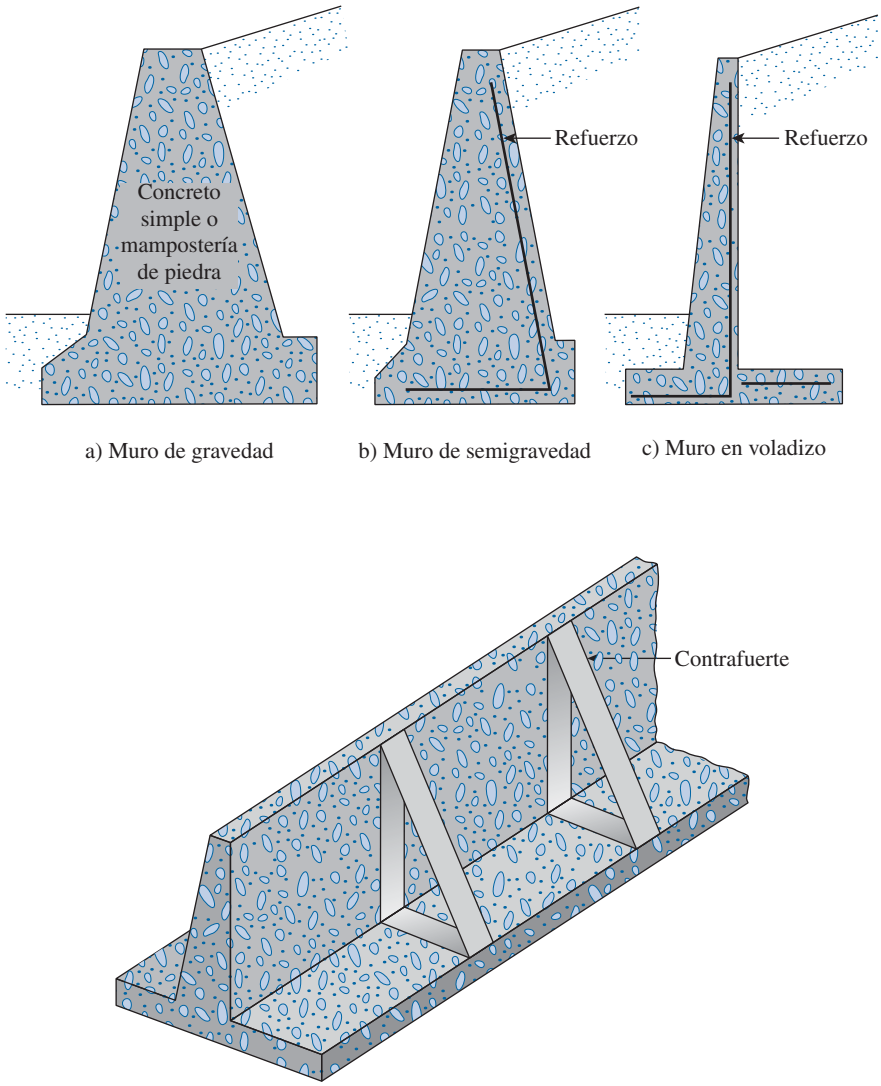
Los *muros de retención de gravedad* (figura 8.1a) se construyen con concreto simple o con mampostería de piedra. Su estabilidad depende de su propio peso y de cualquier suelo que repose sobre la mampostería. Este tipo de construcción no es económica para muros altos.

En muchos casos, se puede emplear una cantidad pequeña de acero para la construcción de muros de gravedad, minimizando así el tamaño de las secciones de los muros. A esos muros se les refiere por lo general como *muros de semigravedad* (figura 8.1b).

Los *muros de retención en voladizo* (figura 8.1c) están hechos de concreto reforzado y consisten en un cuerpo o alzado delgado y una losa de base. Este tipo de muro es económico hasta una altura de aproximadamente 8 m. En la figura 8.2 se muestra un muro de retención en voladizo en proceso de construcción.

Los *muros de retención con contrafuertes* (figura 8.1d) son similares a los muros en voladizo. Sin embargo, a intervalos regulares tienen losas de concreto verticales delgadas conocidas como *contrafuertes*, que anclan entre sí el muro y la base. El propósito de los contrafuertes es reducir los momentos cortante y flexionante.

Para diseñar apropiadamente los muros de retención, un ingeniero debe conocer los parámetros básicos del suelo retenido detrás del muro y del suelo debajo de la base de la losa, que son el *peso específico*, el *ángulo de fricción* y la *cohesión*. Conocer las propiedades del suelo detrás del muro permite que un ingeniero determine la distribución de la presión lateral necesaria para el diseño.



a) Muro de gravedad b) Muro de semigravedad c) Muro en voladizo

d) Muro con contrafuertes

Figura 8.1 Tipos de muros de retención.

Existen dos fases en el diseño de un muro de retención convencional. Primero, conociendo la presión lateral de la tierra, la estructura como un todo se revisa por *estabilidad*. La estructura se examina para ver si existen fallas posibles por *volcamiento, deslizamiento* y *capacidad de carga*. Segundo, cada componente de la estructura se revisa por *resistencia* y se determina el *reforzamiento de acero* de cada componente.

En este capítulo se presentan los procedimientos para determinar la estabilidad de los muros de retención. Las revisiones de la resistencia se pueden consultar en cualquier libro sobre concreto reforzado.

Algunos muros de retención tienen sus rellenos estabilizados mecánicamente al incluir elementos de refuerzo como tiras metálicas, varillas, mallas de alambre electrosoldado, geotextiles y

www.elsolucionario.org



Figura 8.2 Muro de retención en voladizo en proceso de construcción. (*Cortesía de Dharma Shakya, Geotechnical Solutions, Inc., Irvine, California.*)

geomallas. Estos muros son relativamente flexibles y pueden soportar desplazamientos horizontales y verticales grandes sin sufrir mucho daño.

Muros de gravedad y en voladizo

8.2 Dimensionamiento de muros de retención

Al diseñar muros de retención, un ingeniero debe suponer algunas de sus dimensiones. En el *dimensionamiento* esas suposiciones permiten que el ingeniero revise la estabilidad de secciones de prueba de los muros. Si las revisiones de estabilidad producen resultados indeseables, las secciones se pueden cambiar y volver a revisar. En la figura 8.3 se muestran las proporciones generales de varios componentes de muros de retención que se pueden utilizar en revisiones iniciales.

Observe que la parte superior del cuerpo de cualquier muro de retención no debe ser menor que aproximadamente 0.3 m para colocar de manera apropiada el concreto. La profundidad, D, hasta el fondo de la losa base debe tener un mínimo de 0.6 m. Sin embargo, el fondo de la losa de base se debe colocar debajo de la línea de congelamiento estacional.

Para muros de retención con contrafuertes, la proporción general del cuerpo y la losa de base es la misma que para los muros en voladizo. No obstante, las losas de los contrafuertes pueden ser de aproximadamente 0.3 m de espesor y espaciadas a distancias centro a centro de 0.3 a 0.7H.

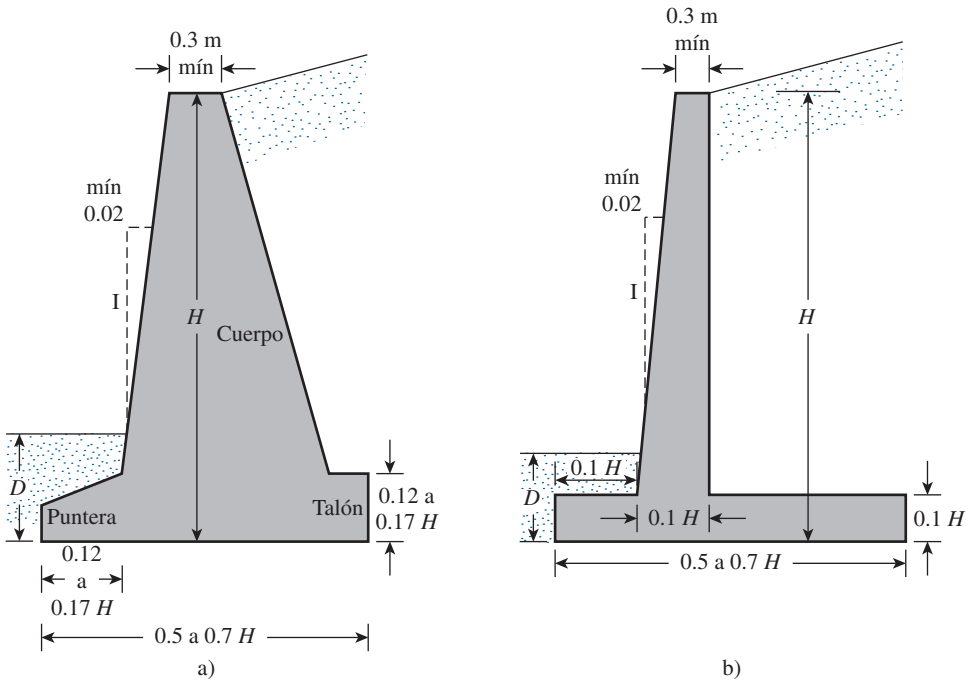


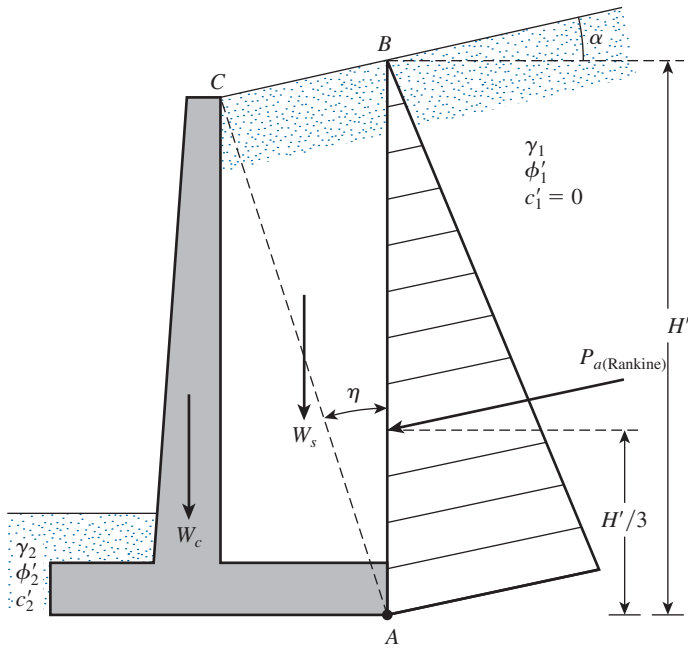
Figura 8.3 Dimensiones aproximadas para varios componentes de un muro de retención para la revisión inicial de su estabilidad: a) muro de gravedad; b) muro en voladizo.

8.3 Aplicación de las teorías de la presión lateral de tierra al diseño

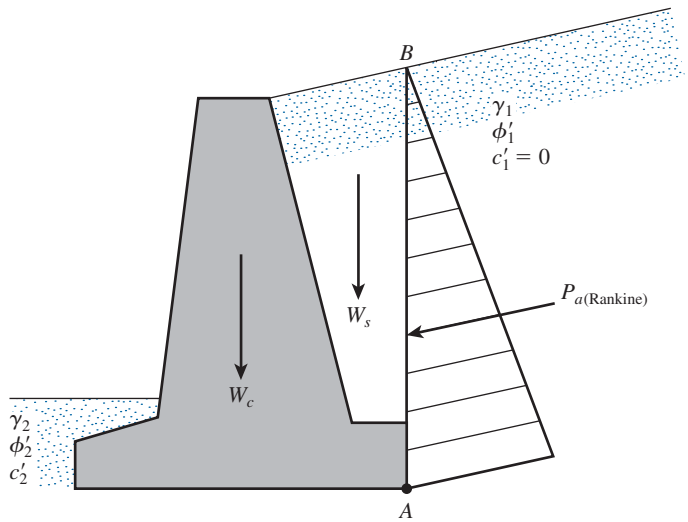
Las teorías fundamentales para calcular la presión lateral de tierra se estudiaron en el capítulo 7. Para usar estas teorías en el diseño, un ingeniero debe hacer varias suposiciones simples. En el caso de muros en voladizo, el uso de la teoría de la presión de tierra de Rankine para las revisiones de estabilidad comprende trazar una línea vertical AB por el punto A, ubicado en el borde del talón de la losa de base en la figura 8.4a. La condición activa de Rankine se supone que existe a lo largo del plano vertical AB. Luego se pueden utilizar las ecuaciones de la presión de tierra de Rankine para calcular la presión lateral sobre la cara AB del muro. En el análisis de la estabilidad del muro, se debe tomar en cuenta la fuerza $P_{a(\text{Rankine})}$, el peso del suelo arriba del talón y el peso W_c del concreto. La suposición para el desarrollo de la presión activa de Rankine a lo largo de la cara AB del suelo es teóricamente correcta si la zona de cortante limitada por la línea AC no es obstruida por el cuerpo del muro. El ángulo, η, que forma la línea AC con la vertical es

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi'}{2} - \frac{1}{2}\,\text{sen}^{-1}\left(\frac{\text{sen}\,\alpha}{\text{sen}\,\phi'}\right) \tag{8.1}$$

Se puede utilizar un tipo de análisis similar para los muros de gravedad, como se muestra en la figura 8.4b. Sin embargo, también se puede emplear la *teoría de la presión activa de tierra de Coulomb*, como se muestra en la figura 8.4c. Si se aplica esta teoría, las únicas fuerzas que se consideran son $P_{a(\text{Coulomb})}$ y el peso del muro, W_c.



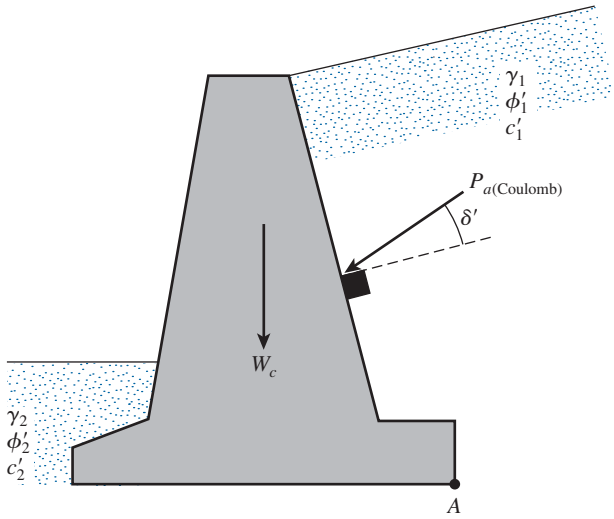
a)



b)

Figura 8.4 Suposición para la determinación de la presión lateral de tierra: a) muro en voladizo; b) muro de gravedad.

www.elsolucionario.org



c)

Figura 8.4 *(continuación)*

Si se utiliza la teoría de Coulomb, será necesario conocer el intervalo del ángulo de fricción δ' del muro con varios tipos de material de relleno. Los siguientes son algunos intervalos del ángulo de fricción del muro de mampostería o del muro de concreto macizo (simple):

Material de relleno	Intervalo 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 lo tanto, de presión hidrostática, aunque siempre se proporcionan instalaciones para el drenaje de los suelos que se retienen.

8.4 Estabilidad de muros de retención

Un muro de retención puede fallar en cualquiera de las formas siguientes:

- Puede *volcarse* respecto a su puntera. (Consulte la figura 8.5a)
- Puede *deslizarse* a lo largo de su base. (Consulte la figura 8.5b)
- Puede fallar debido a la pérdida de *capacidad de soporte de carga* del suelo que soporta la base. (Consulte la figura 8.5c)
- Puede sufrir una falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil. (Consulte la figura 8.5d)
- Puede experimentar un asentamiento excesivo.

Las revisiones de estabilidad contra las fallas por volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga se describen en las secciones 8.5, 8.6 y 8.7. Los principios utilizados para estimar el asentamiento se

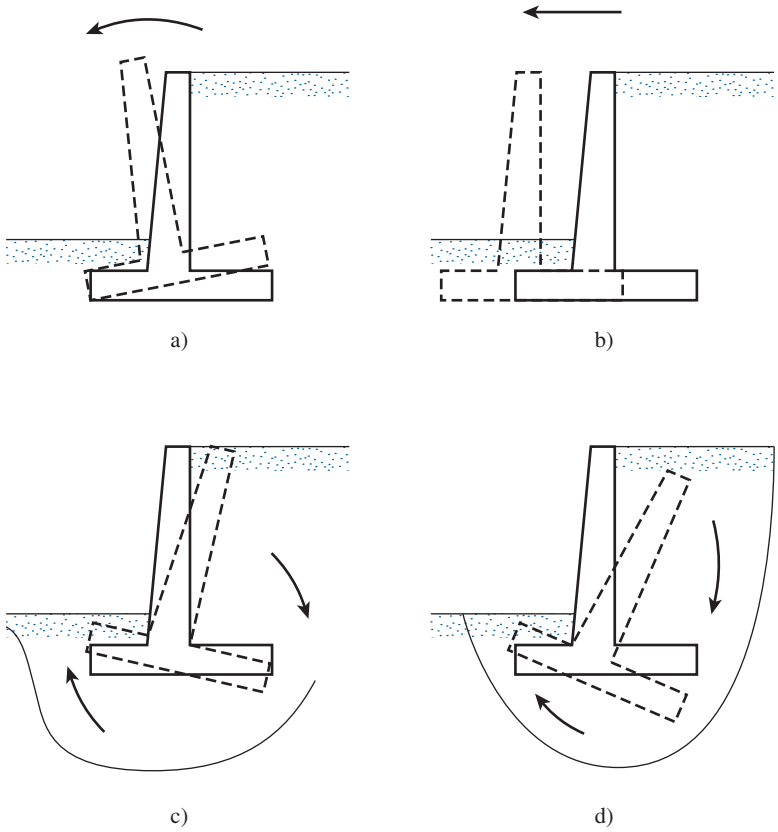


Figura 8.5 Fallas de un muro de retención: a) por volcamiento; b) por deslizamiento; c) por capacidad de carga; d) por falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil.

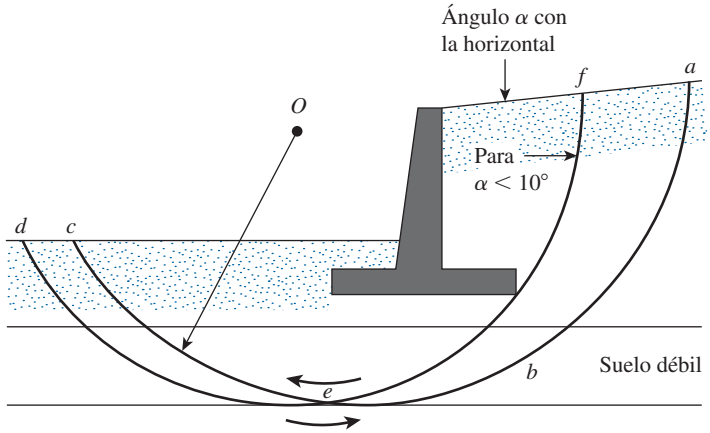


Figura 8.6 Falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil.

analizaron en el capítulo 5 y no se profundizarán más. Cuando un estrato de suelo débil se ubica a poca profundidad, es decir, dentro de una profundidad de 1.5 veces el ancho de la losa de base del muro de retención, se debe considerar la posibilidad de tener un asentamiento excesivo. En algunos casos, el uso de un material de relleno de peso ligero detrás del muro de retención puede resolver el problema.

La *falla por cortante profundo de un suelo débil* puede ocurrir a lo largo de una superficie cilíndrica, como la *abc* que se muestra en la figura 8.6, como resultado de la existencia de un estrato débil de suelo abajo del muro a una profundidad de aproximadamente 1.5 veces el ancho de la losa de base del muro de retención. En esos casos, la superficie de falla cilíndrica crítica *abc* se tiene que determinar mediante prueba y error, utilizando varios centros como *O*. La superficie de falla a lo largo de la cual se obtiene el factor de seguridad mínimo es la *superficie crítica de deslizamiento*. Para la pendiente del relleno con α menor que aproximadamente 10°, el círculo crítico de falla en apariencia pasa por el borde del talón de la losa (como *def* en la figura). En esta situación, el factor de seguridad mínimo también se tiene que determinar mediante prueba y error cambiando el centro del círculo de prueba.

8.5 Revisión por volcamiento

En la figura 8.7 se muestran las fuerzas que actúan sobre un muro de retención en voladizo y de gravedad, con base en la suposición de que la presión activa de Rankine actúa a lo largo del plano vertical *AB* trazado a través del talón de la estructura. P_p es la presión pasiva de Rankine; recuerde que su magnitud es [de la ecuación (7.63)].

$$P_p = \tfrac{1}{2}K_p\gamma_2 D^2 + 2c_2'\sqrt{K_p}D$$

donde

γ_2 = peso específico del suelo en frente del talón y bajo la losa de base
K_p = coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine = $\tan^2(45 + \phi_2'/2)$
c_2', ϕ_2' = cohesión y ángulo de fricción efectivo del suelo, respectivamente

El factor de seguridad contra el volcamiento respecto a la puntera, es decir, respecto al punto *C* en la figura 8.7, se puede expresar como

$$\text{FS}_{(\text{volcamiento})} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} \tag{8.2}$$

donde

ΣM_o = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar el muro respecto al punto *C*
ΣM_R = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volcamiento del muro respecto al punto *C*

El momento de volcamiento es

$$\Sigma M_o = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) \tag{8.3}$$

donde $P_h = P_a \cos\alpha$.

Para calcular el momento resistente, ΣM_R (ignorando P_p), se puede elaborar una tabla como la 8.1. El peso del suelo arriba del talón y el peso del concreto (o de la mampostería) son fuerzas que contribuyen al momento resistente. Observe que la fuerza P_v también contribuye al momento resistente. P_v es la componente vertical de la fuerza activa P_a, o

$$P_v = P_a \operatorname{sen}\alpha$$

El momento de la fuerza P_v respecto a *C* es

$$M_v = P_v B = P_a \operatorname{sen}\alpha B \tag{8.4}$$

www.elsolucionario.org

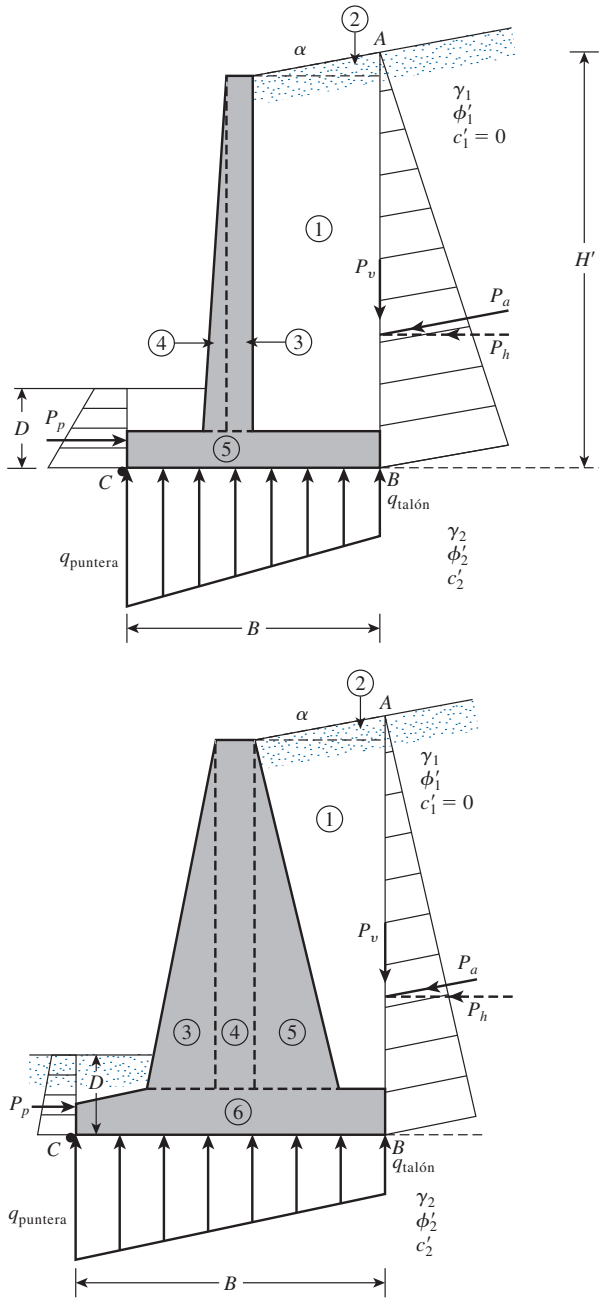


Figura 8.7 Revisión por volcamiento, suponiendo que es válida la presión de Rankine.

donde B = ancho de la losa de base.

Una vez que se conoce ΣM_R, se puede calcular el factor de seguridad con

$$\text{FS}_{(\text{volcamiento})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos\alpha\,(H'/3)} \tag{8.5}$$

El valor mínimo deseable usual del factor de seguridad respecto a la falla por volcamiento es de 2 a 3.

Tabla 8.1 Procedimiento para calcular ΣM_R.

Sección (1)	Área (2)	Peso/longitud unitaria del 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	$W_2 = \gamma_1 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3 = \gamma_c \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_4 = \gamma_c \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_5 = \gamma_c \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_6 = \gamma_c \times A_6$	X_6	M_6
		P_v	B	M_v
		ΣV		ΣM_R

(*Nota:* γ_l = peso específico del relleno
γ_c = peso específico del concreto)

Algunos diseñadores prefieren determinar el factor de seguridad contra el volcamiento con la fórmula:

$$\text{FS}_{(\text{volcamiento})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos\alpha (H'/3) - M_v} \tag{8.6}$$

8.6 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

El factor de seguridad contra el deslizamiento se puede expresar mediante la ecuación

$$\text{FS}_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d} \tag{8.7}$$

donde

$\Sigma F_{R'}$ = suma de la fuerzas horizontales resistentes
ΣF_d = suma de las fuerzas horizontales de empuje

En la figura 8.8 se indica que la resistencia cortante del suelo inmediatamente debajo de la losa de base se puede representar 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

Así pues, la fuerza resistente máxima que se puede derivar del suelo por longitud unitaria del muro a lo largo del fondo de la losa de base es

$$R' = s(\text{área de la sección transversal}) = s(B \times 1) = B\sigma' \tan\delta' + Bc'_a$$

Sin embargo,

$$B\sigma' = \text{suma de las fuerzas verticales} = \Sigma V (\text{consulte la tabla 8.1})$$

por lo tanto,

$$R' = (\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a$$

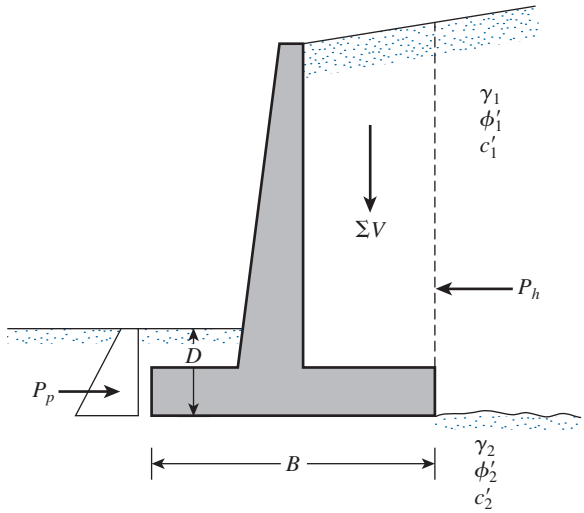


Figura 8.8 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.

En la figura 8.8 se muestra que la fuerza pasiva P_p también es una fuerza horizontal resistente. De aquí,

$$\Sigma F_{R'} = (\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a + P_p \tag{8.8}$$

La única fuerza horizontal que tenderá a causar que el muro se deslice (una *fuerza de empuje*) es la componente horizontal de la fuerza activa P_a, por lo tanto,

$$\Sigma F_d = P_a \cos\alpha \tag{8.9}$$

Combinando las ecuaciones (8.7), (8.8) y (8.9) se obtiene

$$\text{FS}_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos\alpha} \tag{8.10}$$

En general se requiere un factor de seguridad mínimo de 1.5 contra el deslizamiento.

En muchos casos, la fuerza pasiva P_p se ignora al calcular el factor de seguridad respecto al deslizamiento. En general, se puede escribir $\delta' = k_1\phi'_2$ y $c'_a = k_2c'_2$. En la mayoría de los casos, k_1 y k_2 están entre $\frac{1}{2}$ a $\frac{2}{3}$. Por consiguiente,

$$\text{FS}_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V)\tan(k_1\phi'_2) + Bk_2c'_2 + P_p}{P_a \cos\alpha} \tag{8.11}$$

Si el valor deseado de $\text{FS}_{(\text{deslizamiento})}$ no se logra, se pueden investigar varias alternativas (consulte la figura 8.9):

- Aumentar el ancho de la losa de base (es decir, el talón de la zapata).
- Utilizar un dentellón en la losa de base. Si se incluye un dentellón, la fuerza pasiva por longitud unitaria del muro es entonces

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma_2 D_1^2 K_p + 2c'_2 D_1 \sqrt{K_p}$$

donde $K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_2}{2}\right)$.

www.elsolucionario.org

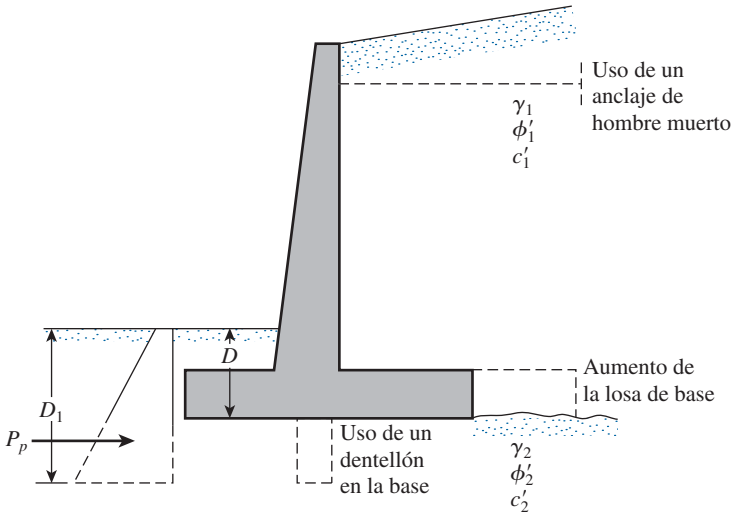


Figura 8.9 Alternativas para aumentar el factor de seguridad respecto al deslizamiento.

- Uso de una *ancla de hombre muerto* en el cuerpo del muro de retención.
- Otra forma posible para aumentar el $FS_{(deslizamiento)}$ es considerar reducir el valor de P_a [consulte la ecuación (8.11)]. Una forma posible para hacer esto es emplear el método desarrollado por Elman y Terry (1988). El análisis aquí está limitado al caso en el que el muro de retención tiene un relleno granular horizontal (figura 8.10). En la figura 8.10, la fuerza activa, P_a, es horizontal ($\alpha = 0$) tal que

$$P_a \cos \alpha = P_h = P_a$$

y

$$P_a \operatorname{sen} \alpha = P_v = 0$$

Sin embargo,

$$P_a = P_{a(1)} + P_{a(2)} \tag{8.12}$$

La magnitud de $P_{a(2)}$ se puede reducir si el talón del muro de retención se inclina como se muestra en la figura 8.10. Para este caso,

$$P_a = P_{a(1)} + AP_{a(2)} \tag{8.13}$$

La magnitud de A, como se muestra en la tabla 8.2, es válida para $\alpha' = 45°$. Sin embargo, observe que en la figura 8.10a

$$P_{a(1)} = \frac{1}{2}\gamma_1 K_a (H' - D')^2$$

y

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 K_a H'^2$$

De aquí,

$$P_{a(2)} = \frac{1}{2}\gamma_1 K_a [H'^2 - (H' - D')^2]$$

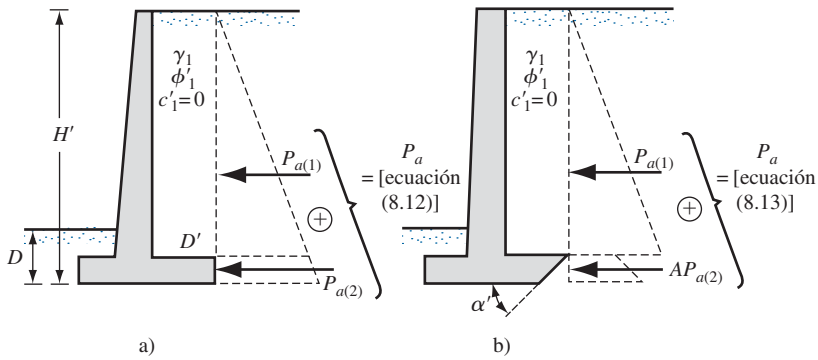


Figura 8.10 Muro de retención con talón inclinado.

Tabla 8.2 Variación de A con ϕ_1' (para $\alpha' = 45°$).

Ángulo de fricción del suelo, ϕ_1' (grados)	A
20	0.28
25	0.14
30	0.06
35	0.03
40	0.018

Por lo tanto, para el diagrama de presión activa que se muestra en la figura 8.10b,

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 K_a (H' - D')^2 + \frac{A}{2}\gamma_1 K_a [H'^2 - (H' - D')^2] \tag{8.14}$$

Al inclinar el talón de un muro de retención puede ser muy útil en algunos casos.

8.7 Revisión por falla por capacidad de carga

La presión vertical transmitida al suelo por la losa de base del muro de retención se debe revisar contra la capacidad de carga última del suelo. La naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de base hacia el suelo se muestra en la figura 8.11. Observe que q_{pie} y $q_{\text{talón}}$ son las presiones *máxima* y *mínima* que ocurren en los extremos de las secciones de la puntera y del talón, respectivamente. Las magnitudes de q_{pie} y $q_{\text{talón}}$ se pueden determinar de la manera siguiente:

La suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa base es $\Sigma \mathbf{V}$ (consulte la columna 3 de la tabla 8.1) y la fuerza horizontal $\mathbf{P}_h$ es $P_a \cos \alpha$. Sea

$$\mathbf{R} = \Sigma \mathbf{V} + \mathbf{P}_h \tag{8.15}$$

la fuerza resultante. El momento neto de estas fuerzas respecto al punto C en la figura 8.11 es

$$M_{\text{neto}} = \Sigma M_R - \Sigma M_o \tag{8.16}$$

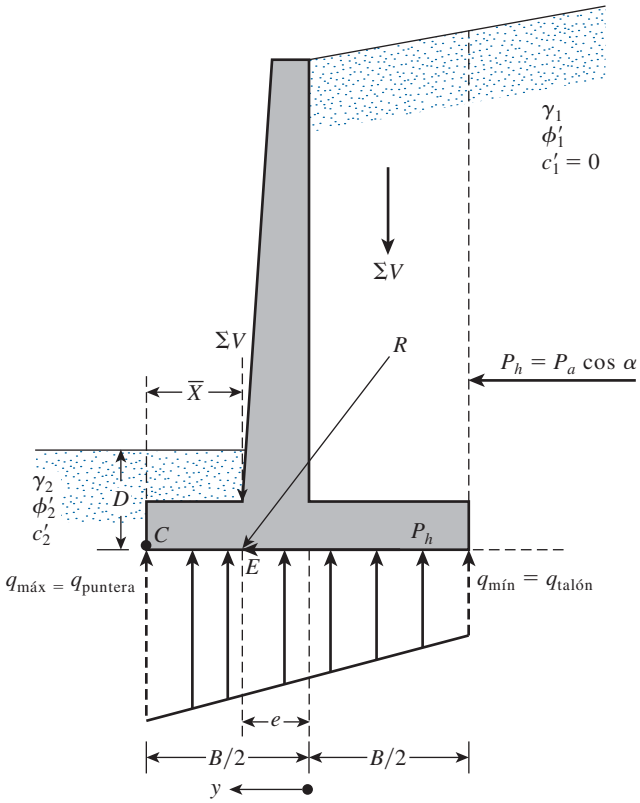


Figura 8.11 Revisión de la falla por capacidad de falla.

Observe que los valores de ΣM_R y ΣM_o se determinaron antes. [Consulte la columna 5 de la tabla 8.1 y la ecuación (8.3)]. Considere que la línea de acción de la resultante R interseca la losa de base en E. Entonces la distancia

$$\overline{CE} = \overline{X} = \frac{M_{neto}}{\Sigma V} \tag{8.17}$$

De aquí, la excentricidad de la resultante R se puede expresar como

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \tag{8.18}$$

La distribución de la presión debajo de la losa de base se puede determinar utilizando principios físicos simples de la mecánica de materiales. Primero, se tiene

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{neto} y}{I} \tag{8.19}$$

donde

M_{neto} = momento = $(\Sigma V)e$
I = momento de inercia por longitud unitaria de la sección de la base
= $\frac{1}{12}(1)(B^3)$

www.elsolucionario.org

Para las presiones máxima y mínima, el valor de y en la ecuación (8.19) es igual a $B/2$. Al sustituir los valores anteriores en la ecuación (8.19) da

$$q_{máx} = q_{puntera} = \frac{\Sigma V}{(B)(1)} + \frac{e(\Sigma V)\dfrac{B}{2}}{\left(\dfrac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \tag{8.20}$$

De manera similar,

$$q_{mín} = q_{talón} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \tag{8.21}$$

Observe que ΣV incluye el peso del suelo, como se muestra en la tabla 8.1 y que cuando el valor de la excentricidad e es mayor que B/6, $q_{mín}$ [ecuación (8.21)] resulta negativo. Así pues, habrá algún esfuerzo de tensión en el extremo de la sección del talón. Este esfuerzo no es deseable, ya que la resistencia a la tensión del suelo es muy pequeña. Si en el análisis de un diseño se tiene que $e > B/6$, el diseño se debe volver a dimensionar y los cálculos se tienen que rehacer.

Las relaciones pertinentes a la capacidad de carga de una cimentación superficial se analizaron en el capítulo 3. Recuerde que [ecuación (3.40)],

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2}\gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \tag{8.22}$$

donde

$$q = \gamma_2 D$$

$$B' = B - 2e$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'_2}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi'_2 (1 - \operatorname{sen} \phi'_2)^2 \frac{D}{B'}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi'^\circ_2}\right)^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1}\left(\frac{P_a \cos\alpha}{\Sigma V}\right)$$

Observe que los factores de forma F_{cs}, F_{qs} y $F_{\gamma s}$ proporcionados en el capítulo 3 son todos iguales a 1, debido a que se tratan como los de una cimentación continua. Por esta razón los factores de forma no se muestran en la ecuación (8.22).

Una vez que se ha calculado la capacidad de carga última del suelo por medio de la ecuación (8.22), se puede determinar el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga:

$$\text{FS}_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{máx}} \tag{8.23}$$

En general, se requiere un factor de seguridad de 3. En el capítulo 3 se hizo notar que la capacidad de carga última de las cimentaciones superficiales ocurre a un asentamiento de aproximadamente 10% del ancho de la cimentación.

En el caso de muros de retención, el ancho B es grande. De aquí que la carga última q_u ocurrirá a un asentamiento de la cimentación muy grande. Un factor de seguridad de 3 contra la falla por capacidad de carga es posible que no asegure que el asentamiento de la estructura se encuentre dentro del límite tolerable en todos los casos. Así pues, esta situación necesita una investigación más profunda.

Una relación alternativa para la ecuación (8.22) será la ecuación (3.67), o

$$q_u = c' N_{c(ei)} F_{cd} + q N_{q(ei)} F_{qd} + \tfrac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(ei)} F_{\gamma d}$$

Como $F_{\gamma d} = 1$,

$$q_u = c' N_{c(ei)} F_{cd} + q N_{q(ei)} F_{qd} + \tfrac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(ei)} \tag{8.24}$$

Los factores de capacidad de carga, $N_{c(ei)}$, $N_{q(\text{ei})}$ y $N_{\gamma(ei)}$ se dieron en las figuras 3.26 a 3.28.

Ejemplo 8.1

En la figura 8.12 se muestra la sección transversal de un muro de retención en voladizo. Calcule los factores de seguridad respecto al volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga.

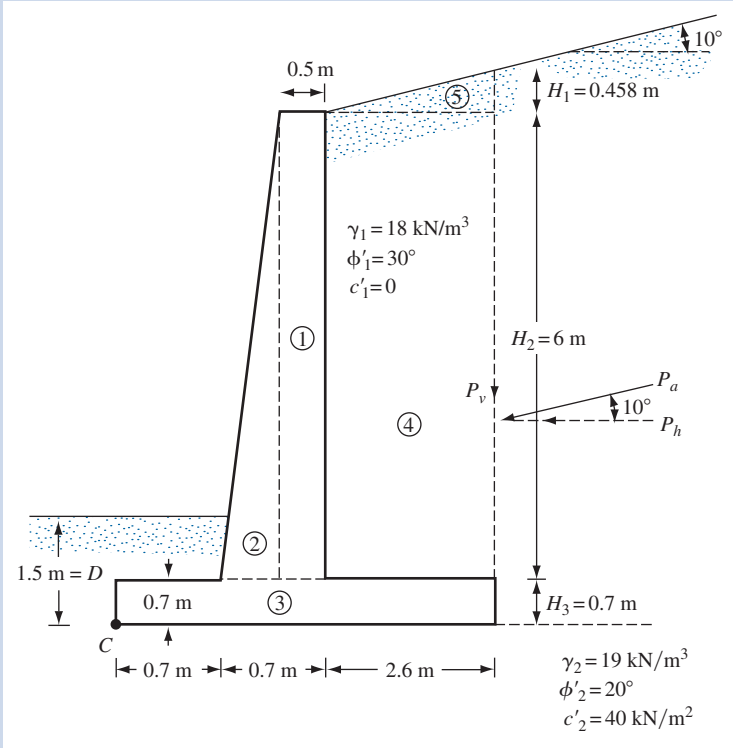


Figura 8.12 Cálculo de la estabilidad de un muro de retención.

Solución

De la figura,

$$H' = H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10° + 6 + 0.7$$
$$= 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158 \text{ m}$$

La fuerza activa de Rankine por longitud unitaria del muro $= P_p = \frac{1}{2}\gamma_1 H'^2 K_a$. Para $\phi_1' = 30°$ y $\alpha = 10°$, K_a es igual a 0.3532. (Consulte la tabla 7.1). Por lo tanto,

$$P_a = \tfrac{1}{2}(18)(7.158)^2(0.3532) = 162.9 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \text{ sen } 10° = 162.9 \text{ (sen10°)} = 28.29 \text{ kN/m}$$

y

$$P_h = P_a \cos 10° = 162.9 \text{ (cos10°)} = 160.43 \text{ kN/m}$$

Factor de seguridad contra el volcamiento

Ahora se puede elaborar la tabla siguiente para determinar el momento resistente:

Sección núm.[a]	Área (m^2)	Peso/ longitud unitaria (kN/m)	Brazo de momento desde el punto *C* (m)	Momento (kN-m/m)
1	$6 \times 0.5 = 3$	70.74	1.15	81.35
2	$\frac{1}{2}(0.2)6 = 0.6$	14.15	0.833	11.79
3	$4 \times 0.7 = 2.8$	66.02	2.0	132.04
4	$6 \times 2.6 = 15.6$	280.80	2.7	758.16
5	$\frac{1}{2}(2.6)(0.458) = 0.595$	10.71	3.13	33.52
		$P_v = 28.29$	4.0	113.16
		$\Sigma V = 470.71$		$1130.02 = \Sigma M_R$

[a]Para los números de sección, consulte la figura 8.12

$\gamma_{\text{concreto}} = 23.58 \text{ kN/m}^3$

El momento de volcamiento

$$M_o = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) = 160.43\left(\frac{7.158}{3}\right) = 382.79 \text{ kN-m/m}$$

y

$$\text{FS}_{\text{(volcamiento)}} = \frac{\Sigma M_R}{M_o} = \frac{1130.02}{382.79} = \mathbf{2.95 > 2, OK}$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento

De la ecuación (8.11),

$$\text{FS}_{\text{(deslizamiento)}} = \frac{(\Sigma V)\tan(k_1\phi_2') + Bk_2c_2' + P_p}{P_a\cos\alpha}$$

www.elsolucionario.org

Sea $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$. Además,

$$P_p = \tfrac{1}{2}K_p\gamma_2 D^2 + 2c'_2\sqrt{K_p}D$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_2}{2}\right) = \tan^2(45 + 10) = 2.04$$

y

$$D = 1.5 \text{ m}$$

Por lo tanto,

$$P_p = \tfrac{1}{2}(2.04)(19)(1.5)^2 + 2(40)(\sqrt{2.04})(1.5)$$
$$= 43.61 + 171.39 = 215 \text{ kN/m}$$

De aquí,

$$\text{FS}_{\text{(deslizamiento)}} = \frac{(470.71)\tan\left(\frac{2 \times 20}{3}\right) + (4)\left(\frac{2}{3}\right)(40) + 215}{160.43}$$

$$= \frac{111.56 + 106.67 + 215}{160.43} = \mathbf{2.7 > 1.5, OK}$$

Nota: para algunos diseños, la profundidad D en un cálculo de la presión pasiva se puede tomar *igual al espesor de la losa de base*.

Factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga

Combinando las ecuaciones (8.16), (8.17) y (8.18) se obtiene

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{4}{2} - \frac{1130.02 - 382.79}{470.71}$$
$$= 0.411 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666 \text{ m}$$

De nuevo, de las ecuaciones (8.20) y (8.21)

$$q_{\text{talón}}^{\text{pie}} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{470.71}{4}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.411}{4}\right) = 190.2 \text{ kN/m}^2 \text{ (pie)}$$
$$= 45.13 \text{ kN/m}^2 \text{ (talón)}$$

La capacidad de carga última del suelo se puede determinar con la ecuación (8.22)

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Para $\phi_2' = 20°$ (consulte la tabla 3.3), $N_c = 14.83$, $N_q = 6.4$ y $N_\gamma = 5.39$. Además,

$$q = \gamma_2 D = (19)(1.5) = 28.5 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 4 - 2(0.411) = 3.178 \text{ m}$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi_2'} = 1.148 - \frac{1 - 1.148}{(14.83)(\tan 20)} = 1.175$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi_2'(1 - \text{sen}\,\phi_2')^2\left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.315\left(\frac{1.5}{3.178}\right) = 1.148$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

y

$$\psi = \tan^{-1}\left(\frac{P_a \cos\alpha}{\Sigma V}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{160.43}{470.71}\right) = 18.82°$$

Por lo tanto

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{18.82}{90}\right)^2 = 0.626$$

y

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi_2'}\right)^2 = \left(1 - \frac{18.82}{20}\right)^2 \approx 0$$

De aquí,

$$q_u = (40)(14.83)(1.175)(0.626) + (28.5)(6.4)(1.148)(0.626) + \tfrac{1}{2}(19)(5.93)(3.178)(1)(0)$$
$$= 436.33 + 131.08 + 0 = 567.41 \text{ kN/m}^2$$

y

$$\text{FS}_{\text{(capacidad de carga)}} = \frac{q_u}{q_{\text{puntera}}} = \frac{567.41}{190.2} = \mathbf{2.98}$$

Nota: $\text{FS}_{\text{(capacidad de carga)}}$ es menor que 3. Por lo que se necesitará volver a dimensionar el muro. ■

Ejemplo 8.2

En la figura 8.13 se muestra un muro de retención de gravedad. Utilice $\delta' = 2/3\phi_1'$ y la teoría de la presión activa de tierra de Coulomb. Determine:

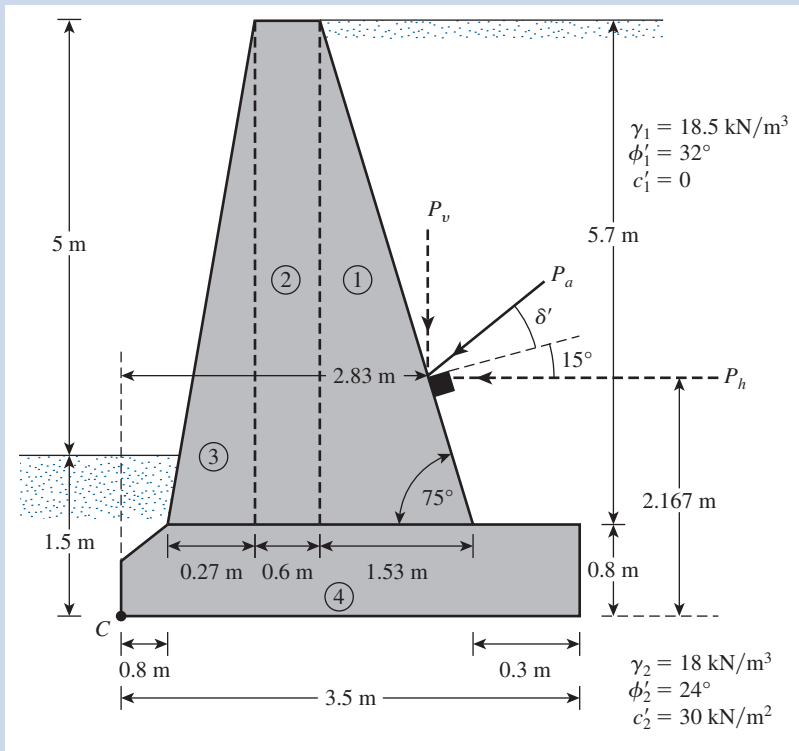


Figura 8.13 Muro de retención de gravedad (no está a escala).

a. El factor de seguridad contra el volcamiento.
b. El factor de seguridad contra el deslizamiento.
c. La presión sobre el suelo en la puntera y el talón.

Solución

La altura

$$H' = 5 + 1.5 = 6.5 \text{ m}$$

La fuerza activa de Coulomb es

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma_1 H'^2 K_a$$

Con $\alpha = 0°$, $\beta = 75°$, $\delta' = 2/3\phi'_1$ y $\phi'_1 = 32°$, $K_a = 0.4023$. (Consulte la tabla 7.4). Por lo tanto,

$$P_a = \tfrac{1}{2}(18.5)\,(6.5)^2(0.4023) = 157.22 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos(15 + \tfrac{2}{3}\phi'_1) = 157.22 \cos 36.33 = 126.65 \text{ kN/m}$$

y

$$P_v = P_a \operatorname{sen}(15 + \tfrac{2}{3}\phi'_1) = 157.22 \operatorname{sen} 36.33 = 93.14 \text{ kN/m}$$

www.elsolucionario.org

Parte a: Factor de seguridad contra el volcamiento
De la figura 8.13, se puede elaborar la tabla siguiente:

Área núm.	Área (m^2)	Peso* (kN/m)	Brazo de momento desde *C* (m)	Momento (kN-m/m)
1	$\frac{1}{2}(5.7)\,(1.53) = 4.36$	102.81	2.18	224.13
2	$(0.6)\,(5.7) = 3.42$	80.64	1.37	110.48
3	$\frac{1}{2}(0.27)\,(5.7) = 0.77$	18.16	0.98	17.80
4	$\approx (3.5)\,(0.8) = 2.8$	66.02	1.75	115.54
		$P_v = 93.14$	2.83	263.59
		$\Sigma V = 360.77$ kN/m		$\Sigma M_R = 731.54$ kN-m/m

*$\gamma_{\text{concreto}} = 23.58$ kN/m^3

Observe que el peso del suelo arriba de la cara posterior del muro no se toma en cuenta en la tabla anterior. Se tiene

$$\text{Momento de volcamiento} = M_o = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) = 126.65(2.167) = 274.45 \text{ kN-m/m}$$

De aquí,

$$\text{FS}_{(\text{volcamiento})} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} = \frac{731.54}{274.45} = \mathbf{2.67 > 2, OK}$$

Parte b: Factor de seguridad contra el deslizamiento
Se tiene

$$\text{FS}_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V)\tan\left(\frac{2}{3}\phi_2'\right) + \frac{2}{3}c_2'B + P_p}{P_h}$$

$$P_p = \tfrac{1}{2}K_p\gamma_2 D^2 + 2c_2'\sqrt{K_p}D$$

y

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{24}{2}\right) = 2.37$$

De aquí,

$$P_p = \tfrac{1}{2}(2.37)\,(18)\,(1.5)^2 + 2(30)\,(1.54)\,(1.5) = 186.59 \text{ kN/m}$$

Por lo tanto,

$$\text{FS}_{(\text{deslizamiento})} = \frac{360.77\tan\left(\frac{2}{3}\times 24\right) + \frac{2}{3}(30)\,(3.5) + 186.59}{126.65}$$

$$= \frac{103.45 + 70 + 186.59}{126.65} = \mathbf{2.84}$$

Si se ignora P_p, el factor de seguridad es **1.37**.

Parte c: Presión sobre el suelo en la puntera y el talón

De las ecuaciones (8.16), (8.17) y (8.18),

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{3.5}{2} - \frac{731.54 - 274.45}{360.77} = 0.483 < \frac{B}{6} = 0.583$$

$$q_{\text{pie}} = \frac{\Sigma V}{B}\left[1 + \frac{6e}{B}\right] = \frac{360.77}{3.5}\left[1 + \frac{(6)\,(0.483)}{3.5}\right] = \mathbf{188.43\ kN/m^2}$$

y

$$q_{\text{talón}} = \frac{V}{B}\left[1 - \frac{6e}{B}\right] = \frac{360.77}{3.5}\left[1 - \frac{(6)\,(0.483)}{3.5}\right] = \mathbf{17.73\ kN/m^2}$$

8.8 Juntas de construcción y drenaje del relleno

Juntas de construcción

Un muro de retención se puede construir con una o más de las juntas siguientes:

1. Las *juntas de construcción* (consulte la figura 8.14a) son juntas verticales y horizontales que se colocan entre dos vaciados de concreto sucesivos. Para aumentar la resistencia cortante en las juntas, se pueden utilizar cuñas. Si no se utilizan cuñas, la superficie del primer vaciado se limpia y se hace rugosa antes del siguiente vaciado de concreto.
2. Las *juntas de contracción* (figura 8.14b) son juntas verticales (ranuras) colocadas en la cara de un muro (desde la parte superior de la losa de base hasta la parte superior del muro) que permiten que el concreto se contraiga sin un daño apreciable. Las ranuras pueden ser de aproximadamente 6 a 8 mm de ancho y de 12 a 16 mm de profundidad.
3. Las *juntas de expansión* (figura 8.14c) permiten la expansión del concreto causada por los cambios de temperatura; también se pueden utilizar juntas de expansión verticales desde la base hasta la parte superior del muro. Estas juntas se pueden rellenar con rellenos flexibles para juntas. En la mayoría de los casos, las varillas de refuerzo de acero que van a lo largo del cuerpo del muro son continuas a través de todas las juntas. El acero se engrasa para permitir que el concreto se expanda.

Drenaje del relleno

Como resultado de la lluvia y otras condiciones húmedas, el material de relleno para un muro de retención se puede saturar, y por consiguiente aumenta la presión sobre el muro y tal vez se establezca una condición inestable. Por esta razón, se debe proporcionar un drenaje adecuado por medio de *agujeros de drenaje* o *tubos perforados de drenaje*. (Consulte la figura 8.15).

Si se proporcionan agujeros de drenaje, deben tener un diámetro mínimo de aproximadamente 0.1 m y estar espaciados de manera adecuada. Observe que siempre existe la posibilidad de

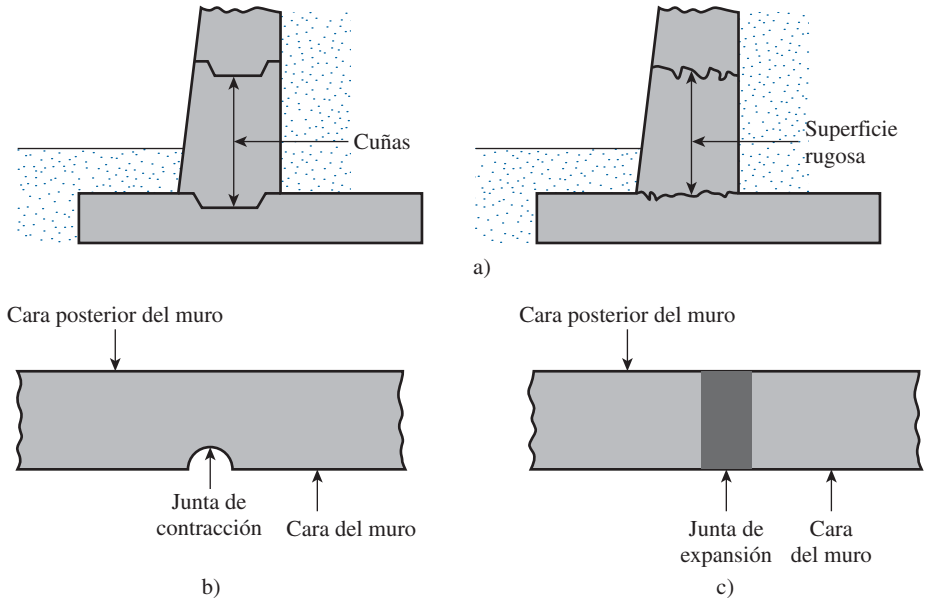


Figura 8.14 a) Juntas de construcción; b) junta de contracción; c) junta de expansión.

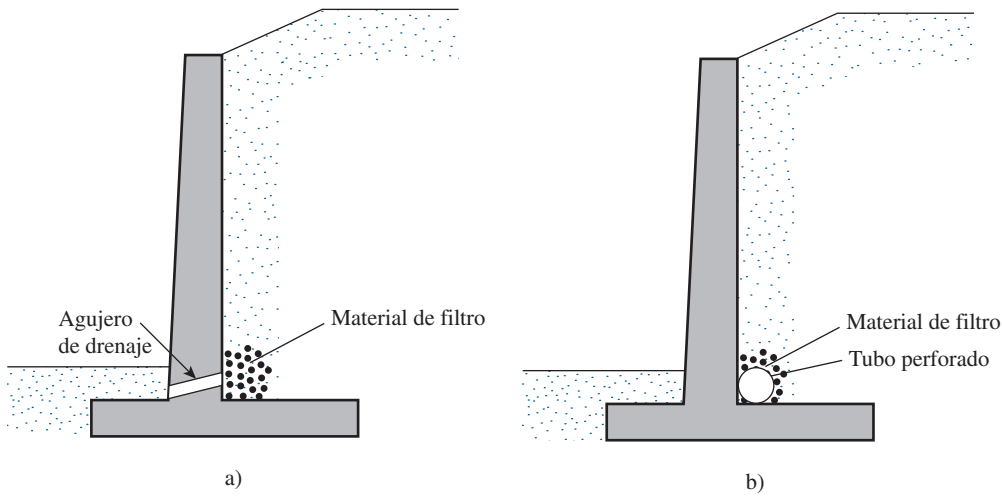


Figura 8.15 Provisiones de drenaje para el relleno de un muro de retención: a) agujeros de drenaje; b) mediante un tubo perforado de drenaje.

que el material del relleno se arrastre hacia los agujeros de drenaje o hacia los tubos de drenaje que al paso del tiempo los tape. Por lo que se necesita colocar un material de filtro detrás de los agujeros de drenaje o alrededor de los tubos de drenaje, según sea el caso; en la actualidad los geotextiles sirven para ese fin.

Dos factores principales afectan la elección del material de filtro: la distribución granulométrica de los materiales debe ser tal que a) el suelo que se protege no se arrastre hacia el filtro y b) no se desarrolle una carga de presión hidrostática excesiva en el suelo con una permeabilidad

www.elsolucionario.org

hidráulica menor (en este caso, el material de relleno). Las condiciones anteriores se pueden satisfacer si se cumplen los requisitos siguientes (Terzaghi y Peck, 1967):

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{85(B)}} < 5 \qquad [\text{para satisfacer la condición a})] \tag{8.25}$$

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{15(B)}} > 4 \qquad [\text{para satisfacer la condición b})] \tag{8.26}$$

En estas relaciones, los subíndices F y B se refieren al material del *filtro* y de la *base* (es decir, el suelo de relleno), respectivamente. Además, D_{15} y D_{85} se refieren a los diámetros a través de los cuales pasará 15 y 85% del suelo (filtro o base, según sea el caso). En el ejemplo 8.3 se indica el procedimiento para el diseño de un filtro.

Ejemplo 8.3

En la figura 8.16 se muestra la distribución granulométrica de un material de relleno. Utilizando las condiciones descritas en la sección 8.8, determine el intervalo de la distribución granulométrica del material de filtro.

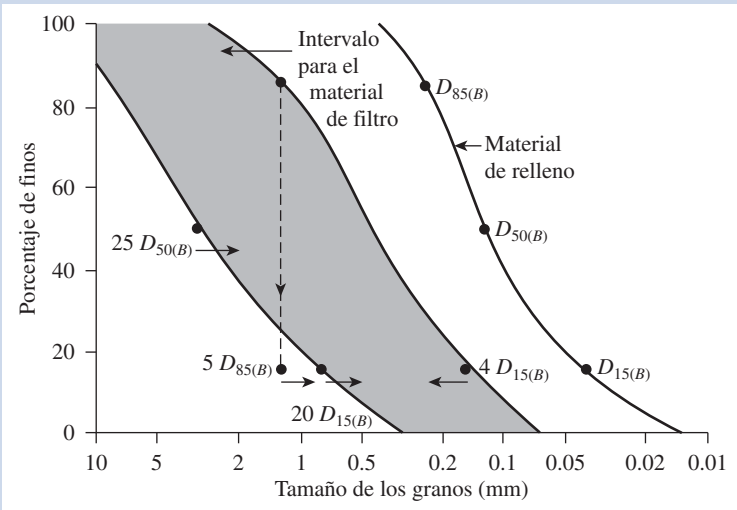


Figura 8.16 Determinación de la distribución granulométrica del material de filtro.

Solución

A partir de la curva de la distribución granulométrica en la figura, se pueden determinar los valores siguientes:

$$D_{15(B)} = 0.04 \text{ mm}$$

$$D_{85(B)} = 0.25 \text{ mm}$$

$$D_{50(B)} = 0.13 \text{ mm}$$

Condiciones del filtro

1. $D_{15(F)}$ debe ser menor que $5D_{85(B)}$; 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.

Estos puntos limitantes están trazados en la figura 8.16. A través de ellos, se pueden trazar dos curvas que son de naturaleza similar a la curva de distribución granulométrica del material de relleno. Estas curvas definen el intervalo del material de filtro que se debe emplear. ■

8.9 Diseño de muros de retención de gravedad por condición sísmica

Aún durante sismos de poca intensidad, la mayoría de los muros de retención sufrirán un desplazamiento lateral limitado. Richards y Elms (1979) propusieron un procedimiento para diseñar muros de retención de gravedad por condición símica que permite un desplazamiento lateral limitado. En este procedimiento se toma en cuenta el efecto de la inercia del muro. En la figura 8.17 se muestra un muro de retención con varias fuerzas actuando sobre él, que son las siguientes (por longitud unitaria del muro):

a. W_w = peso del muro
b. P_{ae} = fuerza activa tomando en consideración la condición sísmica [sección (7.7)]

El relleno del muro y el suelo sobre el cual reposa se suponen sin cohesión. Considerando el equilibrio del muro, se puede demostrar que

$$W_w = \left[\tfrac{1}{2}\gamma_1 H^2 (1 - k_v) K_{ae}\right] C_{IE} \tag{8.27}$$

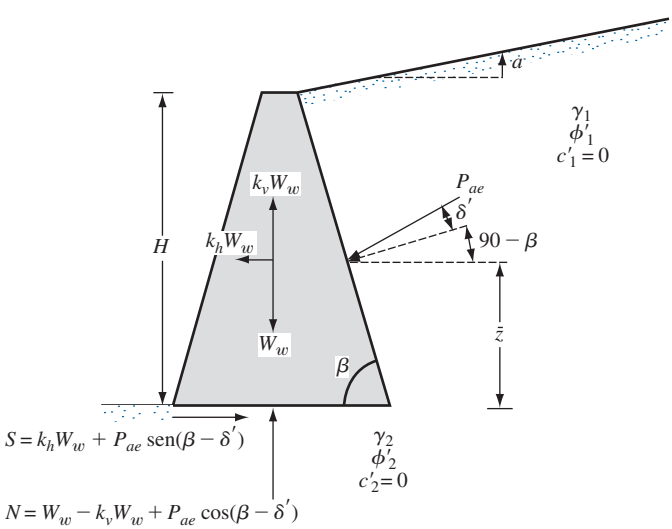


Figura 8.17 Estabilidad de un muro de retención ante fuerzas sísmicas.

donde γ_1 = peso específico del relleno:

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}(\beta - \delta') - \cos(\beta - \delta')\tan\phi_2'}{(1 - k_v)(\tan\phi_2' - \tan\theta')} \tag{8.28}$$

y $\theta' = \tan^{-1}\left(\frac{k_k}{1 - k_v}\right)$

Para una deducción detallada de la ecuación (8.28), consulte Das (1983).

Con base en las ecuaciones (8.27) y (8.28), se puede aplicar el procedimiento siguiente para determinar el peso del muro de retención, W_w, para el desplazamiento tolerable que puede tener lugar durante un sismo.

1. Se determina el desplazamiento tolerable del muro, Δ.
2. Se obtiene un valor de diseño de k_k de

$$k_k = A_a\left(\frac{0.2A_v^2}{A_a\Delta}\right)^{0.25} \tag{8.29}$$

En la ecuación (8.29) A y A_a son los coeficientes de la aceleración efectiva y Δ es el desplazamiento en pulgadas. Las magnitudes de A_a y A_v las proporciona el Applied Technology Council (1978) para varias regiones de Estados Unidos.

3. Se supone que $k_v = 0$, y, con el valor de k_k obtenido, se calcula K_{ae} con la ecuación (7.43).
4. Se utiliza el valor de K_{ae}, determinado en el paso 3 para obtener el peso del muro (W_w).
5. Se aplica un factor de seguridad al valor de W_w obtenido en el paso 4.

Ejemplo 8.4

Consulte la figura 8.18. Para $k_v = 0$ y $k_k = 0.3$, determine:

a. El peso del muro para condición estática.
b. El peso del muro para un desplazamiento nulo durante un sismo.
c. El peso del muro para un desplazamiento lateral de 38 mm (1.5 pulg) durante un sismo.

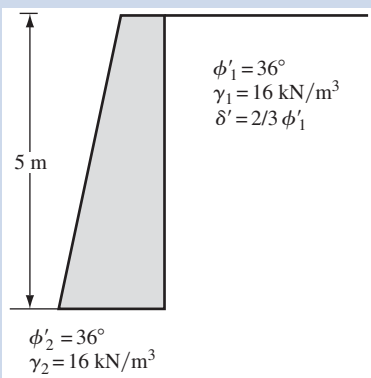


Figura 8.18

www.elsolucionario.org

Para la parte c, suponga que $A_a = 0.2$ y $A_v = 0.2$. Para las partes a, b y c, utilice un factor de seguridad de 1.5.

Solución

Parte a

Para la condición sísmica, $\theta' = 0$ y la ecuación (8.28) adopta la forma

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}\,(\beta - \delta') - \cos(\beta - \delta')\tan\phi_2'}{\tan\phi_2'}$$

Para $\beta = 90°$, $\delta' = 24°$ y $\phi_2' = 36°$,

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}\,(90 - 24) - \cos(90 - 24)\tan 36}{\tan 36} = 0.85$$

Para la condición estática, $K_{ae} = K_a$, por lo que

$$W_w = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a C_{IE}$$

Para $K_a \approx 0.2349$ (tabla 7.4),

$$W_w = \frac{1}{2}(16)\,(5)^2(0.2349)\,(0.85) = 39.9\ \text{kN/m}$$

Con un factor de seguridad de 1.5,

$$W_w = (39.9)(1.5) = \mathbf{59.9\ kN/m}$$

Parte b

Para un 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 $\delta' = 2\phi_1'/3$, el valor de $K_{ae} \approx 0.48$ (tabla 7.6).

$$W_w = \tfrac{1}{2}\gamma_1 H^2(1 - k_v)K_{ae}C_{IE} = \tfrac{1}{2}(16)\,(5)^2(1 - 0)\,(0.48)\,(1.45) = 139.2\ \text{kN/m}$$

Con un factor de seguridad de 1.5, $W_w = \mathbf{208.8\ kN/m}$

Parte c

Para un desplazamiento lateral de 38 mm,

$$k_h = A_a\left(\frac{0.2A_v^2}{A_a\Delta}\right)^{0.25} = (0.2)\left[\frac{(0.2)\,(0.2)^2}{(0.2)\,(38/25.4)}\right]^{0.25} = 0.081$$

$$\tan\theta' = \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{0.081}{1 - 0} = 0.081$$

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}\,(90 - 24) - \cos\,(90 - 24)\tan 36}{\tan 36 - 0.081} = 0.957$$

$$W_w = \frac{1}{2}\gamma_1 H^2 K_{ae} C_{lE}$$

$$\uparrow$$

$$\approx 0.29 \text{ [tabla 7.6]}$$

$$W_w = \frac{1}{2}(16)\,(5)^2(0.29)\,(0.957) = 55.5 \text{ kN/m}$$

Con un factor de seguridad de 1.5, $W_w = \mathbf{83.3\ kN/m}$ ■

8.10 Comentario sobre el diseño de muros de retención y estudio de un caso

En la sección 8.3 se sugirió que se utilice el *coeficiente de presión activa de tierra* para estimar la fuerza lateral sobre un muro de retención debida al relleno. Es importante reconocer el hecho de que el estado activo del relleno se puede establecer sólo si el muro cede lo suficientemente, lo cual no sucede en todos los casos. El grado hasta el cual el muro cede depende de su *altura* y del *módulo de sección*. Además, la fuerza lateral del relleno depende de varios factores identificados por Casagrande (1973):

1. Efecto de la temperatura.
2. Fluctuación del nivel freático.
3. Reajuste de las partículas de suelo debido a la fluencia plástica y a lluvias prolongadas.
4. Cambios en las mareas.
5. Acción pesada de las olas.
6. Vibración de tráfico.
7. Sismos.

Una cedencia insuficiente del muro combinada con otros factores previsibles pueden generar una fuerza lateral mayor sobre la estructura de retención, comparada con la obtenida con la teoría de presión activa de tierra. Esto es particularmente cierto en el caso de muros de retención de gravedad, estribos de puentes y otras estructuras pesadas que tienen un módulo de sección grande.

Estudio de caso del desempeño de un muro de retención en voladizo

Bentler y Labuz (2006) reportaron el desempeño de un muro de retención en voladizo construido a lo largo de la carretera interestatal 494 en Bloomington, Minnesota. El muro de retención tenía 83 paneles, cada uno con una longitud de 9.3 m. La altura de los paneles varió entre 4 y 7.9 m. Uno de los paneles de 7.9 m de altura se instrumentó con celdas de presión de tierra, inclinómetros, deformímetros y tuberías para inclinómetros. En la figura 8.19 se muestra un diagrama

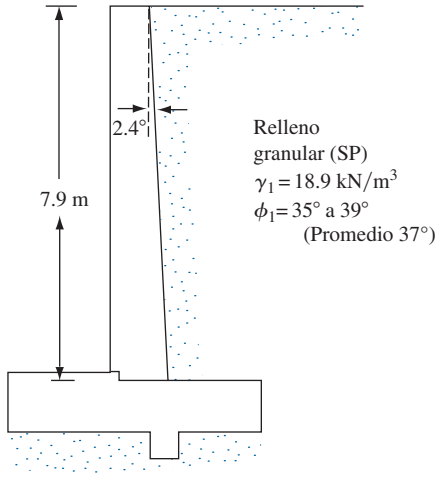


Figura 8.19 Diagrama esquemático del muro de retención (dibujado a escala).

esquemático (sección transversal) del panel del muro. Algunos detalles del relleno y del material de la cimentación son:

- Relleno granular
  Tamaño efectivo, $D_{10} = 0.13$ mm
  Coeficiente de uniformidad, $C_u = 3.23$
  Coeficiente de graduación, $C_c = 1.4$
  Clasificación unificada del suelo −SP
  Peso específico compactado, $\gamma_1 = 18.9$ kN/m^3
  Ángulo de fricción triaxial, $\phi_1' - 35°$ a 39° (promedio 37°)

- Material de la cimentación
  Arena mal graduada y arena con grava (medio densa a densa)

El relleno y la compactación del material granular empezó el 28 de octubre de 2001 en etapas y alcanzó una altura de 7.6 m el 21 de noviembre de 2001. La capa final de 0.3 m de suelo se colocó la primavera siguiente. Durante la colocación del relleno, el muro empezó a tener un movimiento de traslación de manera continua (consulte la sección 7.9). En la tabla 8.3 se muestra un resumen de la altura del relleno y de la traslación horizontal del muro.

Tabla 8.3 Traslación horizontal con la altura del relleno.

Día	Altura del relleno (m)	Traslación horizontal (mm)
1	0.0	0
2	1.1	0
2	2.8	0
3	5.2	2
4	6.1	4
5	6.4	6
11	6.7	9
24	7.3	12
54	7.6	11

www.elsolucionario.org

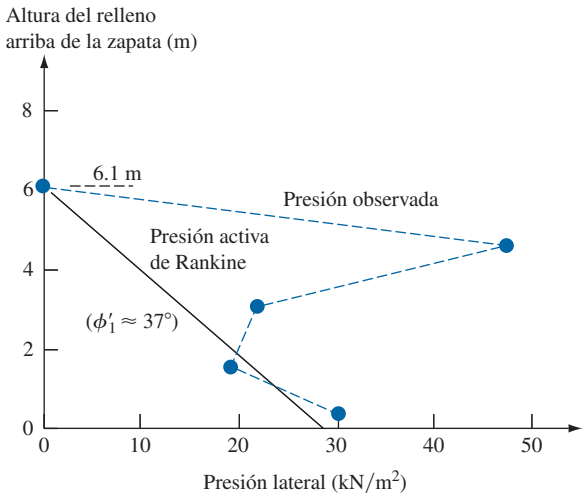


Figura 8.20 Distribución de presión lateral observada después de que la altura del relleno alcanzó 6.1 m. (Según Bentler y Labuz, 2006.)

En la figura 8.20 se muestra una gráfica representativa de la variación de la presión lateral de tierra *después de la compactación*, σ'_a, cuando la altura del relleno era de 6.1 m (31 de octubre de 2001) junto con el trazo de la presión activa de Rankine ($\phi'_1 = 37°$). Observe que la presión lateral (horizontal) medida es mayor en la mayoría de las alturas que la anticipada con la teoría de la presión activa de Rankine, lo cual se puede atribuir a esfuerzos laterales residuales causados por la compactación. El esfuerzo lateral medido se redujo gradualmente con el tiempo. Esto se demuestra en la figura 8.21 donde se muestra una gráfica de la variación de σ'_a con la profundidad (27 de noviembre de 2001) cuando la altura del relleno fue de 7.6 m. La presión lateral fue menor en prácticamente todas las profundidades comparada con la presión activa de tierra de Rankine.

Otro punto de interés es la naturaleza de la variación de $q_{máx}$ y $q_{mín}$ (consulte la figura 8.11). Como se muestra en la figura 8.11, si el muro gira respecto a C, $q_{máx}$ estará en la puntera y $q_{mín}$ en el talón. Sin embargo, para el caso del muro de retención en consideración (experimentando

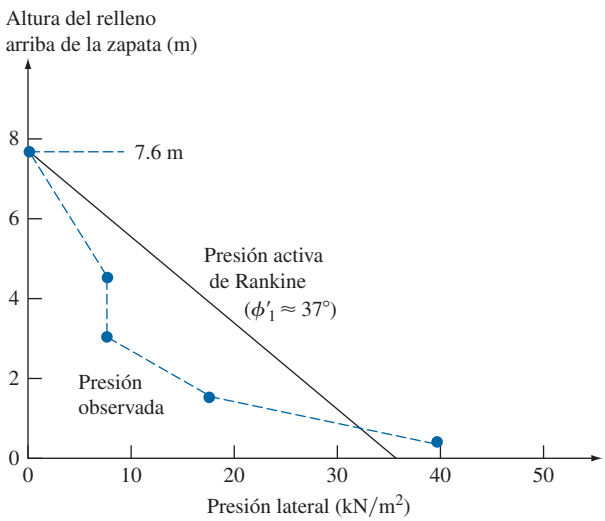


Figura 8.21 Distribución de la presión observada el 27 de noviembre de 2001. (Según Bentler y Labuz, 2006.)

traslación horizontal), $q_{máx}$ fue en el talón del muro y $q_{mín}$ en la puntera. El 27 de noviembre de 2001, cuando la altura del relleno fue de 7.6 m, $q_{máx}$ en el talón fue de aproximadamente 140 kN/m^2, que fue casi igual a (γ_1)(altura del relleno) = (18.9)(7.6) = 143.6 kN/m^2. Además, en la puntera, $q_{mín}$ fue de aproximadamente 40 kN/m^2, lo que sugiere que el momento debido a la fuerza lateral tuvo poco efecto sobre el esfuerzo vertical efectivo debajo del talón.

Las lecciones aprendidas de este estudio de caso son las siguientes:

a. Los muros de retención pueden sufrir una traslación lateral que afectará la variación de $q_{máx}$ y $q_{mín}$ a lo largo de la losa de base.
b. El esfuerzo lateral inicial causado por la compactación disminuye gradualmente con el tiempo y el movimiento lateral del muro.

Muros de retención estabilizados mecánicamente

Recientemente se ha utilizado el refuerzo de suelo en la construcción y diseño de cimentaciones, muros de retención, pendientes de terraplenes y otras estructuras. Dependiendo del tipo de construcción, los refuerzos pueden ser tiras metálicas galvanizadas, geotextiles, geomallas o geocompuestos. En las secciones 8.11 y 8.12 se proporciona un panorama del refuerzo de suelo y de varios materiales de refuerzo.

Los materiales de refuerzo como las tiras metálicas, los geotextiles y las geomallas se utilizan en la actualidad para reforzar el relleno de muros de retención, a los que por lo general se les refiere como *muros de retención estabilizados mecánicamente*. Los principios generales de estos muros se dan en las secciones siguientes.

8.11 Refuerzo del suelo

El uso de tierra reforzada es un desarrollo reciente en el diseño y construcción de cimentaciones y estructuras de retención de tierra. La *tierra reforzada* es un material de construcción hecho de suelo que se ha reforzado con elementos de tensión como barras o tiras metálicas, telas no biodegradables (geotextiles), geomallas y productos similares. La idea fundamental del refuerzo del suelo no es nueva; de hecho, se remonta a varios siglos atrás. Sin embargo, el concepto presente del análisis y diseño sistemático lo desarrolló un ingeniero francés, H. Vidal (1966). El French Road Research Laboratory ha realizado una investigación muy completa sobre la aplicabilidad y los efectos benéficos del uso de tierra reforzada como material de construcción. Esta investigación la han documentado en detalle Darbin (1970), Schlosser y Long (1974), y Schlosser y Vidal (1969). Las pruebas que se realizaron implicaron el uso de tiras metálicas como material de refuerzo.

Los muros de retención con tierra reforzada se han construido alrededor del mundo desde que Vidal inició su trabajo. El primer muro de retención con tierra reforzada con tiras metálicas como refuerzo en Estados Unidos se construyó en 1972 en el sur de California.

Los efectos benéficos del refuerzo de suelo se derivan a) de la resistencia a la tensión incrementada y b) de la resistencia cortante desarrollada por la fricción en las interfaces suelo-refuerzo. El refuerzo se puede comparar al de las estructuras de concreto. En la actualidad, la mayoría de los diseños de tierra reforzada se hacen *sólo con suelo granular sin drenaje*. De esta manera se evita el efecto del desarrollo de la presión de poro en suelos cohesivos, lo que a su vez, reduce la resistencia cortante del suelo.

8.12 Consideraciones en el refuerzo de suelo

Tiras metálicas

En la mayoría de los casos, se utilizan tiras metálicas galvanizadas como refuerzo en el suelo. Sin embargo, el acero galvanizado está expuesto a la corrosión. La rapidez de la corrosión depende de varios factores medioambientales. Binquet y Lee (1975) sugirieron que la tasa promedio de corrosión de tiras metálicas de acero varía entre 0.025 y 0.050 mm/año. Por lo tanto, en el diseño actual del refuerzo, se debe tomar en cuenta la tasa de corrosión. Por consiguiente,

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

donde

t_c = espesor real de las tiras de refuerzo empleadas en la construcción
$t_{\text{diseño}}$ = espesor de las tiras determinado en cálculos de diseño
r = tasa de corrosión

Es necesario investigar más sobre los materiales resistentes a la corrosión, como la fibra de vidrio, antes de que se puedan utilizar como tiras de refuerzo.

Tejidos no biodegradables

A los tejidos no biodegradables se les refiere por lo general como *geotextiles*. Desde 1970, el uso de geotextiles en la construcción ha aumentado en gran medida alrededor del mundo. Los tejidos suelen estar hechos de productos derivados del petróleo: poliéster, polietileno y polipropileno. También pueden estar hechos de fibra de vidrio. Los geotextiles no se elaboran a partir de tejidos naturales, debido a que se descomponen muy rápido. Los geotextiles pueden ser tejidos, agujados o no tejidos.

Los *geotextiles tejidos* están hechos de dos conjuntos de filamentos o hebras paralelas de hilo entrelazadas sistemáticamente para formar una estructura planar. Los *geotextiles agujados* se forman entrelazando un serie de bucles de uno o más filamentos o hebras de hilo para formar una estructura planar. Los *geotextiles no tejidos* se forman de filamentos o fibras cortas configurados en un patrón orientado o aleatorio en una estructura planar. Estos filamentos o fibras cortas están configuradas en una red suelta al inicio y luego se enlazan mediante uno o una combinación de los procesos siguientes:

1. *Enlace químico*, por pegamento, caucho, látex o un derivado de celulosa, o un producto similar.
2. *Enlace térmico*, por calor de fusión parcial de los filamentos.
3. *Enlace mecánico*, por punzonado de agujas.

Los geotextiles *no tejidos punzonados por agujas* son gruesos y tienen una permeabilidad alta en el plano.

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

1. *Drenaje*: los tejidos pueden conducir rápidamente el agua del suelo a varias salidas, por lo que proporcionan una resistencia cortante mayor al suelo y en consecuencia más estabilidad.
2. *Filtración*: cundo se colocan entre dos estratos de suelo, uno de grano grueso y el otro de grano fino, el tejido permite la libre filtración del agua de un estrato al otro. Sin embargo, protege del arrastre al suelo de grano fino hacia el suelo de grano grueso.
3. *Separación*: los geotextiles ayudan a mantener varios estratos de suelo separados después de la construcción y durante el periodo de servicio del proyecto de la estructura. Por ejemplo, en la construcción de carreteras, una subrasante arcillosa se puede mantener separada de una base granular.
4. *Refuerzo:* la resistencia a la tensión de los geotextiles aumenta la capacidad de carga del suelo.

www.elsolucionario.org

Geomallas

Las *geomallas* son materiales poliméricos de módulo alto, como el polipropileno y el polietileno, y se elaboran mediante el proceso de extrusión. La compañía Netlon, Ltd., del Reino Unido fue la primera productora de geomallas. En 1982, la Tensar Corporation, actualmente Tensar International Corporation, introdujo las geomallas en Estados Unidos.

Las geomallas comercialmente disponibles se pueden categorizar por su proceso de manufactura, sobre todo: extruidas, tejidas y soldadas. Las geomallas extruidas se forman utilizando una hoja gruesa de polietileno o polipropileno que se punzona y estira para crear aperturas y mejorar las propiedades ingenieriles de las nervaduras y nodos resultantes. Las geomallas tejidas se fabrican agrupando polímeros, usualmente poliéster y polipropileno, y tejiéndolos en un patrón de red que luego se recubre con una laca polimérica. Las geomallas soldadas se fabrican fusionando uniones de tiras poliméricas. Las geomallas extruidas han demostrado tener un buen desempeño comparadas con los otros tipos para aplicaciones de refuerzo de pavimentos.

Las geomallas son en general de dos tipos: a) uniaxiales y b) biaxiales. En las figuras 8.22a y b se muestran estos dos tipos de geomallas, las cuales produce la compañía Tensar International Corporation.

Las geomallas uniaxiales TENSAR se fabrican estirando una hoja punzonada de polietileno extruido de alta densidad en una dirección ante condiciones cuidadosamente controladas. El proceso alinea las moléculas de cadena larga del polímero en la dirección de la extrusión y da por resultado un producto con una resistencia alta a la tensión unidireccional y un módulo alto. Las geomallas biaxiales TENSAR se fabrican estirando la hoja punzonada en dos direcciones ortogonales. Este proceso da por resultado un producto con alta resistencia a la tensión y un elevado módulo en dos direcciones perpendiculares. Las aperturas resultantes de la malla son cuadradas o rectangulares.

Las geomallas comerciales disponibles en la actualidad para refuerzo del suelo tienen un espesor nominal de la nervadura de aproximadamente 0.5 a 1.5 mm (0.02 a 0.06 pulg) y uniones de más o menos 2.5 a 5 mm (0.1 a 0.2 pulg). Las mallas utilizadas para el refuerzo de suelo suelen tener aperturas o aberturas rectangulares o elípticas. Las dimensiones de las aperturas varían de casi 25 a 150 mm (1 a 6 pulg). Las geomallas se fabrican de manera que las áreas abiertas de las mallas son mayores que 50% del área total. Desarrollan una resistencia de refuerzo a niveles de deformación baja, como de 2% (Carroll, 1988). En la tabla 8.4 se dan algunas propiedades de las geomallas biaxiales TENSAR disponibles comercialmente en la actualidad.

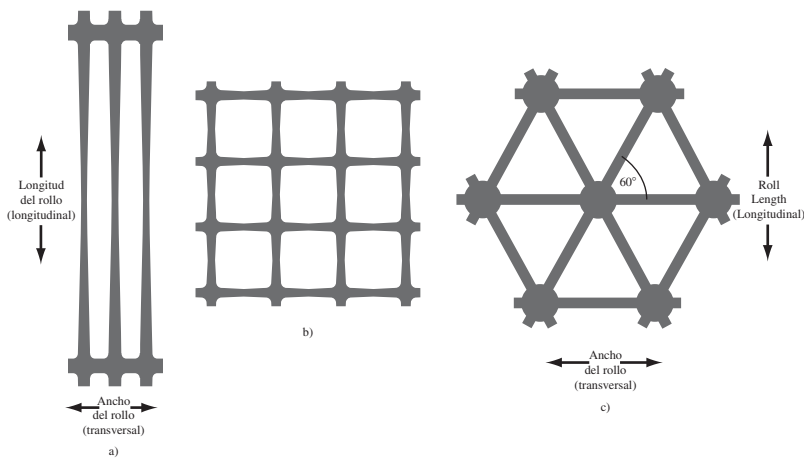


Figura 8.22 Geomalla: a) uniaxial; b) biaxial; c) con aperturas triangulares. (*Cortesía de Tensar International Corporation*)

Tabla 8.4 Propiedades de geomallas biaxiales TENSAR.

	Geomalla		
Propiedad	**BX1000**	**BX1100**	**BX1200**
Tamaño de la apertura			
Dirección de la máquina	25 mm (nominal)	25 mm (nominal)	25 mm (nominal)
Dirección cruzada de la máquina	33 mm (nominal)	33 mm (nominal)	33 mm (nominal)
Área abierta	70% (mínimo)	74% (nominal)	77% (nominal)
Unión			
Espesor	2.3 mm (nominal)	2.8 mm (nominal)	4.1 mm (nominal)
Módulo a la tensión			
Dirección de la máquina	182 kN/m (mínimo)	204 kN/m (mínimo)	270 kN/m (mínimo)
Dirección cruzada de la máquina	182 kN/m (mínimo)	292 kN/m (mínimo)	438 kN/m (mínimo)
Material			
Polipropileno	97% (mínimo)	99% (nominal)	99% (nominal)
Negro de carbón	2% (mínimo)	1% (nominal)	1% (nominal)

La función principal de las geomallas es *reforzar*, ya que son rígidas de manera relativa. Las aperturas son lo suficientemente grandes para permitir el entrelazado con el suelo o roca circundante (figura 8.23) para realizar la función de refuerzo o segregación (o las dos). Sarsby (1985) investigó la influencia del tamaño de la apertura sobre el tamaño de las partículas de suelo para máxima eficiencia por fricción (o eficiencia contra la extracción). De acuerdo con este estudio, la eficiencia mayor ocurre cuando

$$B_{GG} > 3.5D_{50} \tag{8.30}$$

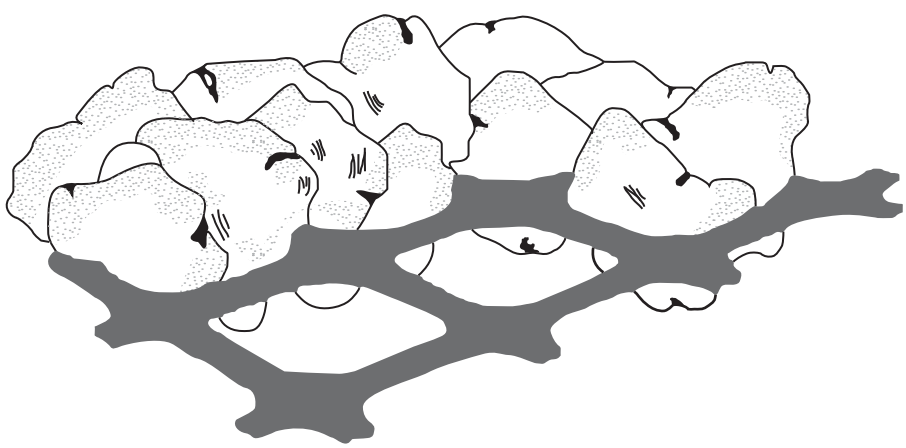


Figura 8.23 Aperturas de una geomalla que permiten el entrelazado con el suelo circundante.

donde

B_{GG} = ancho mínimo de la apertura de la geomalla
D_{50} = tamaño de partículas a través del que 50% del suelo de relleno pasa (es decir, el tamaño promedio de las partículas)

Más recientemente, se han introducido geomallas con aperturas triangulares (figura 8.22c) con fines de construcción. Las geomallas TENSAR con aperturas triangulares se fabrican a partir de una hoja punzonada de polipropileno, que luego se orienta en tres direcciones sustancialmente equiláteras en forma tal que las nervaduras resultantes deben tener un alto grado de orientación molecular. En la tabla 8.5 se dan algunas propiedades de las geomallas TENSAR con aperturas triangulares.

Tabla 8.5 Propiedades de geomallas TENSAR con aperturas triangulares.

Geomalla	Propiedad	Longitudinal	Diagonal	Transversal	General
TX 160	Separación de la nervadura (mm)	40	40	—	
	Profundidad de la nervadura media (mm)	—	1.8	1.5	
	Ancho de la nervadura media (mm)	—	1.1	1.3	
	Espesor nodal (mm)				3.1
	Rigidez radial a baja deformación (kN/m @ 0.5% de deformación)				430
TX 170	Separación de la nervadura (mm)	40	40	—	
	Profundidad de la nervadura media (mm)	—	2.3	1.8	
	Ancho de la nervadura media (mm)	—	1.2	1.3	
	Espesor nodal (mm)				4.1
	Rigidez radial a baja deformación (kN/m @ 0.5% de deformación)				475

8.13 Consideraciones generales de diseño

El procedimiento general de diseño de cualquier muro de retención mecánicamente estabilizado se puede dividir en dos partes:

1. Satisfacer los requerimientos de *estabilidad interna*.
2. Revisar la *estabilidad externa* del muro.

Las revisiones de la estabilidad interna comprenden determinar la resistencia a la tensión y a la extracción de los elementos de refuerzo y evaluar la integridad de los elementos de fachada. Las revisiones de estabilidad externa incluyen revisiones contra fallas de volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga (figura 8.24). En las secciones que siguen se analizan los procedimientos de diseño de muros de retención con tiras metálicas, geotextiles y geomallas.

www.elsolucionario.org

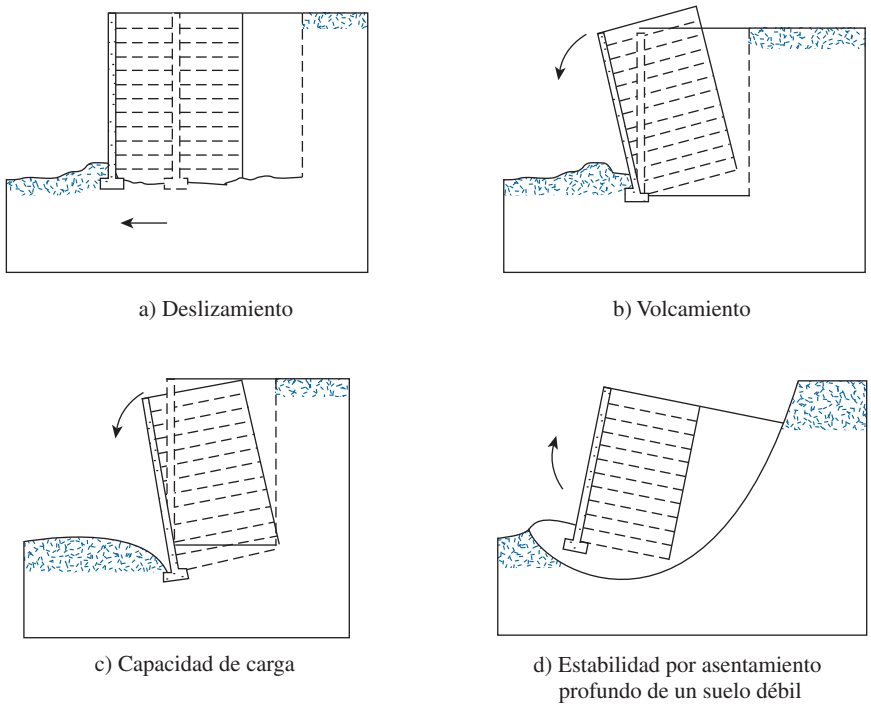


Figura 8.24 Revisiones de estabilidad externa (según el Transportation Research Board, 1995). (De Transportation Research Circular 444; Mechanically Stabilized Earth Walls, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1995, Figura 3, p. 7. Reimpresa con permiso del Transportation Research Board.)

8.14 Muros de retención con refuerzo de tiras metálicas

Los muros de tierra reforzada son flexibles. Sus componentes principales son:

1. *Relleno*, que es suelo granular.
2. *Tiras de refuerzo*, que son delgadas y anchas colocadas a intervalos regulares.
3. *Una cubierta* o *revestimiento*, sobre la cara frontal del muro.

En la figura 8.25 se muestra un diagrama de un muro de retención de tierra reforzada. Observe que, a cualquier profundidad, las tiras o tirantes de refuerzo se colocan con espaciamiento horizontal de S_H centro a centro; el espaciamiento vertical de las tiras o tirantes es S_V centro a centro. Lee y colaboradores (1973) demostraron que, en un diseño conservador, un revestimiento de 5 mm de acero galvanizado sería suficiente para sostener un muro de aproximadamente 14 a 15 m de altura. En la mayoría de los casos, también se pueden utilizar losas de concreto precolado como revestimiento. Las losas están ranuradas para que encajen entre sí en forma tal que el suelo no pueda fluir entre las juntas. Cuando se emplean recubrimientos metálicos, se atornillan entre sí y las tiras de refuerzo se colocan entre los revestimientos.

En las figuras 8.26 y 8.27 se muestra un muro de retención de tierra reforzada en proceso de construcción; su revestimiento (fachada) es una losa de concreto precolado. En la figura 8.28 se muestra un tirante de refuerzo metálico colocado a una losa de concreto.

El método más simple y más común para el diseño de tirantes es el *método de Rankine*. El siguiente es el análisis de este procedimiento.

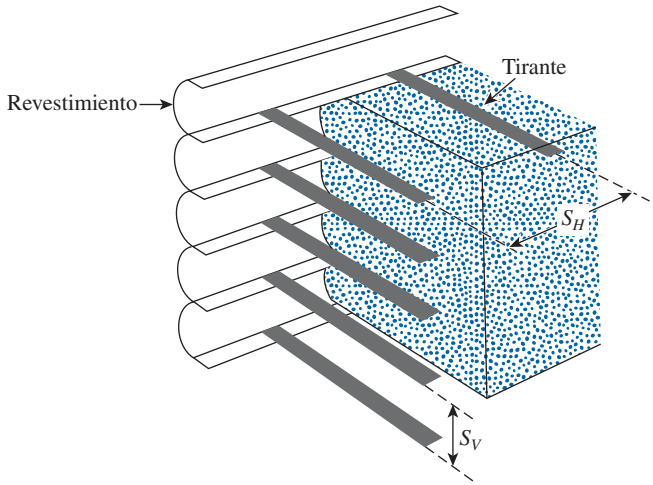


Figura 8.25 Muro de retención de tierra reforzada.



Figura 8.26 Muro de retención de tierra reforzada (con tiras metálicas) en proceso de construcción. (*Cortesía de Braja M. Das, Henderson, NV*)



Figura 8.27 Otra vista del muro de retención mostrado en la figura 8.26. (*Cortesía de Braja M. Das, Henderson, NV*)

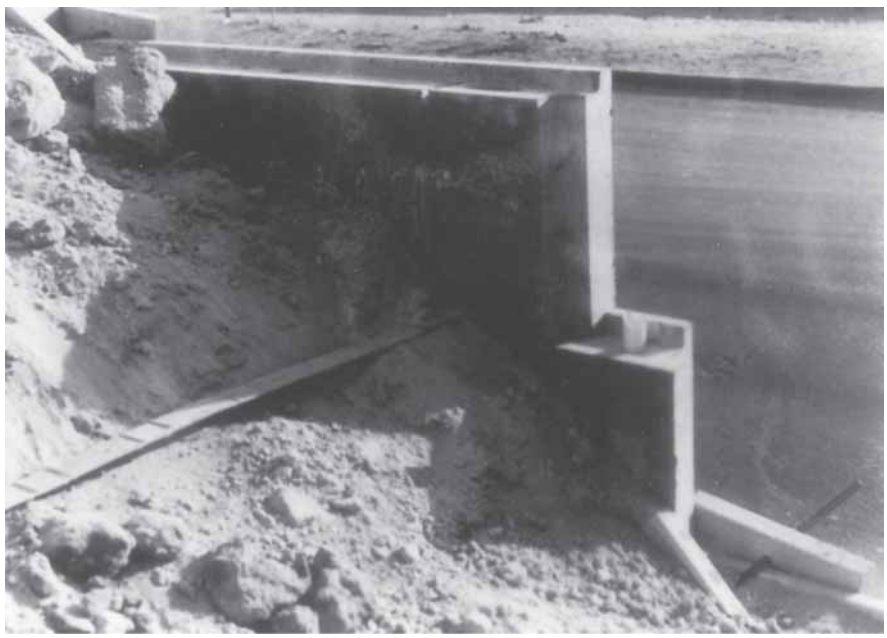


Figura 8.28 Colocación de una tira metálica a una losa de concreto precolado utilizada como revestimiento. (*Cortesía de Braja M. Das, Henderson, NV*)

www.elsolucionario.org

Cálculo de las presiones activas horizontal y vertical

En la figura 8.29 se muestra un muro de retención con un relleno granular que tiene un peso específico γ_1 y un ángulo de fricción ϕ'_1. Debajo de la base del muro de retención, el suelo *in situ* se excavó y recompactó con suelo granular utilizado como relleno. Debajo del relleno, el suelo *in situ* tiene un peso unitario γ_2, ángulo de fricción ϕ'_2 y cohesión c'_2. Una sobrecarga con una intensidad de q por área unitaria se encuentra arriba del muro de retención, el cual tiene tirantes de refuerzo a profundidades $z = 0, S_V, 2S_V, \ldots, NS_V$. La altura del muro es $NS_V = H$.

De acuerdo con la teoría de la presión activa de Rankine (sección 7.3)

$$\sigma'_a = \sigma'_o K_a - 2c'\sqrt{K_a}$$

donde σ'_a = presión activa de Rankine a cualquier profundidad z.

Para suelos granulares sin sobrecarga en su parte superior, $c' = 0$, $\sigma'_o = \gamma_1 z$ y $K_a = \tan^2(45 - \phi'_1/2)$. Por lo tanto,

$$\sigma'_{a(1)} = \gamma_1 z K_a \tag{8.31}$$

Cuando se agrega una sobrecarga en la parte superior, como se muestra en la figura 8.29,

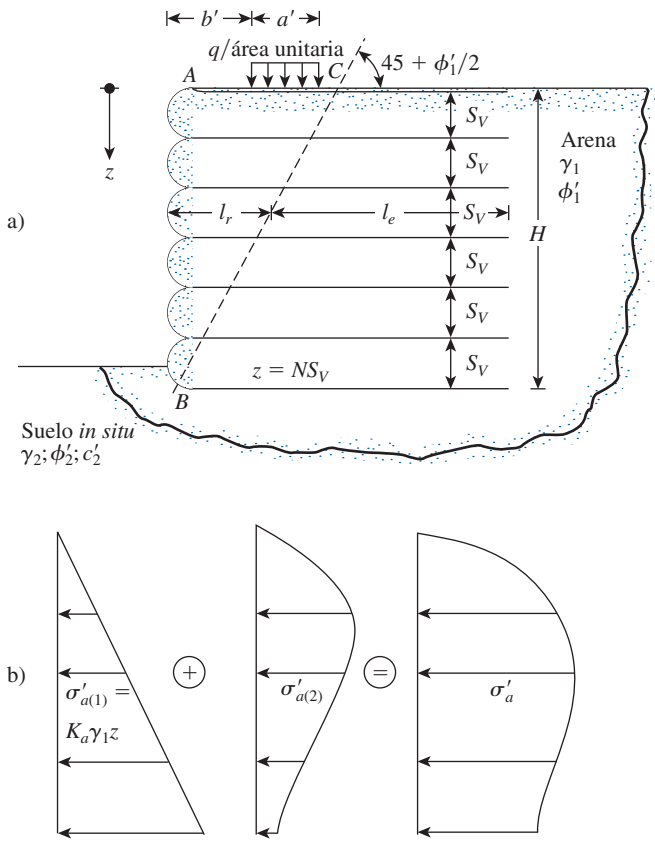


Figura 8.29 Análisis de un muro de retención de tierra reforzada.

$$\sigma'_o = \underbrace{\sigma'_{o(1)}}_{\substack{\uparrow \\ = \gamma_1 z \\ \text{Debida} \\ \text{sólo al suelo}}} + \underbrace{\sigma'_{o(2)}}_{\substack{\uparrow \\ \text{Debida a la} \\ \text{sobrecarga}}} \tag{8.32}$$

La magnitud de $\sigma'_{o(2)}$ se puede calcular utilizando el método 2:1 de la distribución del esfuerzo descrito en la ecuación (5.14) y en la figura 5.5. El método 2:1 de la distribución de la presión se muestra en la figura 8.30a. De acuerdo con Laba y Kennedy (1986),

$$\sigma'_{o(2)} = \frac{qa'}{a' + z} \qquad (\text{para } z \le 2b') \tag{8.33}$$

y

$$\sigma'_{o(2)} = \frac{qa'}{a' + \frac{z}{2} + b'} \qquad (\text{para } z > 2b') \tag{8.34}$$

Además, cuando se agrega la sobrecarga en la parte superior, la presión lateral a cualquier profundidad es

$$\sigma'_a = \underbrace{\sigma'_{a(1)}}_{\substack{\uparrow \\ = K_a \gamma_1 z \\ \text{Debida} \\ \text{sólo al suelo}}} + \underbrace{\sigma'_{a(2)}}_{\substack{\uparrow \\ \text{Debida a la} \\ \text{sobrecarga}}} \tag{8.35}$$

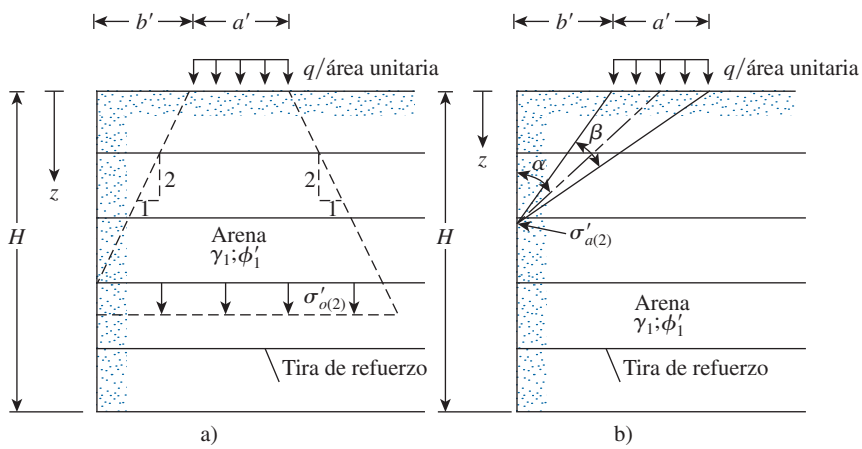


Figura 8.30 a) Notación para la relación de $\sigma'_{o(2)}$ en las ecuaciones (8.33) y (8.34); b) notación para la relación de $\sigma'_{a(2)}$ en las ecuaciones (8.36) y (8.37)

De acuerdo con Laba y Kennedy (1986), $\sigma'_{a(2)}$ se puede expresar (consulte la figura 8.30b) como

$$\sigma'_{a(2)} = M\left[\frac{2q}{\pi}(\beta - \text{sen}\,\beta\cos 2\alpha)\right] \quad \uparrow \text{(radianes)} \tag{8.36}$$

donde

$$M = 1.4 - \frac{0.4b'}{0.14H} \geq 1 \tag{8.37}$$

La distribución de presión activa neta (lateral) sobre el muro de retención calculada utilizando las ecuaciones (8.35), (8.36) y (8.37) se muestra en la figura 8.29b.

Fuerza en el tirante

La fuerza en el tirante *por longitud unitaria del muro* desarrollada a cualquier profundidad z (consulte la figura 8.29) es

$$\begin{aligned} T &= \text{presión activa de tierra a la profundidad } z \\ &\quad \times \text{área del muro que soportará el tirante} \\ &= (\sigma'_a)\,(S_V S_H) \end{aligned} \tag{8.38}$$

Factor de seguridad contra la falla del tirante

Los tirantes de refuerzo en cada nivel, y por consiguiente los muros, podrían fallar por a) ruptura y b) extracción.

El factor de seguridad contra la *ruptura del tirante* se puede determinar como

$$\begin{aligned} \text{FS}_{(B)} &= \frac{\text{resistencia a la fluencia o ruptura de cada tirante}}{\text{fuerza máxima en cualquier tirante}} \\ &= \frac{wtf_y}{\sigma'_a S_V S_H} \end{aligned} \tag{8.39}$$

donde

w = ancho de cada tirante
t = espesor de cada tirante
f_y = resistencia a la fluencia o a la ruptura del material del tirante

En general, se recomienda un factor de seguridad de 2.5 a 3 para tirantes en todos los niveles.

Los tirantes de refuerzo a cualquier profundidad z fallan por extracción si la resistencia por fricción desarrollada a lo largo de las superficies de los tirantes es menor que la fuerza a que se someten los tirantes. La *longitud efectiva* de los tirantes a lo largo de la cual se desarrolla la

www.elsolucionario.org

resistencia por fricción se puede tomar conservativamente 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 8.29. La línea *BC* forma un ángulo de $45 + \phi_1'/2$ con la horizontal. Ahora, la fuerza de fricción máxima que se puede desarrollar en un tirante a una profundidad z es

$$F_R = 2l_e w\sigma_o' \tan \phi_\mu' \tag{8.40}$$

donde

l_e = longitud efectiva
σ_o' = presión vertical efectiva a una profundidad z
ϕ_μ' = ángulo de fricción entre el suelo y el tirante

Así pues, el factor de seguridad contra la *extracción del tirante* a cualquier profundidad z es

$$\text{FS}_{(P)} = \frac{F_R}{T} \tag{8.41}$$

Sustituyendo las ecuaciones (8.38) y (8.40) en la ecuación (8.41) se obtiene

$$\text{FS}_{(P)} = \frac{2l_e w\sigma_o' \tan \phi_\mu'}{\sigma_a' S_V S_H} \tag{8.42}$$

Longitud total del tirante

La longitud total de los tirantes a cualquier profundidad es

$$L = l_r + l_e \tag{8.43}$$

donde

l_r = longitud dentro de la zona de falla de Rankine
l_e = longitud efectiva

Para un $\text{FS}_{(P)}$ dado, de la ecuación (8.42),

$$l_e = \frac{\text{FS}_{(P)}\sigma_a' S_V S_H}{2w\sigma_o' \tan\phi_\mu'} \tag{8.44}$$

De nuevo, a cualquier profundidad z,

$$l_r = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \dfrac{\phi_1'}{2}\right)} \tag{8.45}$$

Por lo tanto, al combinar las ecuaciones (8.43), (8.44) y (8.45) se obtiene

$$L = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \dfrac{\phi_1'}{2}\right)} + \frac{\text{FS}_{(P)}\sigma_a' S_V S_H}{2w\sigma_o' \tan\phi_\mu'} \tag{8.46}$$

8.15 Procedimiento de diseño paso a paso utilizando un refuerzo de tiras metálicas

El siguiente es un procedimiento paso a paso para el diseño de muros reforzados de retención de tierra.

Generalidades

Paso 1. Se determina la altura del muro, H, y las propiedades del material de relleno granular, como el peso específico (γ_1) y el ángulo de fricción (ϕ'_1).

Paso 2. Se obtiene el ángulo de fricción entre el suelo y el tirante, ϕ'_μ, y el valor requerido de $FS_{(B)}$ y $FS_{(P)}$.

Estabilidad interna

Paso 3. Se suponen valores para el espaciamiento horizontal y vertical de los tirantes. Además, se supone el ancho de la tira de refuerzo, w, que se utilizará.

Paso 4. Se calcula σ'_a con las ecuaciones (8.35), (8.36) y (8.37).

Paso 5. Se calculan las fuerzas en los tirantes en varios niveles con la ecuación (8.38).

Paso 6. Para los valores conocidos de $FS_{(B)}$, se calcula el espesor de los tirantes, t, requerido para resistir la ruptura de éstos:

$$T = \sigma'_a S_V S_H = \frac{w t f_y}{FS_{(B)}}$$

o

$$t = \frac{(\sigma'_a S_V S_H)[FS_{(B)}]}{w f_y} \tag{8.47}$$

La convención es mantener la magnitud de t igual en todos los niveles, por lo tanto σ'_a en la ecuación (8.47) debe ser igual a $\sigma'_{a(\text{máx})}$.

Paso 7. Para los valores conocidos de ϕ'_μ y $FS_{(P)}$, se determina la longitud L de los tirantes a varios niveles con la ecuación (8.46).

Paso 8. Las magnitudes de S_V, S_H, t, w y L se pueden cambiar para obtener el diseño más económico.

Estabilidad externa

Paso 9. Se revisa por *volcamiento*, utilizando la ecuación 8.31 como guía. Tomando el momento respecto a B se obtiene el momento de volcamiento para la longitud unitaria del muro:

$$M_o = P_a z' \tag{8.48}$$

Aquí,

$$P_a = \text{fuerza activa} = \int_0^H \sigma'_a dz$$

El momento resistente por longitud unitaria del muro es

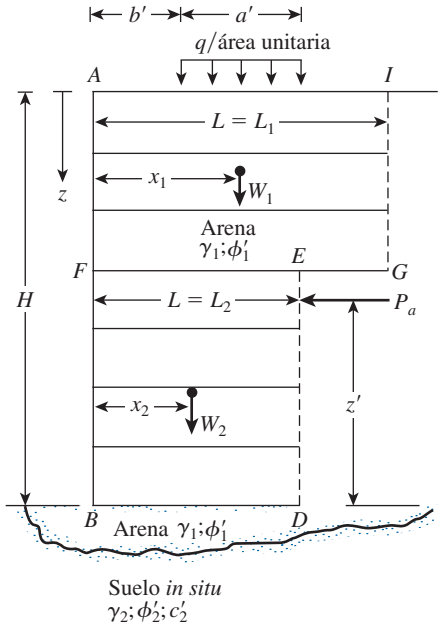


Figura 8.31 Revisión por estabilidad para el muro de retención.

$$M_R = W_1x_1 + W_2x_2 + \cdots + qa'\left(b' + \frac{a'}{2}\right) \tag{8.49}$$

donde

$W_1 = (\text{área } AFEGI)\,(1)\,(\gamma_1)$
$W_2 = (\text{área } FBDE)\,(1)\,(\gamma_1)$
$\vdots$

Por lo tanto,

$$\text{FS}_{(\text{volcamiento})} = \frac{M_R}{M_o} = \frac{W_1x_1 + W_2x_2 + \cdots + qa'\left(b' + \frac{a'}{2}\right)}{\left(\int_0^H \sigma'_a\,dz\right)z'} \tag{8.50}$$

Paso 10. La revisión por *deslizamiento* se puede efectuar empleando la ecuación (8.11), o

$$\text{FS}_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(W_1 + W_2 + \cdots + qa')[\tan(k\phi'_1)]}{P_a} \tag{8.51}$$

donde $k \approx \frac{2}{3}$.

www.elsolucionario.org

Paso 11. Se revisa contra falla por capacidad de carga última, que es igual a

$$q_{últ} = c'_2 N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L_2 N_\gamma \tag{8.52}$$

Los factores de capacidad de carga N_c y N_γ corresponden al ángulo de fricción del suelo ϕ'_2. (Consulte la tabla 3.3).

De la ecuación 8.32, el esfuerzo vertical en $z = H$ es

$$\sigma'_{o(H)} = \gamma_1 H + \sigma'_{o(2)} \tag{8.53}$$

Por lo que el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga es

$$\text{FS}_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_{\text{últ}}}{\sigma'_{o(H)}} \tag{8.54}$$

En general, se recomiendan los valores mínimos de $\text{FS}_{(\text{volcamiento})} = 3$, $\text{FS}_{(\text{deslizamiento})} = 3$ y $\text{FS}_{(\text{falla por capacidad de carga})} = 3$ a 5.

Ejemplo 8.5

Se construirá un muro de retención de 10 m de altura con refuerzo de tiras de acero galvanizado en un relleno granular. Con referencia a la figura 8.29, se dan:

Relleno granular:
$\phi'_1 = 36°$
$\gamma_1 = 16.5\ \text{kN/m}^3$

Suelo de la cimentación:
$\phi'_2 = 28°$
$\gamma_2 = 17.3\ \text{kN/m}^3$
$c'_2 = 50\ \text{kN/m}^2$

Refuerzo de acero galvanizado:

Ancho de la tira, $w = 75$ mm
$S_V = 0.6$ m centro a centro
$S_H = 1$ m centro a centro
$f_y = 240\,00\ \text{kN/m}^2$
$\phi'_\mu = 20°$

Requerido $\text{FS}_{(B)} = 3$

Requerido $\text{FS}_{(P)} = 3$

Revise la estabilidad externa e interna. Suponga que la tasa de corrosión del acero galvanizado es de 0.025 mm/año y que la vida útil esperada de la estructura es de 50 años.

Solución

Revisión de la estabilidad interna

Espesor del tirante: fuerza máxima en el tirante, $T_{\text{máx}} = \sigma'_{a(\text{máx})} S_V S_H$.

$$\sigma_{a(\text{máx})} = \gamma_1 H K_a = \gamma_1 H \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1'}{2}\right)$$

Por lo tanto,

$$T_{\text{máx}} = \gamma_1 H \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1'}{2}\right) S_V S_H$$

De la ecuación (8.47), para la *ruptura del tirante*,

$$t = \frac{(\sigma_a' S_V S_H)[\text{FS}_{(B)}]}{w f_y} = \frac{\left[\gamma_1 H \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1'}{2}\right) S_V S_H\right]\text{FS}_{(B)}}{w f_y}$$

o

$$t = \frac{\left[(16.5)(10)\tan^2\left(45 - \frac{36}{2}\right)(0.6)(1)\right](3)}{(0.075\text{ m})(240\,000\text{ kN/m}^2)} = 0.00428\text{ m} = 4.28\text{ mm}$$

Si la tasa de corrosión es de 0.025 mm/año y la vida útil esperada de la estructura es de 50 años, entonces el espesor real, t, de los tirantes será

$$t = 4.28 + (0.025)(50) = 5.53\text{ mm}$$

Por consiguiente será suficiente con un **espesor del tirante de 6 mm**.

Longitud del tirante: consulte la ecuación (8.46). Para este caso, $\sigma_a' = \gamma_1 z K_a$ y $\sigma_o' = \gamma_1 z$, por lo tanto,

$$L = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1'}{2}\right)} + \frac{\text{FS}_{(P)}\gamma_1 z K_a S_V S_H}{2w\gamma_1 z \tan\phi_\mu'}$$

Ahora se puede elaborar la tabla siguiente. (Nota: $\text{FS}_{(P)} = 3$, $H = 10$ m, $w = 75$ mm y $\phi_\mu' = 20°$.)

z (m)	Longitud del tirante L (m) [ecuación (8.46)]
2	12.65
4	11.63
6	10.61
8	9.59
10	8.57

Por lo tanto, **se utilizará una longitud del tirante $L = 13$ m.**

Revisión de la estabilidad externa

Revisión por volcamiento: consulte la figura 8.32. Para este caso, utilizando la ecuación (8.50)

$$\text{FS}_{(\text{volcamiento})} = \frac{W_1 x_1}{\left[\int_0^H \sigma_a'\, dz\right] z'}$$

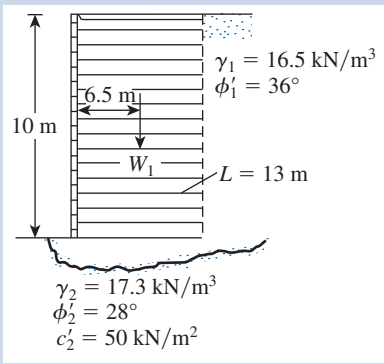


Figura 8.32 Muro de retención con refuerzo de tiras de acero galvanizado en el relleno.

$$W_1 = \gamma_1 HL = (16.5)(10)(13) = 2145 \text{ kN/m}$$

$$x_1 = 6.5 \text{ m}$$

$$P_a = \int_0^H \sigma'_a \, dz = \tfrac{1}{2}\gamma_1 K_a H^2 = (\tfrac{1}{2})(16.5)(0.26)(10)^2 = 214.5 \text{ kN/m}$$

$$z' = \frac{10}{3} = 3.33 \text{ m}$$

$$\text{FS}_{(\text{volcamiento})} = \frac{(2145)(6.5)}{(214.5)(3.33)} = \mathbf{19.52 > 3} \quad \mathbf{OK}$$

Revisión por deslizamiento: de la ecuación (8.51)

$$\text{FS}_{(\text{deslizamiento})} = \frac{W_1 \tan(k\phi'_1)}{P_a} = \frac{2145 \tan\left[\left(\frac{2}{3}\right)(36)\right]}{214.5} = \mathbf{4.45 > 3} \quad \mathbf{OK}$$

Revisión por capacidad de carga: para $\phi'_2 = 28°$, $N_c = 25.8$, $N_\gamma = 16.78$ (tabla 3.3). De la ecuación (8.52),

$$q_{\text{últ}} = c'_2 N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L \, N_\gamma$$

$$q_{\text{últ}} = (50)(25.8) + (\tfrac{1}{2})(17.3)(13)(16.72) = 3170.16 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (8.53),

$$\sigma'_{o(H)} = \gamma_1 H = (16.5)(10) = 165 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{FS}_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_{\text{últ}}}{\sigma'_{o(H)}} = \frac{3170.16}{165} = \mathbf{19.2 > 5} \quad \mathbf{OK}$$

■

www.elsolucionario.org

8.16 Muros de retención con refuerzo geotextil

En la figura 8.33 se muestra un muro de retención en el que se han utilizado capas de geotextil como refuerzo. Igual que en la figura 8.31, el relleno es un suelo granular. En este tipo de muro de retención, la fachada del muro se forma traslapando las hojas como se muestra con una longitud de traslape de l_l. Cuando se termina la construcción, la cara expuesta del muro se debe recubrir; de otra manera, el geotextil se deteriorará por la exposición a la luz ultravioleta. Sobre la cara se rocía una *emulsión bituminosa* o *gunita* (concreto lanzado). Tal vez sea necesario anclar una malla de alambre en la fachada geotextil para mantener el recubrimiento sobre la fachada del muro. En la figura 8.34 se muestra la construcción de un muro de retención reforzado con geotextil. En la figura 8.35 se muestra un muro de suelo reforzado completamente con un material geosintético. El muro se encuentra en DeBeque Canyon, Colorado. Observe la versatilidad del tipo de fachada. En este caso, una fachada de bloques de concreto con un solo tirante está integrada con una fachada de tres tirantes por medio de una fachada de roca.

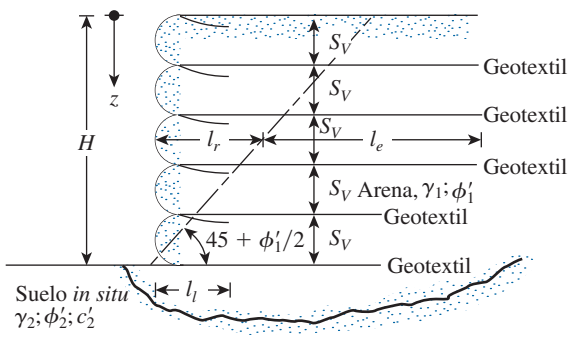


Figura 8.33 Muro de retención con refuerzo geotextil.



Figura 8.34 Construcción de un muro de retención reforzado con geotextil. (*Cortesía de Jonathan T.H. Wu, University of Colorado at Denver, Denver, Colorado.*)

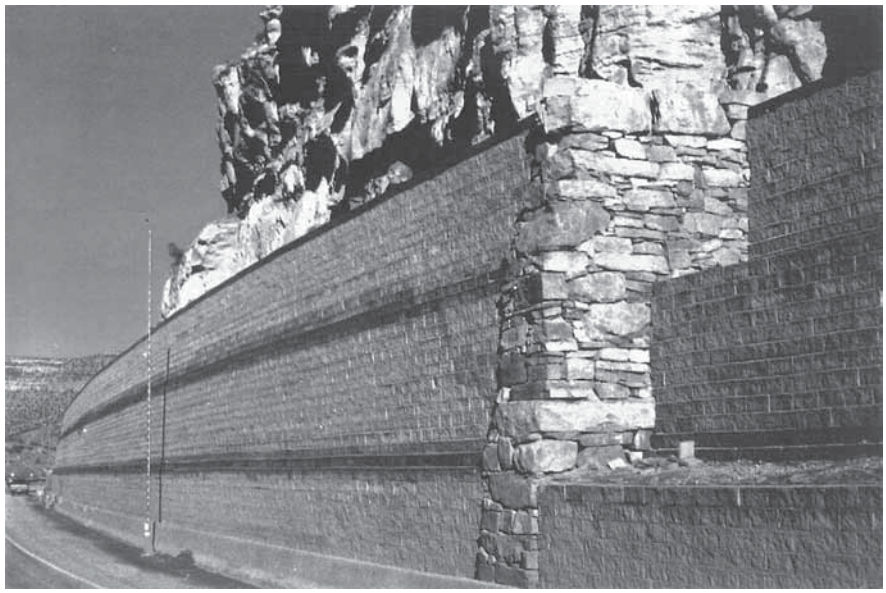


Figura 8.35 Muro de retención reforzado con geotextil terminado en DeBeque Canyon, Colorado. (*Cortesía de Jonathan T.H. Wu, University of Colorado at Denver, Denver, Colorado.*)

El diseño de este tipo de muro de retención es similar al que se presentó en la sección 8.15. El siguiente es un procedimiento paso a paso para el diseño basado en las recomendaciones de Bell y colaboradores (1975) y Koerner (2005):

Estabilidad interna

Paso 1. Se determina la distribución de la presión activa sobre el muro con la fórmula

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o = K_a \gamma_1 z \tag{8.55}$$

donde

K_a = coeficiente de presión activa de Rankine = $\tan^2(45 - \phi'_1/2)$
γ_1 = peso específico del relleno granular
ϕ'_1 = ángulo de fricción del relleno granular

Paso 2. Se selecciona un tejido geotextil con una resistencia a la tensión permisible, T_{perm} (lb/pie o kN/m).

La resistencia a la tensión permisible para la construcción de un muro de retención se puede expresar como (Koerner, 2005)

$$T_{perm} = \frac{T_{últ}}{RF_{id} \times RF_{cr} \times RF_{cbd}} \tag{8.56}$$

donde

$T_{últ}$ = resistencia a la tensión última
RF_{id} = factor de reducción por daño a la instalación
RF_{cr} = factor de reducción por fluencia
RF_{cbd} = factor de reducción por degradación química y biológica

Los valores recomendados del factor de reducción son los siguientes (Koerner, 2005)

RF_{id}	1.1-2.0
RF_{cr}	2-4
RF_{cbd}	1-1.5

Paso 3. Se determina el espaciamiento vertical de las capas a cualquier profundidad z con la fórmula

$$S_V = \frac{T_{\text{perm}}}{\sigma'_a \text{FS}_{(B)}} = \frac{T_{\text{perm}}}{(\gamma_1 z K_a)[\text{FS}_{(B)}]} \tag{8.57}$$

Observe que la ecuación (8.57) es similar a la ecuación (8.39). La magnitud de $\text{FS}_{(B)}$ es por lo general de 1.3 a 1.5.

Paso 4. Se determina la longitud de cada capa de geotextil con la fórmula

$$L = l_r + l_e \tag{8.58}$$

donde

$$l_r = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} \tag{8.59}$$

y

$$l_e = \frac{S_V \sigma'_a [\text{FS}_{(P)}]}{2\sigma'_o \tan\phi'_F} \tag{8.60}$$

en la cual

$$\sigma'_a = \gamma_1 z K_a$$

$$\sigma'_o = \gamma_1 z$$

$$\text{FS}_{(P)} = 1.3 \text{ a } 1.5$$

$\phi'_F =$ ángulo de fricción en la interfaz geotextil-suelo

$\approx \frac{2}{3}\phi'_1$

Observe que las ecuaciones (8.58), (8.59) y (8.60) son similares a las ecuaciones (8.43), (8.45) y (8.44), respectivamente.

Con base en los resultados publicados, la suposición de que $\phi'_F/\phi'_1 \approx \frac{2}{3}$ es razonable y parece conservadora. Martin y colaboradores (1984) presentaron los resultados de pruebas de laboratorio siguientes para ϕ'_F/ϕ'_1 entre varios tipos de geotextiles y arena.

Tipo	ϕ'_F/ϕ'_1
Tejido; monofilamento/arena para concreto	0.87
Tejido; película de limo/arena para concreto	0.8
Tejido; película de limo/ arena redondeada	0.86
Tejido; película de limo/arena limosa	0.92
No tejido; pegado por fusión/arena para concreto	0.87
No tejido; punzonado con aguja/arena para concreto	1.0
No tejido; punzonado con aguja/arena redondeada	0.93
No tejido; punzonado con aguja/arena limosa	0.91

www.elsolucionario.org

Paso 5. Se determina la longitud de traslape, l_l, con

$$l_l = \frac{S_V \sigma'_a \text{FS}_{(P)}}{4\sigma'_o \tan \phi'_F} \tag{8.61}$$

La longitud mínima de traslape debe ser de 1 m.

Estabilidad externa

Paso 5. Se revisan los factores de seguridad contra fallas de volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga, como se describen en las secciones 8.15 (pasos 9, 10 y 11).

Ejemplo 8.6

En la figura 8.36 se muestra un muro de retención reforzado con geotextil de 5 m de altura. Para el relleno granular, $\gamma_1 = 15.7$ kN/m^3 y $\phi'_1 = 36°$. Para el geotextil, $T_{\text{últ}} = 52.5$ kN/m. Para el diseño del muro, determine S_V, L y l_l. Utilice $\text{RF}_{\text{id}} = 1.2$, $\text{RF}_{\text{cr}} = 2.5$ y $\text{RF}_{\text{cbd}} = 1.25$.

Solución

Se tiene

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right) = 0.26$$

Determinación de S_V

Para determinar S_V, se hacen algunas pruebas. De la ecuación (8.57),

$$S_V = \frac{T_{\text{perm}}}{(\gamma_1 z K_a)[\text{FS}_{(B)}]}$$

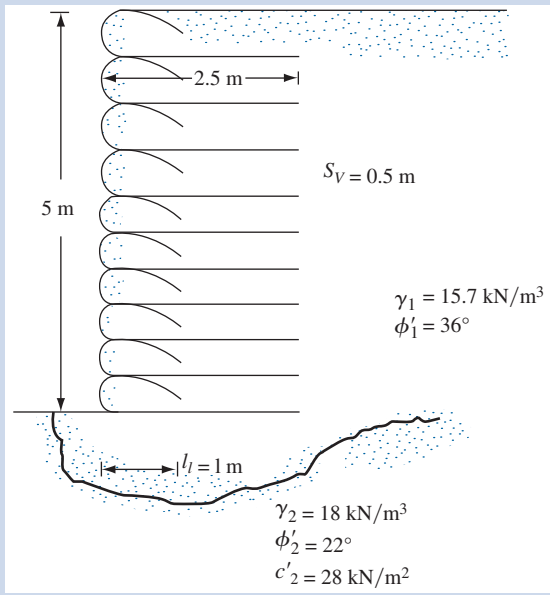


Figura 8.36 Muro de retención reforzado con geotextil.

De la ecuación (8.56),

$$T_{\text{perm}} = \frac{T_{\text{últ}}}{\text{RF}_{\text{id}} \times \text{RF}_{\text{cr}} \times \text{RF}_{\text{cbd}}} = \frac{52.5}{1.2 \times 2.5 \times 1.25} = 14 \text{ kN/m}$$

Con $\text{FS}_{(B)} = 1.5$ en $z = 2$ m,

$$S_V = \frac{14}{(15.7)\,(2)\,(0.26)\,(1.5)} = 1.14 \text{ m}$$

En $z = 4$ m,

$$S_V = \frac{14}{(15.7)\,(4)\,(0.26)\,(1.5)} = 0.57 \text{ m}$$

En $z = 5$ m,

$$S_V = \frac{14}{(15.7)\,(5)\,(0.26)\,(1.5)} = 0.46 \text{ m}$$

Por lo tanto, **se utilizará S_V = 0.5 m para z = 0 a z = 5 m** (consulte la figura 8.36).

Determinación de L

De las ecuaciones (8.58), (8.59) y (8.60),

$$L = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \dfrac{\phi_1'}{2}\right)} + \frac{S_V K_a[\text{FS}_{(P)}]}{2 \tan \phi_F'}$$

Para $\text{FS}_{(P)} = 1.5$, $\tan\phi_F' = \tan[(\frac{2}{3})\,(36)] = 0.445$, y se deduce que

$$L = (0.51)\,(H - z) + 0.438 S_V$$

$H = 5$ m, $S_V = 0.5$ m

En $z = 0.5$ m; $L = (0.51)(5 - 0.5) + (0.438)(0.5) = 2.514$ m
En $z = 2.5$ m; $L = (0.51)(5 - 2.5) + (0.438)(0.5) = 1.494$ m

Por lo tanto, **se utiliza L = 2.5 m en todas las capas.**

Determinación de l_l

De la ecuación (8.61),

$$l_l = \frac{S_V \sigma_a'[\text{FS}_{(P)}]}{4\sigma_o' \tan\phi_F'}$$

$\sigma_a' = \gamma_1 z K_a$, $\text{FS}_{(P)} = 1.5$; con $\sigma_o' = \gamma_1 z$, $\phi_F' = \frac{2}{3}\phi_1'$. Por lo tanto

$$l_l = \frac{S_V K_a[\text{FS}_{(P)}]}{4 \tan \phi_F'} = \frac{S_V (0.26)\,(1.5)}{4 \tan[(\frac{2}{3})\,(36)]} = 0.219 S_V$$

$$l_l = 0.219 S_V = (0.219)\,(0.5) = 0.11 \text{ m} \leq 1 \text{ m}$$

Por lo tanto, se utilizará $\boldsymbol{l_l = 1}$ **m**. ■

Ejemplo 8.7

Considere los resultados de la revisión de la estabilidad interna dados en el ejemplo 8.6. Para el muro de retención reforzado con geotextil, calcule el factor de seguridad contra las fallas por volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga.

Solución

Consulte la figura 8.37.

Factor de seguridad contra el volcamiento

De la ecuación (8.50), $\text{FS}_{(\text{volcamiento})} = \dfrac{W_1 x_1}{(P_a)\left(\dfrac{H}{3}\right)}$

$$W_1 = (5)(2.5)(15.7) = 196.25 \text{ kN/m}$$

$$x_1 = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a = \left(\frac{1}{2}\right)(15.7)(5)^2(0.26) = 51.03 \text{ kN/m}$$

De aquí,

$$\text{FS}_{(\text{volcamiento})} = \frac{(196.25)(1.25)}{51.03(5/3)} = 2.88 < 3$$

(aumente la longitud de las capas de geotextil a 3 m)

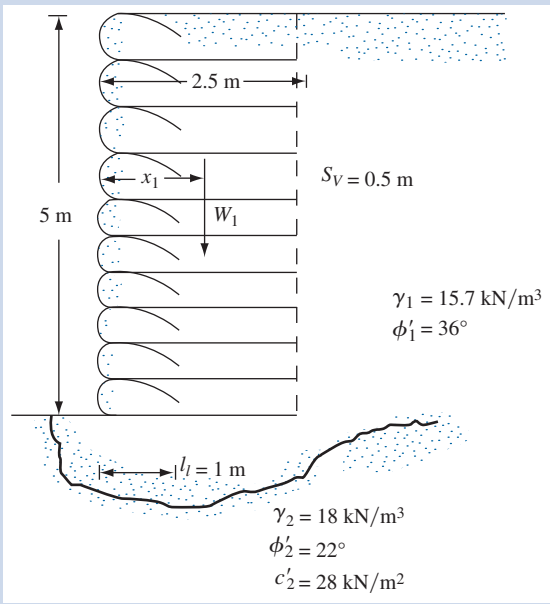


Figura 8.37 Revisión de la estabilidad.

www.elsolucionario.org

Factor de seguridad contra el deslizamiento
De la ecuación (8.51),

$$\text{FS}_{\text{(deslizamiento)}} = \frac{W_1 \tan\left(\frac{2}{3}\phi_1'\right)}{P_a} = \frac{(196.25)\left[\tan\left(\frac{2}{3} \times 36\right)\right]}{51.03} = \mathbf{1.71 > 1.5} \quad \mathbf{OK}$$

Factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga

De la ecuación (8.52), $q_u = c_2' N_c + \frac{1}{2}\gamma_2 L_2 N_\gamma$

Datos: $\gamma_2 = 18\ \text{kN/m}^3$, $L_2 = 2.5\ \text{m}$, $c_2' = 28\ \text{kN/m}^2$ y $\phi_2' = 22°$. De la tabla 3.3, $N_c = 16.88$ y $N_\gamma = 7.13$.

$$q_u = (28)(16.88) + \left(\frac{1}{2}\right)(18)(2.5)(7.13) \approx 633\ \text{kN/m}^2$$

De la ecuación (8.54),

$$\text{FS}_{\text{(capacidad de carga)}} = \frac{q_{\text{últ}}}{\sigma'_{o(H)}} = \frac{633}{\gamma_1 H} = \frac{633}{(15.7)(5)} = \mathbf{8.06 > 3} \quad \mathbf{OK}$$

8.17 Muros de retención con refuerzo de geomallas: generalidades

Las geomallas también se pueden utilizar como refuerzo en el relleno granular para la construcción de muros de retención. En la figura 8.38 se muestran diagramas esquemáticos comunes de muros de retención con refuerzo de geomallas. En la figura 8.39 se muestran algunas fotografías de muros de retención reforzados con geomallas en el campo.

Relativamente pocas mediciones de campo están disponibles para la presión lateral de tierra sobre muros de retención construidos con refuerzo de geomallas. En la figura 8.40 se muestra una comparación entre las presiones laterales de medida y de diseño (Berg y colaboradores, 1986) para dos muros de retención construidos con fachada de paneles de concreto precolado. En la figura se indica que las presiones de tierra medidas fueron significativamente menores que las calculadas para el caso activo de Rankine.

8.18 Procedimiento de diseño para un muro de retención reforzado con geomallas

En la figura 8.41 se muestra un diagrama esquemático de un muro de fachada de paneles de concreto con un relleno granular reforzado con capas de geomallas. El proceso de diseño del muro en esencia es similar al correspondiente al refuerzo geotextil del relleno dado en la sección 8.16. El siguiente es un procedimiento breve paso a paso.

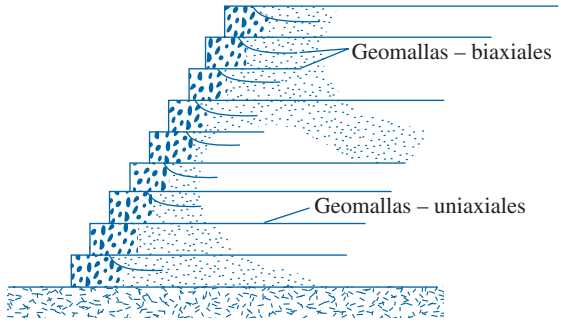
Estabilidad interna

Paso 1. Se determina la presión activa a cualquier profundidad z como [similar a la ecuación (8.55)]:

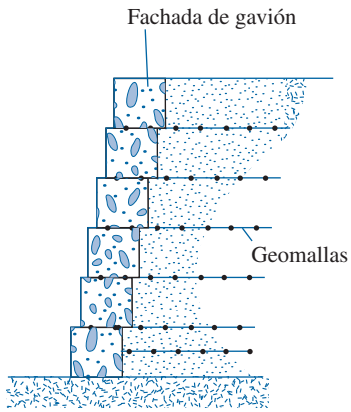
$$\sigma_a' = K_a \gamma_1 z \tag{8.62}$$

donde

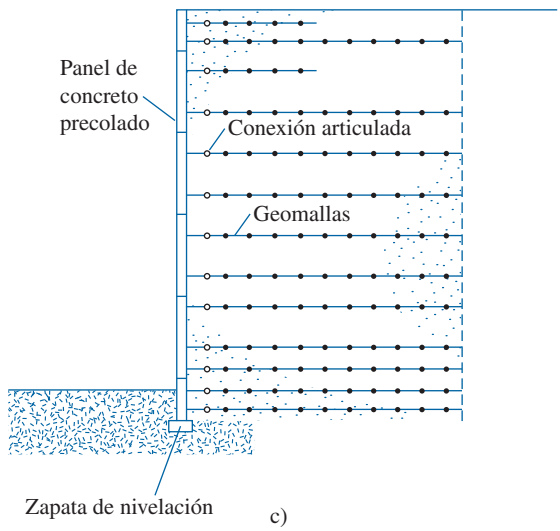
K_a = coeficiente de presión activa de Rankine $= \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1'}{2}\right)$



a)



b)

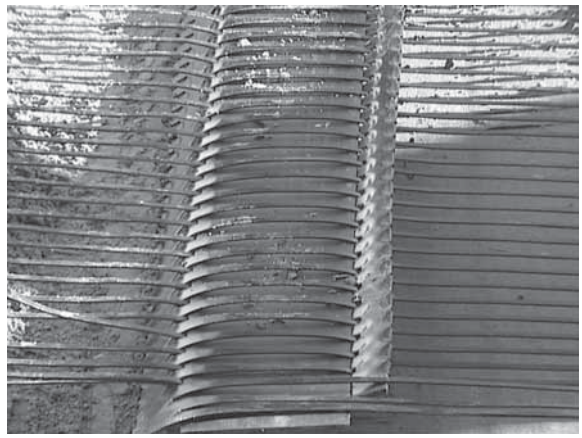


c)

Figura 8.38 Diagramas esquemáticos comunes de muros de retención con refuerzo de geomallas: a) muro con geomallas en todo alrededor; b) muro con fachada de gavión; c) muro de fachada de paneles de concreto (según The Tensar Corporation, 1986).



a)



b)



c)

Figura 8.39 a) Muro reforzado con geomallas de polietileno de alta densidad con fachada de paneles de concreto precolado en proceso de construcción; b) unión mecánica entre dos piezas de geomallas en la dirección de trabajo; c) muro segmentado con fachada de bloques de concreto reforzado con geomallas uniaxiales. (*Cortesía de Tensar International Corporation, Atlanta, Georgia*.)

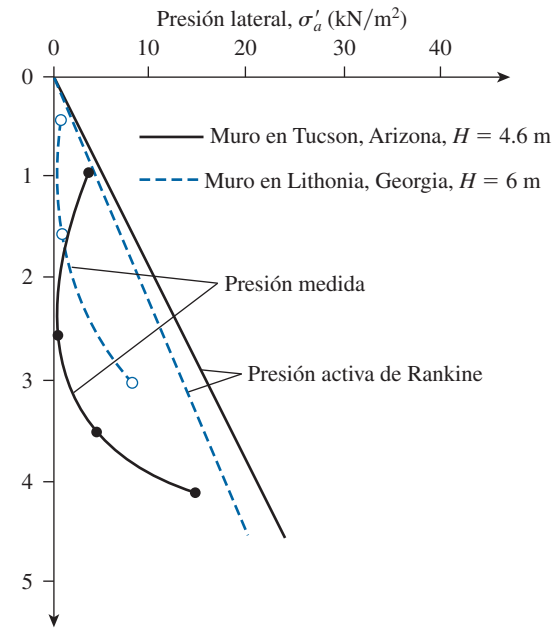


Figura 8.40 Comparación entre presiones laterales teórica y medida en muros de retención reforzados con geomallas (basada en Berg y colaboradores, 1986).

www.elsolucionario.org

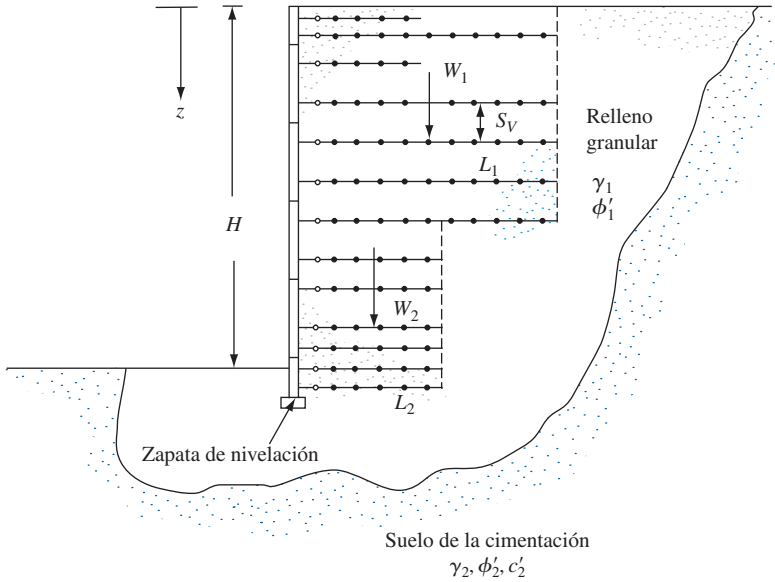


Figura 8.41 Diseño de un muro de retención reforzado con geomallas.

Paso 2. Se selecciona una geomalla con una resistencia a la tensión permisible, T_{perm} [similar a la ecuación (8.56)] (Koerner, 2005):

$$T_{perm} = \frac{T_{últ}}{RF_{id} \times RF_{cr} \times RF_{cbd}} \tag{8.63}$$

donde

RF_{id} = factor de reducción por daño a la instalación (1.1 a 1.4)
RF_{cr} = factor de reducción por fluencia (2 a 3)
RF_{cbd} = factor de reducción por degradación química y biológica (1.1 a 1.5).

Paso 3. Se obtiene el espaciamiento vertical de las capas de geomalla, S_V, con

$$S_V = \frac{T_{perm}\, C_r}{\sigma'_a\, FS_{(B)}} \tag{8.64}$$

donde C_r = relación de cobertura de la geomalla.

La *relación de cobertura* es el área plana fraccional a cualquier elevación que en realidad está ocupada por la geomalla. Por ejemplo, si hay un espacio de 0.3 m (1 pie) de ancho entre cada pieza de 1.2 m (4 pies) de ancho, la relación de cobertura es

$$C_r = \frac{1.2 \text{ m}}{1.2 + 0.3 \text{ m}} = 0.8$$

Paso 4. Se calcula la longitud de cada capa de geomalla a una profundidad z como [ecuación (8.58)]

$$L = l_r + l_e$$

$$l_r = \frac{H - z}{\tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right)} \tag{8.65}$$

Para determinar l_e [similar a la ecuación (8.60)],

$$\text{FS}_{(P)} = \frac{\text{resistencia a la extracción a un esfuerzo normal efectivo}}{\text{fuerza de extracción}}$$

$$= \frac{(2)(l_e)(C_i\sigma_0' \tan\phi_1')(C_r)}{S_V\sigma_a'}$$

$$= \frac{(2)(l_e)(C_i \tan\phi_1')(C_r)}{S_V K_a} \tag{8.66}$$

donde C_i = coeficiente de interacción, o

$$l_e = \frac{S_V K_a \text{FS}_{(P)}}{2C_r C_i \tan\phi_1'} \tag{8.67}$$

Por consiguiente, a una profundidad z, la longitud total, L, de la capa de geomalla es

$$L = l_r + l_e = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1'}{2}\right)} + \frac{S_V K_a \text{FS}_{(P)}}{2C_r C_i \tan\phi_1'} \tag{8.68}$$

El coeficiente de interacción, C_i, se puede determinar experimentalmente en el laboratorio. El siguiente es un intervalo aproximado de C_i para varios tipos de relleno.

Grava, grava arenosa	0.75-0.8
Arena bien graduada, arena gravosa	0.7-0.75
Arena fina, arena limosa	0.55-0.6

Estabilidad externa

Revise los factores de seguridad contra fallas de volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga según se describe en la sección 8.15 (pasos 9, 10 y 11).

Ejemplo 8.8

Considere un muro de retención reforzado con geomallas. Con referencia a la figura 8.41, se tiene: $H = 6$ m, $\gamma_1 = 16.5$ kN/m^3, $\phi_1' = 35°$, $T_{\text{perm}} = 45$ kN/m, $\text{FS}_{(B)} = 1.5$, $\text{FS}_{(P)} = 1.5$, $C_r = 0.8$ y $C_i = 0.75$. Para el diseño del muro, determine S_V y L.

Solución

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1'}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.27$$

Determinación de S_V

De la ecuación (8.64),

$$S_v = \frac{T_{\text{perm}} C_r}{\sigma_a' \text{FS}_{(B)}} = \frac{T_{\text{perm}} C_r}{\gamma z K_a \text{FS}_{(B)}} = \frac{(45)(0.8)}{(16.5)(z)(0.27)(1.5)} = \frac{5.39}{z}$$

En $z = 2$ m: $S_v = \dfrac{5.39}{2} = 2.7$ m

En $z = 4$ m: $S_v = \dfrac{5.39}{4} = 1.35$ m

En $z = 5$ m: $S_v = \dfrac{5.39}{5} = 1.08$ m

Utilice $S_V \approx \mathbf{1\ m}$

Determinación de L

De la figura (8.68),

$$L = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \dfrac{\phi_1'}{2}\right)} + \frac{S_V K_a \, \text{FS}_{(P)}}{2C_r C_i \tan\phi_1'} = \frac{6 - z}{\tan\left(45 + \dfrac{35}{2}\right)} + \frac{(1\text{ m})(0.27)(1.5)}{(2)(0.8)(0.75)(\tan 35°)}$$

En $z = 1$ m: $L = 0.52(6 - 1) + 0.482 = 3.08$ m ≈ 3.1 m
En $z = 3$ m: $L = 0.52(6 - 3) + 0.482 = 2.04$ m ≈ 2.1 m
En $z = 5$ m: $L = 0.52(6 - 5) + 0.482 = 1$ m

Por lo tanto, se utilizará $\boldsymbol{L = 3}$ **m para** $\boldsymbol{z = 0}$ **a 6 m**. ■

Problemas

En los problemas 8.1 a 8.4, utilice $\gamma_{\text{concreto}} = 23.58\ \text{kN/m}^3$. Además, en la ecuación (8.11), utilice $k_1 = k_2 = 2/3$ y $P_p = 0$.

8.1 Para el muro de retención en voladizo que se muestra en la figura P8.1, considere los datos siguientes:

Dimensiones del muro: $H = 8$ 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, $\alpha = 10°$

Propiedades del suelo: $\gamma_1 = 16.5\ \text{kN/m}^3$, $\phi_1' = 32°$, $\gamma_2 = 17.6\ \text{kN/m}^3$, $\phi_2' = 28°$, $c_2' = 30\ \text{kN/m}^2$

Calcule el factor de seguridad respecto al volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga.

8.2 Repita el problema 8.1, con los datos siguientes:

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: $\gamma_1 = 18.08\ \text{kN/m}^3$, $\phi_1' = 36°$, $\gamma_2 = 19.65\ \text{kN/m}^3$, $\phi_2' = 15°$, $c_2' = 30\ \text{kN/m}^2$

8.3 En la figura P8.3 se muestra un muro de retención de gravedad. Calcule el factor de seguridad respecto al volcamiento y deslizamiento, considerando los datos siguientes:

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: $\gamma_1 = 16.5\ \text{kN/m}^3$, $\phi_1' = 32°$, $\gamma_2 = 18\ \text{kN/m}^3$, $\phi_2' = 22°$, $c_2' = 40\ \text{kN/m}^2$

En sus cálculos utilice la ecuación de la presión activa de Rankine.

www.elsolucionario.org

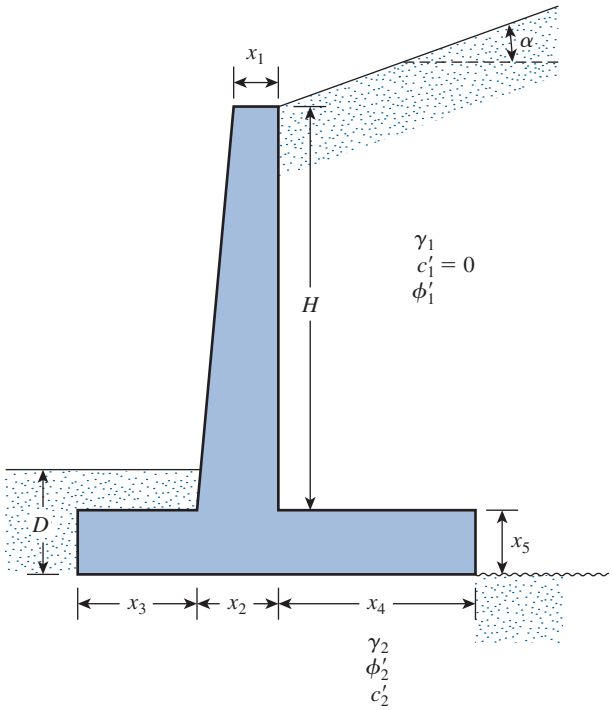


Figura P8.1

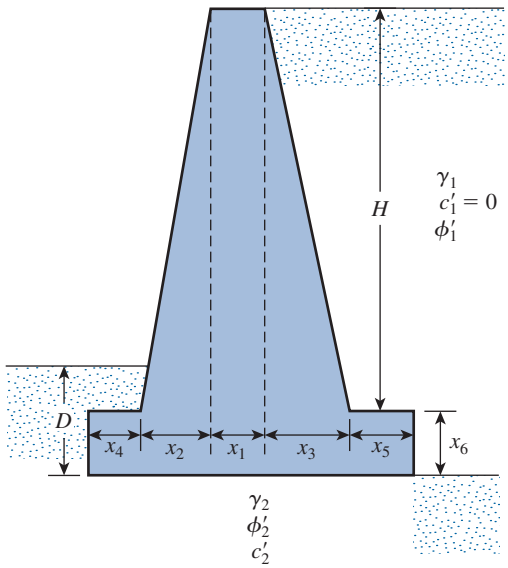


Figura P8.3

8.4 Repita el problema 8.3 utilizando la presión activa de tierra de Coulomb en sus cálculos y con $\delta' = 2/3\ \phi'_1$.

8.5 Consulte la figura P8.5 para el diseño de un muro de gravedad en condición sísmica con: $k_v = 0$ y $k_h = 0.3$.

a. ¿Cuál será la longitud del muro para una condición de desplazamiento nulo? Utilice un factor de seguridad de 2.

b. ¿Cuál será el peso del muro para un desplazamiento permisible de 50.8 mm?

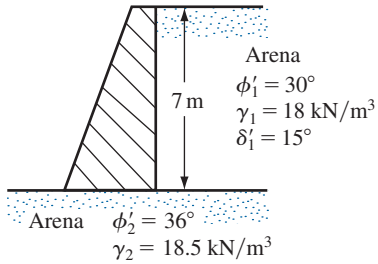


Figura P8.5

Datos: $A_v = 0.15$ y $A_a = 0.25$. Utilice un factor de seguridad de 2.

8.6 En la figura 8.29a, utilice los parámetros siguientes:

Muro: $H = 8$ m
Suelo: $\gamma_1 = 17$ kN/m^3, $\phi'_1 = 35°$
Refuerzo: $S_V = 1$ m y $S_H = 1.5$ m
Sobrecarga: $q = 70$ kN/m^2, $a' = 1.5$ m y $b' = 2$ m

Calcule el esfuerzo vertical σ'_o [ecuaciones (8.32), (8.33) y (8.34) en $z = 2$ m, 4 m, 6 m y 8 m.

8.7 Con los datos dados en el problema 8.6, calcule la presión lateral σ'_a en $z = 2$ m, 4 m, 6 m y 8 m. Utilice las ecuaciones (8.35), (8.36) y (8.37).

8.8 Un muro de retención de tierra reforzada (figura 8.29) tendrá una altura de 10 m. En este caso:

Relleno: peso unitario, $\gamma_1 = 16$ kN/m^3 y ángulo de fricción del suelo, $\phi'_1 = 34°$.

Refuerzo: espaciamiento vertical, $S_V = 1$ m; espaciamiento horizontal, $S_H = 1.25$ m; ancho del refuerzo = 120 mm; $f_y = 260$ MN/m^2; $\phi_\mu = 25°$; factor de seguridad contra la extracción del tirante = 3 y factor de seguridad contra la ruptura del tirante = 3.

Determine:

a. El espesor requerido de los tirantes.
b. La longitud máxima requerida de los tirantes.

8.9 En el problema 8.8 suponga que los tirantes en todas las profundidades tienen la longitud determinada en la parte b. Para el suelo *in situ*, $\phi'_2 = 25°$, $\gamma_2 = 15.5$ kN/m^3, $c'_2 = 30$ kN/m^2. Calcule el factor de seguridad contra la falla por a) volcamiento, b) deslizamiento y c) capacidad de carga.

8.10 Un muro de retención con refuerzo geotextil tiene una altura de 6 m. Para el relleno granular, $\gamma_1 = 15.9$ kN/m^3 y $\phi'_1 = 30°$. Para el geotextil, $T_{\text{perm}} = 16$ kN/m. Para el diseño del muro, determine S_V, L y l_l. Utilice $\text{FS}_{(B)} = \text{FS}_{(P)} = 1.5$.

8.11 Con los valores de S_V, L y l_l determinados en el problema 8.10, revise la estabilidad global (es decir, el factor de seguridad contra las fallas por volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga) del muro. Para el suelo *in situ*, $\gamma_2 = 16.8$ kN/m^3, $\phi'_2 = 20°$ y $c'_2 = 55$ kN/m^2.

Referencias

Applied Technology Council (1978). "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings", *Publication ATC 3-06*, Palo Alto, California.

Bell, J.R., Stilley, A.N. y Vandre, B. (1975). "Fabric Retaining Earth Walls", *Proceedings, Thirteenth Engineering Geology and Soils Engineering Symposium*, Moscú, ID.

Bentler, J.G. y Labuz, J.F. (2006). "Performance of a Cantilever Retaining Wall", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 132, núm. 8, pp. 1062-1070.

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,* Viena, pp. 401-406.

Binquet, J. y Lee, K.L. (1975). "Bearing Capacity Analysis of Reinforced Earth Slabs", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 101, núm. GT12, pp. 1257-1276.

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

Casagrande, L. (1973). "Comments on Conventional Design of Retaining Structure", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 99, núm. SM2, pp. 181-198.

Darbin, M. (1970). "Reinforced Earth for Construction of Freeways", (en francés), *Revue Générale des Routes et Aerodromes*, núm. 457, septiembre.

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, núm. GT10, pp. 1194-1199.

Koerner, R.B. (2005), *Design with Geosynthetics*, 5ª ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Laba, J.T. y Kennedy, J.G. (1986). "Reinforced Earth Retaining Wall Analysis and Design", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 23, núm. 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, núm. 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, núm. GT4, pp. 449-464.

Sarsby, R.W. (1985). "The Influence of Aperture Size/Particle Size on the Efficiency of Grid Reinforcement", *Proceeding, 2nd Canadian Symposium on Geotextiles and Geomembranes*, Edmonton, pp. 7-12.

Schlosser, F. y Long, N. (1974). "Recent Results in French Research on Reinforced Earth", *Journal of the Construction Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 100, núm. CO3, pp. 113-237.

Schlosser, F. y Vidal, H. (1969). "Reinforced Earth" (en francés), *Bulletin de Liaison des Laboratoires Routier*, Ponts et Chassées, París, Francia, noviembre, pp. 101-144.

Tensar Corporation (1986). Tensar Technical Note, núm. TTN:RW1, agosto.

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

Transportation Research Board (1995), Transportation Research Circular, núm. 444, National Research Council, Washington, DC.

Vidal, H. (1966). "La terre Armée", *Annales de L´Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publiques*, Francia, julio-agosto, pp. 888-938.

www.elsolucionario.org

9 Muros de tablestacas

9.1 Introducción

Los muros de tablestacas conectadas o semiconectadas se utilizan con frecuencia para construir muros continuos para estructuras de muelles que van de instalaciones de embarcaderos pequeños de recreo a grandes instalaciones de desembarco. (Consulte la figura 9.1). En contraste con la construcción de otros tipos de muros de retención, la construcción de muros de tablestacas no suele requerir el desagüe del emplazamiento. Las tablestacas o ataguías también se utilizan para estructuras temporales, como en cortes apuntalados. (Consulte el capítulo 10). En este capítulo se analizan los principios de diseño de muros de tablestacas.

En la construcción es común utilizar varios tipos de tablestacas: a) de madera, b) de concreto precolado y c) de acero. También existen en el mercado tablestacas de aluminio.

Las *tablestacas de madera* se utilizan sólo para estructuras ligeras temporales arriba del nivel freático. Los tipos más comunes son los tablones ordinarios de madera y las *tablestacas Wakefield*. Los tablones de madera tienen una sección transversal aproximada de 50 × 300 mm y se hincan borde con borde (figura 9.2a). Las tablestacas Wakefield se hacen clavando tres tablones entre sí, con el intermedio desfasado en 50 a 75 mm (figura 9.2b). Los tablones de madera también se pueden cepillar para formar *tablestacas machihembradas*, como se muestra en la figura 9.2c. En la figura 9.2d se muestra otro tipo de muro de tablestacas que tiene ranuras precortadas. Para mantenerlas unidas después de que se hincan en el terreno se insertan *lengüetas* metálicas en la ranuras de las tablestacas adyacentes.

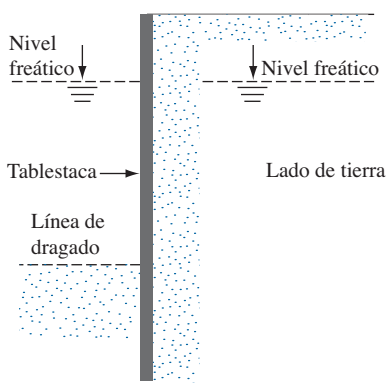


Figura 9.1 Ejemplo de un muro de tablestacas de un muelle.

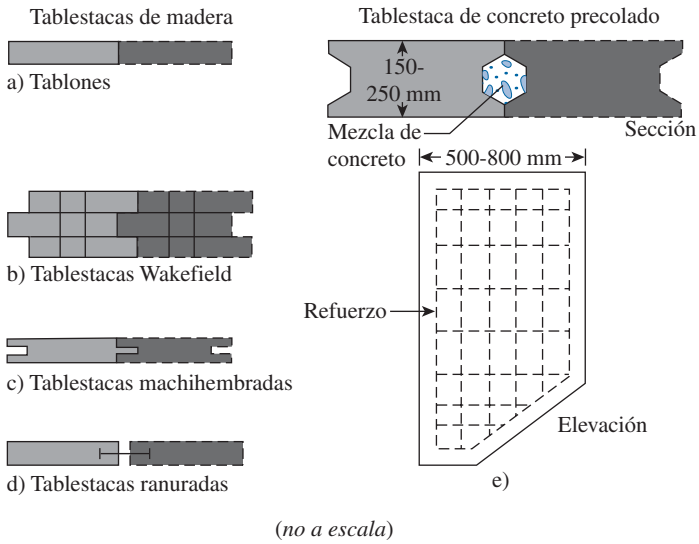


Figura 9.2 Varios tipos de tablestacas de madera y de concreto.

Las *tablestacas de concreto precolado* son pesadas y se diseñan con refuerzos para soportar los esfuerzos permanentes a los que se someterá después de la construcción y también para tomar los esfuerzos producidos durante la construcción. En sección transversal, estas tablestacas tienen un ancho aproximado de 500 a 800 mm y un espesor de 150 a 250 mm. La figura 9.2e es un diagrama esquemático de la elevación y de la sección transversal de una tablestaca de concreto reforzado.

Las *tablestacas de acero* en Estados Unidos tienen un espesor aproximado de 10 a 13 mm. Las secciones europeas pueden ser más delgadas y más anchas. Las secciones de las tablestacas pueden ser en *Z*, de *arco profundo*, de *arco bajo* o de *alma recta*. Las interconexiones de las secciones de las tablestacas tienen forma *machihembrada* o de *rótula* para conexiones herméticas. La figura 9.3a es un diagrama esquemático de la interconexión del tipo machihembrado para secciones de alma recta. El tipo de interconexión de rótula para tablestacas de sección en *Z* se muestra en la figura 9.3b. En la figura 9.4 se muestra un muro de tablestacas. En la tabla 9.1 se indican las propiedades de las secciones de tablestacas de acero producidas por la Bethlehem Steel Corporation. El esfuerzo a la flexión permisible de diseño para las tablestacas es el siguiente:

Tipo de acero	Esfuerzo permisible
ASTM A-328	170 MN/m^2
ASTM A-572	210 MN/m^2
ASTM A-690	210 MN/m^2

El uso de las tablestacas de acero es conveniente debido a su resistencia al alto esfuerzo de hincado que se realiza cuando se hincan en suelos duros. Las tablestacas de acero también son de peso ligero y se pueden volver a utilizar.

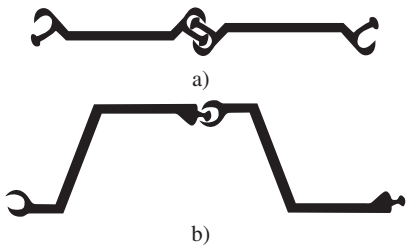
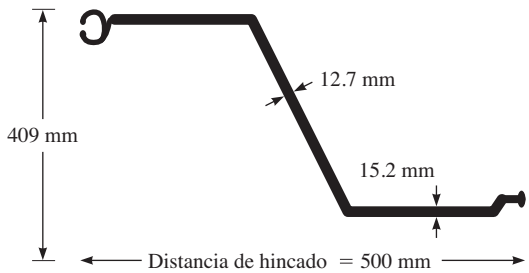


Figura 9.3 a) Conexión tipo machihembrada entre dos tablestacas; b) conexión tipo rótula entre dos tablestacas.



Figura 9.4 Muro de tablestacas de acero. (*Cortesía de N. Sivakugan, James Cook University, Australia.*)

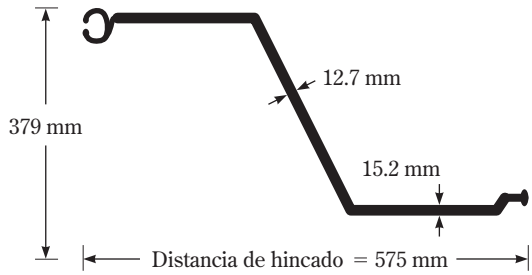
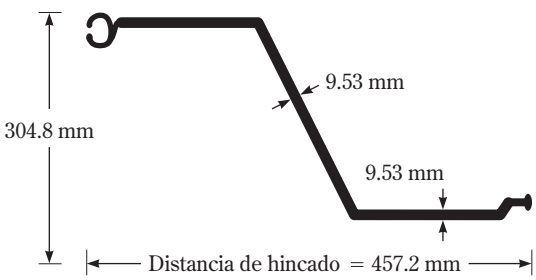
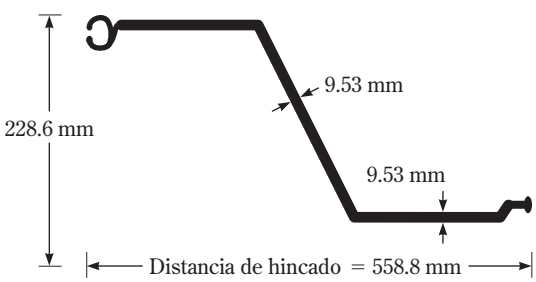
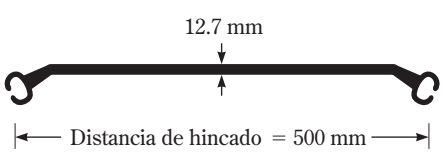
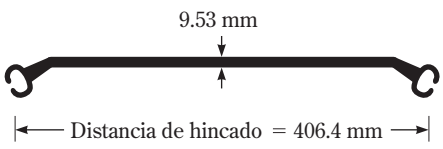
Tabla 9.1 Propiedades de algunas secciones de tablestacas producidas por la Bethlehem Steel Corporation.

Designación de la sección	Bosquejo de la sección	Módulo de sección m^3/m de muro	Momento de inercia m^4/m de muro
PZ-40		326.4×10^{-5}	670.5×10^{-6}

(continúa)

www.elsolucionario.org

Tabla 9.1 (*continuación*)

Designación de la sección	Bosquejo de la sección	Módulo de sección m^3/m de muro	Momento de inercia m^4/m de muro
PZ-35		260.5×10^{-5}	493.4×10^{-6}
PZ-27		162.3×10^{-5}	251.5×10^{-6}
PZ-22		97×10^{-5}	115.2×10^{-6}
PSA-31		10.8×10^{-5}	4.41×10^{-6}
PSA-23		12.8×10^{-5}	5.63×10^{-6}

9.2 Métodos de construcción

Los muros de tablestacas se pueden dividir en dos categorías básicas: a) en voladizo y b) ancladas.

En la construcción de muros de tablestacas, la tablestaca se puede hincar en el terreno y luego el relleno se coloca en el lado de tierra, o bien la tablestaca se puede hincar primero en el terreno y el suelo frente a ella se puede dragar. En cualquier caso, el suelo utilizado para rellenar detrás del muro de tablestacas suele ser granular. El suelo debajo de la línea de dragado puede ser arenoso o arcilloso. A la superficie del suelo en el lado de agua se le refiere como *línea de lodo* o *línea de dragado*.

Por lo anterior, los métodos de construcción se pueden dividir por lo general en dos categorías (Tsinker, 1983):

1. Estructura rellenada
2. Estructura dragada

La secuencia de construcción para una *estructura rellenada* es la siguiente (consulte la figura 9.5):

Paso 1. Se draga el suelo *in situ* al frente y atrás de la estructura propuesta.
Paso 2. Se hincan las tablestacas.
Paso 3. Se rellena hasta el nivel del ancla y se coloca el sistema de anclaje.
Paso 4. Se rellena hasta la parte superior del muro.

Para un muro de tipo en voladizo, sólo se siguen los pasos 1, 2 y 4. La secuencia de construcción para una *estructura dragada* es la siguiente (consulte la figura 9.6):

Paso 1. Se hincan las tablestacas.
Paso 2. Se rellena hasta el nivel del ancla y se coloca el sistema de anclaje.
Paso 3. Se rellena hasta la parte superior del muro.
Paso 4. Se draga el lado frontal del muro.

En muros de tablestacas en voladizo, no se requiere el paso 2.

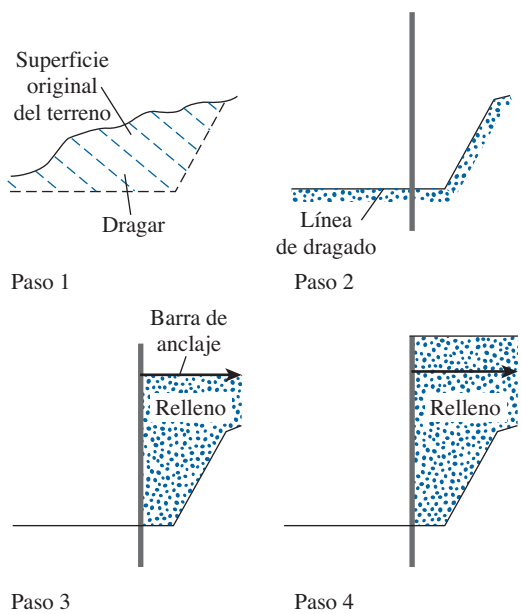


Figura 9.5 Secuencia de construcción para una estructura rellenada.

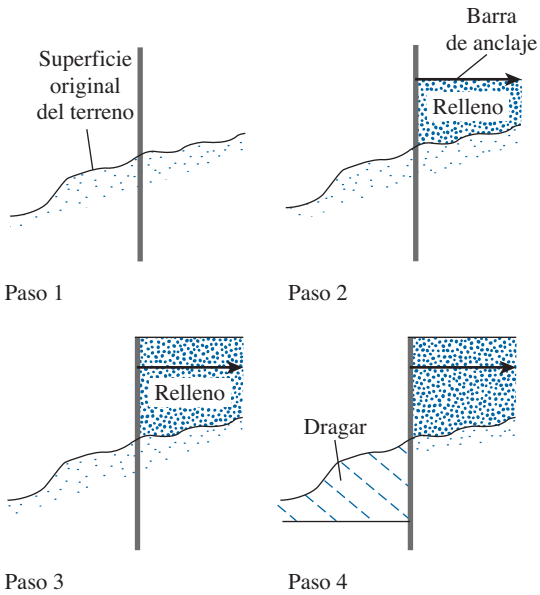


Figura 9.6 Secuencia de construcción de una estructura dragada.

9.3 Muros de tablestacas en voladizo

Los muros de tablestacas en voladizo suelen recomendarse para muros de altura moderada de aproximadamente 6 m o menor, medida arriba de la línea de dragado. En esos muros, las tablestacas actúan como una viga ancha en voladizo arriba de la línea de dragado. Los principios básicos para estimar la distribución de la presión lateral neta sobre un muro de tablestacas en voladizo se pueden explicar con la ayuda de la figura 9.7. En la figura se muestra la naturaleza de la cedencia lateral de un muro en voladizo que penetra un estrato de arena debajo de la línea de dragado. El muro gira respecto al punto *O* (figura 9.7a). Debido a que a las presiones hidrostáticas a cualquier profundidad en los dos lados del muro se cancelan entre sí, sólo se consideran las presiones laterales efectivas del suelo. En la zona *A*, la presión lateral es la presión activa del lado de tierra. En la zona *B*, debido a la naturaleza de cedencia del muro, habrá una presión activa del lado de tierra y una presión pasiva del lado de agua. La condición se invierte en la zona *C*; es decir, debajo del punto de rotación, *O*. La distribución de la presión neta real sobre el muro es como la que se muestra en la figura 9.7b. Sin embargo, para fines de diseño, en la figura 9.7c se muestra una versión simplificada.

En las secciones 9.4 a 9.7 se presenta la formulación matemática del análisis de muros de tablestacas en voladizo. Observe que, en algunas estructuras de muelles, el nivel del agua puede fluctuar como resultado de los efectos de las mareas. Se debe tener cuidado al determinar el nivel de agua que afectará el diagrama de presión neta.

9.4 Tablestacas en voladizo que penetran suelos arenosos

A fin de desarrollar las relaciones para la profundidad adecuada de empotramiento de tablestacas hincadas en un suelo granular, examine la figura 9.8a. El suelo retenido por las tablestacas arriba de la línea de dragado también es arena. El nivel freático está a una profundidad L_1 debajo de la parte superior del muro.

www.elsolucionario.org

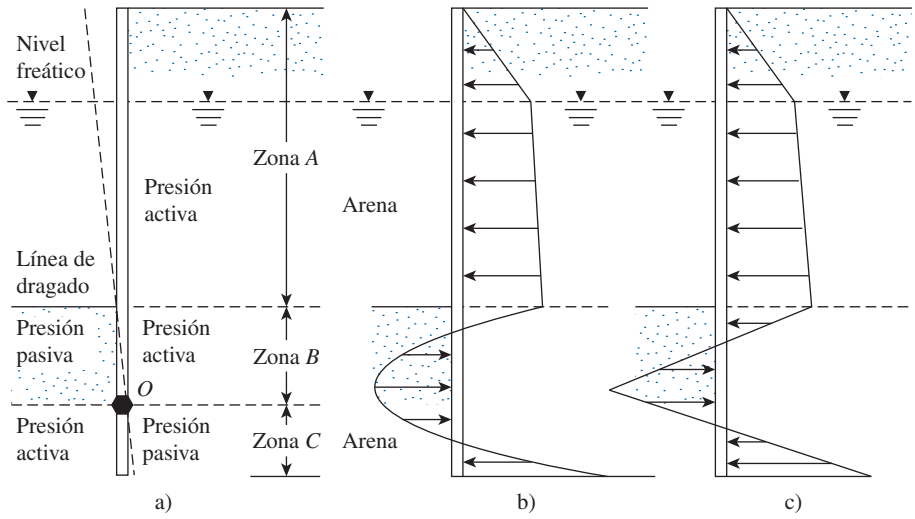


Figura 9.7 Tablestaca en voladizo que penetra arena.

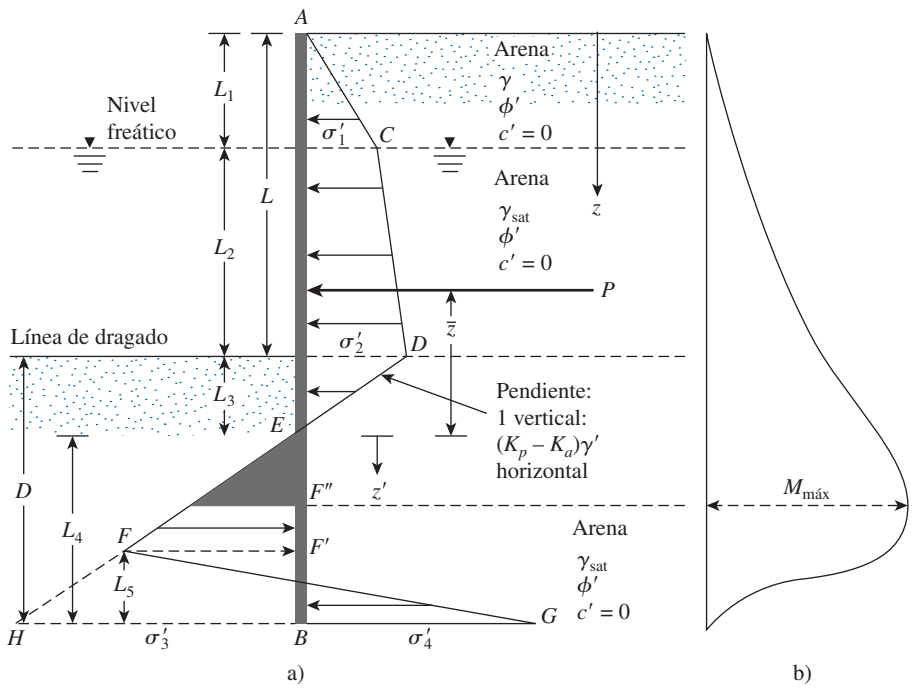


Figura 9.8 Tablestaca en voladizo que penetra arena: a) variación del diagrama de presión neta; b) variación del momento.

Sea el ángulo de fricción efectivo de la arena ϕ'. La intensidad de la presión activa a una profundidad $z = L_1$ es

$$\sigma'_1 = \gamma L_1 K_a \tag{9.1}$$

donde

K_a = coeficiente de presión activa de Rankine = $\tan^2(45 - \phi'/2)$
γ = peso específico del suelo arriba del nivel freático

De manera similar, la presión activa a una profundidad $z = L_1 + L_2$ (es decir, al nivel de la línea de dragado) es

$$\sigma'_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a \tag{9.2}$$

donde γ' = peso específico efectivo del suelo = $\gamma_{sat} - \gamma_w$.

Observe que, al nivel de la línea de dragado, las presiones hidrostáticas de los dos 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 se muestra en la figura 9.7a, un ingeniero tiene que considerar la presión pasiva que actúa desde el lado izquierdo (el lado de agua) hacia el lado derecho (el lado de tierra) del muro y también la presión activa que actúa desde el lado derecho hacia el izquierdo del muro. Para esos casos, ignorando la presión hidrostática de los dos lados del muro, la presión activa a la profundidad z es

$$\sigma'_a = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma'(z - L_1 - L_2)] K_a \tag{9.3}$$

Además, la presión pasiva a la profundidad z es

$$\sigma'_p = \gamma'(z - L_1 - L_2) K_p \tag{9.4}$$

donde K_p = coeficiente de presión pasiva de Rankine = $\tan^2(45 + \phi'/2)$.

Al combinar las ecuaciones (9.3) y (9.4) se obtiene la presión lateral neta, que es,

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma'_a - \sigma'_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a - \gamma'(z - L_1 - L_2)(K_p - K_a) \\ &= \sigma'_2 - \gamma'(z - L)(K_p - K_a) \end{aligned} \tag{9.5}$$

donde $L = L_1 + L_2$.

La presión neta, σ' es igual a cero a una profundidad L_3 debajo de la línea de dragado, por lo tanto,

$$\sigma'_2 - \gamma'(z - L)(K_p - K_a) = 0$$

o

$$(z - L) = L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma'(K_p - K_a)} \tag{9.6}$$

La ecuación (9.6) indica que la pendiente de la distribución de la presión neta, la línea *DEF* es 1 vertical a $(K_p - K_a)\gamma'$ horizontal, por lo tanto, en el diagrama de presión,

$$\overline{HB} = \sigma'_3 = L_4(K_p - K_a)\gamma' \tag{9.7}$$

En el fondo de la tablestaca, la presión pasiva, σ'_p, actúa desde el lado derecho hacia el izquierdo y la presión activa lo hace desde el lado izquierdo hacia el derecho de la tablestaca, por lo tanto, en $z = L + D$,

$$\sigma'_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D)K_p \tag{9.8}$$

A la misma profundidad,

$$\sigma'_a = \gamma' D K_a \tag{9.9}$$

De aquí, la presión lateral neta en el fondo de la tablestaca es

$$\begin{aligned}\sigma'_p - \sigma'_a = \sigma'_4 &= (\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_p + \gamma' D(K_p - K_a) \\ &= (\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_p + \gamma' L_3(K_p - K_a) + \gamma' L_4(K_p - K_a) \\ &= \sigma'_5 + \gamma' L_4(K_p - K_a)\end{aligned} \tag{9.10}$$

donde

$$\sigma'_5 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_p + \gamma' L_3(K_p - K_a) \tag{9.11}$$

$$D = L_3 + L_4 \tag{9.12}$$

Para la estabilidad del muro, ahora se pueden aplicar los principios de la estática:

$$\Sigma \text{ de fuerzas horizontales por longitud unitaria del muro} = 0$$

y

$$\Sigma \text{ del momento de las fuerzas por longitud unitaria del muro respecto al punto } B = 0$$

Para la suma de las fuerzas horizontales, se tiene

$$\text{Área del diagrama de presiones } ACDE - \text{área de } EFHB + \text{área de } FHBG = 0$$

o

$$P - \tfrac{1}{2}\sigma'_3 L_4 + \tfrac{1}{2}L_5(\sigma'_3 + \sigma'_4) = 0 \tag{9.13}$$

donde P = área del diagrama de presión *ACDE*.

Sumando el momento de todas las fuerzas respecto al punto *B* se obtiene

$$P(L_4 + \bar{z}) - \left(\frac{1}{2}L_4\sigma'_3\right)\left(\frac{L_4}{3}\right) + \frac{1}{2}L_5(\sigma'_3 + \sigma'_4)\left(\frac{L_5}{3}\right) = 0 \tag{9.14}$$

De la ecuación (9.13),

$$L_5 = \frac{\sigma'_3 L_4 - 2P}{\sigma'_3 + \sigma'_4} \tag{9.15}$$

www.elsolucionario.org

Al combinar las ecuaciones (9.7), (9.10), (9.14) y (9.15) y simplificándolas aún más, se obtiene la siguiente ecuación de cuarto grado de L_4:

$$L_4^4 + A_1 L_4^3 - A_2 L_4^2 - A_3 L_4 - A_4 = 0 \tag{9.16}$$

En esta ecuación,

$$A_1 = \frac{\sigma_5'}{\gamma'(K_p - K_a)} \tag{9.17}$$

$$A_2 = \frac{8P}{\gamma'(K_p - K_a)} \tag{9.18}$$

$$A_3 = \frac{6P[2\bar{z}\gamma'(K_p - K_a) + \sigma_5']}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2} \tag{9.19}$$

$$A_4 = \frac{P(6\bar{z}\sigma_5' + 4P)}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2} \tag{9.20}$$

Procedimiento paso a paso para obtener el diagrama de presión

Con base en la teoría anterior, un procedimiento paso a paso para obtener el diagrama de presión para un muro de tablestacas en voladizo que penetra un suelo granular es el siguiente:

Paso 1. Se calcula K_a y K_p.
Paso 2. Se calcula σ_1' [ecuación (9.1)] y σ_2' [ecuación (9.2)]. (*Nota:* L_1 y L_2 serán dados.)
Paso 3. Se calcula L_3 [ecuación (9.6)].
Paso 4. Se calcula P.
Paso 5. Se calcula $\bar{z}$ (es decir, el centro de presión para el área *ACDE*) tomando el momento respecto a E.
Paso 6. Se calcula σ_5' [ecuación (9.11).
Paso 7. Se calculan A_1, A_2, A_3 y A_4 [ecuaciones (9.17) a (9.20)].
Paso 8. Se resuelve la ecuación (9.16) mediante prueba y error para determinar L_4.
Paso 9. Se calcula σ_4' [ecuación (9.10)].
Paso 10. Se calcula σ_3' [ecuación (9.7)].
Paso 11. Se obtiene L_5 de la ecuación (9.15).
Paso 12. Se traza un diagrama de la distribución de presión como el que se muestra en la figura 9.8a.
Paso 13. Se obtiene la profundidad teórica [consulte la ecuación (9.12)] de penetración como $L_3 + L_4$. La profundidad de penetración real se incrementa en aproximadamente 20 a 30%.

Observe que algunos diseñadores prefieren utilizar un factor de seguridad en el coeficiente de presión pasiva de tierra al inicio. En ese caso, en el paso 1,

$$K_{p(\text{diseño})} = \frac{K_p}{\text{FS}}$$

donde FS = factor de seguridad (usualmente entre 1.5 y 2).

Para este tipo de análisis se siguen los pasos 1 a 12 con el valor de $K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$ y $K_{p(\text{diseño})}$ (en lugar de K_p). Ahora se puede determinar la profundidad de penetración real sumando L_3, obtenida en el paso 3 y L_4, obtenida en el paso 8.

Cálculo del momento flexionante máximo

La naturaleza de la variación del diagrama de momento para un muro de tablestacas en voladizo se muestra en la figura 9.8b. El momento máximo ocurrirá entre los puntos E y F'. La obtención del momento máximo ($M_{\text{máx}}$) por longitud unitaria del muro requiere determinar el punto de cortante nulo. Para un eje nuevo z' (con origen en el punto E) para cortante nulo,

$$P = \tfrac{1}{2}(z')^2(K_p - K_a)\gamma'$$

o

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}} \tag{9.21}$$

Una vez que se determina el punto de fuerza cortante nula (punto F'' en la figura 9.8a), la magnitud del momento máximo se puede determinar como

$$M_{\text{máx}} = P(\bar{z} + z') - [\tfrac{1}{2}\gamma' z'^2(K_p - K_a)](\tfrac{1}{3})z' \tag{9.22}$$

Luego se dimensiona el perfil necesario de la tablestaca de acuerdo con el esfuerzo de flexión permisible del material de la tablestaca, o

$$S = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{perm}}} \tag{9.23}$$

donde

S = módulo de sección de la tablestaca requerido por longitud unitaria de la estructura
σ_{perm} = esfuerzo de flexión permisible de la tablestaca

Ejemplo 9.1

En la figura 9.9 se muestra una tablestaca en voladizo que penetra un suelo granular. Aquí, $L_1 = 2$ 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 tablestacas?
c. ¿Cuál debe ser el módulo de sección mínimo de las tablestacas? Utilice $\sigma_{\text{perm}} = 172$ MN/m^2.

Solución

Parte a

Utilizando la figura 9.8a para el diagrama de distribución de la presión, ahora se puede elaborar la tabla siguiente para un cálculo paso a paso.

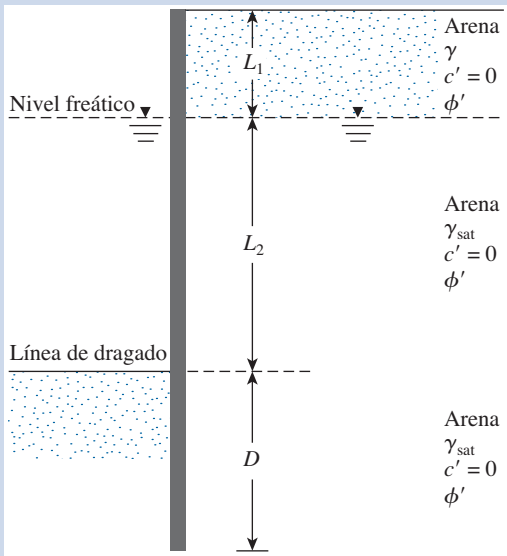


Figura 9.9 Muro de tablestacas en voladizo.

Cantidad requerida	Ecuación núm.	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	—	$\tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{32}{2}\right) = 3.25$
σ_1'	9.1	$\gamma L_1 K_a = (15.9)(2)(0.307) = 9.763\ \text{kN/m}^2$
σ_2'	9.2	$(\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_a = [(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)(3)](0.307) = 18.53\ \text{kN/m}^2$
L_3	9.6	$\frac{\sigma_2'}{\gamma'(K_p - K_a)} = \frac{18.53}{(19.33 - 9.81)(3.25 - 0.307)} = 0.66\ \text{m}$
P	—	$\frac{1}{2}\sigma_1' L_1 + \sigma_1' L_2 + \frac{1}{2}(\sigma_2' - \sigma_1')L_2 + \frac{1}{2}\sigma_2' L_3$ $= (\frac{1}{2})(9.763)(2) + (9.763)(3) + (\frac{1}{2})(18.53 - 9.763)(3)$ $+ (\frac{1}{2})(18.53)(0.66)$ $= 9.763 + 29.289 + 13.151 + 6.115 = 58.32\ \text{kN/m}$
$\bar{z}$	—	$\frac{\Sigma M_E}{P} = \frac{1}{58.32}\left[\begin{array}{l} 9.763(0.66 + 3 + \frac{2}{3}) + 29.289(0.66 + \frac{3}{2}) \\ + 13.151(0.66 + \frac{3}{3}) + 6.115(0.66 \times \frac{2}{3}) \end{array}\right] = 2.23\ \text{m}$
σ_5'	9.11	$(\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_p + \gamma' L_3(K_p - K_a) = [(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)(3)](3.25)$ $+ (19.33 - 9.81)(0.66)(3.25$ $- 0.307) = 214.66\ \text{kN/m}^2$
A_1	9.17	$\frac{\sigma_5'}{\gamma'(K_p - K_a)} = \frac{214.66}{(19.33 - 9.81)(3.25 - 0.307)} = 7.66$
A_2	9.18	$\frac{8P}{\gamma'(K_p - K_a)} = \frac{(8)(58.32)}{(19.33 - 9.81)(3.25 - 0.307)} = 16.65$

www.elsolucionario.org

A_3	9.19	$\dfrac{6P[2\bar{z}\gamma'(K_p - K_a) + \sigma'_5]}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2}$ $= \dfrac{(6)(58.32)[(2)(2.23)(19.33 - 9.81)(3.25 - 0.307) + 214.66]}{(19.33 - 9.81)^2(3.25 - 0.307)^2}$ $= 151.93$
A_4	9.20	$\dfrac{P(6\bar{z}\sigma'_5 + 4P)}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2} = \dfrac{58.32[(6)(2.23)(214.66) + (4)(58.32)]}{(19.33 - 9.81)^2(3.25 - 0.307)^2}$ $= 230.72$
L_4	9.16	$L_4^4 + A_1L_4^3 - A_2L_4^2 - A_3L_4 - A_4 = 0$ $L_4^4 + 7.66L_4^3 - 16.65L_4^2 - 151.93L_4 - 230.72 = 0;\ L_4 \approx 4.8$ m

Por lo tanto,

$$D_{\text{teórica}} = L_3 + L_4 = 0.66 + 4.8 = \mathbf{5.46\ m}$$

Parte b

La longitud total de las tablestacas es

$$L_1 + L_2 + 1.3(L_3 + L_4) = 2 + 3 + 1.3(5.46) = \mathbf{12.1\ m}$$

Parte c

Por último, se tiene la tabla siguiente:

Cantidad requerida	Ecuación núm.	Ecuación y cálculo
z'	9.21	$\sqrt{\dfrac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}} = \sqrt{\dfrac{(2)(58.32)}{(3.25 - 0.307)(19.33 - 9.81)}} = 2.04$ m
$M_{\text{máx}}$	9.22	$P(\bar{z} + z') - \left[\dfrac{1}{2}\gamma' z'^2(K_p - K_a)\right]\dfrac{z'}{3} = (58.32)(2.23 + 2.04)$ $-\left[\left(\dfrac{1}{2}\right)(19.33 - 9.81)(2.04)^2(3.25 - 0.307)\right]\dfrac{2.04}{3}$ $= 209.39\ \text{kN}\cdot\text{m/m}$
S	9.29	$\dfrac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{perm}}} = \dfrac{209.39\ \text{kN}\cdot\text{m}}{172 \times 10^3\ \text{kN/m}^2} = \mathbf{1.217 \times 10^{-3}\ m^3/m\ de\ muro}$ ■

9.5 Casos especiales de muros en voladizo que penetran un suelo arenoso

Muro de tablestacas sin nivel freático

En ausencia del nivel freático, el diagrama de presión neta sobre el muro de tablestacas en voladizo será como se muestra en la figura 9.10, que es una versión modificada de la figura 9.8. En este caso,

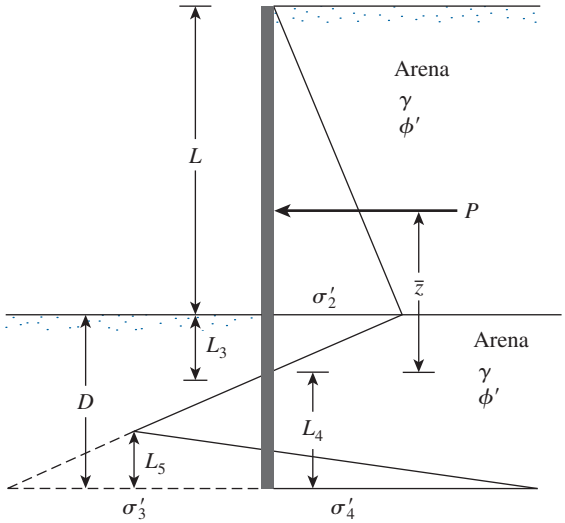


Figura 9.10 Tablestaca que penetra un suelo arenoso sin nivel freático.

$$\sigma_2' = \gamma L K_a \tag{9.24}$$

$$\sigma_3' = L_4(K_p - K_a)\gamma \tag{9.25}$$

$$\sigma_4' = \sigma_5' + \gamma L_4(K_p - K_a) \tag{9.26}$$

$$\sigma_5' = \gamma L K_p + \gamma L_3(K_p - K_a) \tag{9.27}$$

$$L_3 = \frac{\sigma_2'}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{LK_a}{(K_p - K_a)} \tag{9.28}$$

$$P = \tfrac{1}{2}\sigma_2' L + \tfrac{1}{2}\sigma_2' L_3 \tag{9.29}$$

$$\bar{z} = L_3 + \frac{L}{3} = \frac{LK_a}{K_p - K_a} + \frac{L}{3} = \frac{L(2K_a + K_p)}{3(K_p - K_a)} \tag{9.30}$$

y la ecuación (9.16) se transforma en

$$L_4^4 + A_1' L_4^3 - A_2' L_4^2 - A_3' L_4 - A_4' = 0 \tag{9.31}$$

donde

$$A_1' = \frac{\sigma_5'}{\gamma(K_p - K_a)} \tag{9.32}$$

$$A_2' = \frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} \tag{9.33}$$

$$A_3' = \frac{6P[2\bar{z}\gamma(K_p - K_a) + \sigma_5']}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} \tag{9.34}$$

$$A_4' = \frac{P(6\bar{z}\sigma_5' + 4P)}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} \tag{9.35}$$

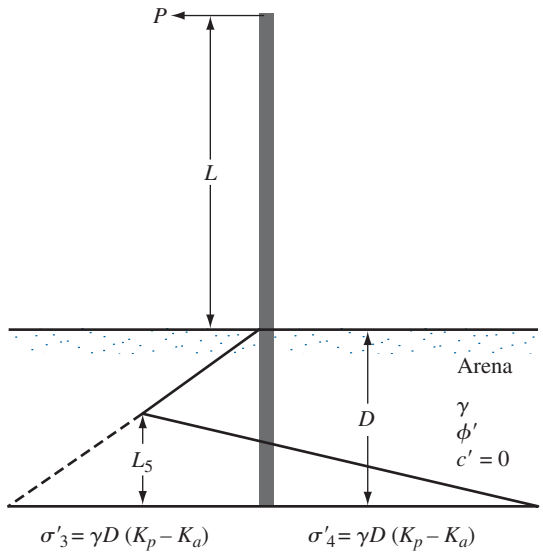


Figura 9.11 Tablestaca en voladizo simple que penetra un estrato de arena.

Tablestaca en voladizo simple

En la figura 9.11 se muestra un muro de tablestacas en voladizo simple que penetra un suelo arenoso y sometido a una carga lineal de P por longitud unitaria del muro. Para este caso,

$$D^4 - \left[\frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)}\right]D^2 - \left[\frac{12PL}{\gamma(K_p - K_a)}\right]D - \left[\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)}\right]^2 = 0 \tag{9.36}$$

$$L_5 = \frac{\gamma(K_p - K_a)D^2 - 2P}{2D(K_p - K_a)\gamma} \tag{9.37}$$

$$M_{\text{máx}} = P(L + z') - \frac{\gamma z'^3(K_p - K_a)}{6} \tag{9.38}$$

y

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma'(K_p - K_a)}} \tag{9.39}$$

Ejemplo 9.2

Vuelva a hacer las partes a y b del ejemplo 9.1, suponiendo que no hay nivel freático. Utilice $\gamma = 15.9\ \text{kN/m}^3$ y $\phi' = 32°$. *Nota:* $L = 5$ m.

www.elsolucionario.org

Solución

Parte a

Cantidad requerida	Ecuación núm.	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	—	$\tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{32}{2}\right) = 3.25$
σ_2'	9.24	$\gamma L K_a = (15.9)(5)(0.307) = 24.41 \text{ kN/m}^2$
L_3	9.28	$\frac{LK_a}{K_p - K_a} = \frac{(5)(0.307)}{3.25 - 0.307} = 0.521 \text{ m}$
σ_5'	9.27	$\gamma L K_p + \gamma L_3 (K_p - K_a) = (15.9)(5)(3.25) + (15.9)(0.521)(3.25 - 0.307) = 282.76 \text{ kN/m}^2$
P	9.29	$\frac{1}{2}\sigma_2' L + \frac{1}{2}\sigma_2' L_3 = \frac{1}{2}\sigma_2'(L + L_3) = (\frac{1}{2})(24.41)(5 + 0.521) = 67.38 \text{ kN/m}$
$\bar{z}$	9.30	$\frac{L(2K_a + K_p)}{3(K_p - K_a)} = \frac{5[(2)(0.307) + 3.25]}{3(3.25 - 0.307)} = 2.188 \text{ m}$
A_1'	9.32	$\frac{\sigma_5'}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{282.76}{(15.9)(3.25 - 0.307)} = 6.04$
A_2'	9.33	$\frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{(8)(67.38)}{(15.9)(3.25 - 0.307)} = 11.52$
A_3'	9.34	$\frac{6P[2\bar{z}\gamma(K_p - K_a) + \sigma_5']}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} = \frac{(6)(67.38)[(2)(2.188)(15.9)(3.25 - 0.307) + 282.76]}{(15.9)^2(3.25 - 0.307)^2} = 90.01$
A_4'	9.35	$\frac{P(6\bar{z}\sigma_5' + 4P)}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} = \frac{(67.38)[(6)(2.188)(282.76) + (4)(67.38)]}{(15.9)^2(3.25 - 0.307)^2} = 122.52$
L_4	9.31	$L_4^4 + A_1' L_4^3 - A_2' L_4^2 - A_3' L_4 - A_4' = 0$ $L_4^4 + 6.04 L_4^3 - 11.52 L_4^2 - 90.01 L_4 - 122.52 = 0;\ L_4 \approx 4.1 \text{ m}$

$$D_{\text{teórica}} = L_3 + L_4 = 0.521 + 4.1 \approx \mathbf{4.7\ m}$$

Parte b

Longitud total, $L + 1.3(D_{\text{teórica}}) = 5 + 1.3(4.7) = \mathbf{11.11\ m}$ ■

9.6 Tablestacas en voladizo que penetran arcilla

En ocasiones, las tablestacas en voladizo se deben hincar en un estrato de arcilla con una cohesión no drenada c ($\phi = 0$). El diagrama de presión neta será un poco diferente del que se muestra en la figura 9.8a. En la figura 9.12 se muestra un muro de tablestacas en voladizo hincado en arcilla con un relleno de suelo granular arriba del nivel de la línea de dragado. El nivel freático se encuentra a

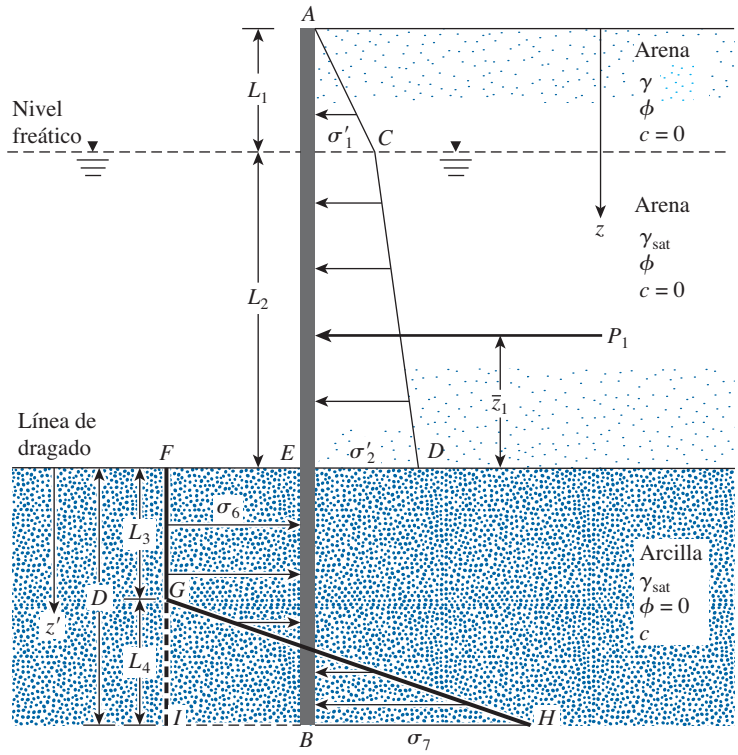


Figura 9.12 Tablestaca en voladizo que penetra arcilla

una profundidad L_1 debajo de la parte superior del muro. Igual que antes, las ecuaciones (9.1) y (9.2) dan la intensidad de las presiones netas σ'_1 y σ'_2 y se puede trazar el diagrama para la distribución de la presión arriba del nivel de la línea de dragado. Ahora se puede determinar el diagrama para la distribución de la presión neta debajo de la línea de dragado como sigue.

A cualquier profundidad mayor que $L_1 + L_2$, para $\phi = 0$, el coeficiente de presión activa de tierra de Rankine $K_a = 1$. De manera similar, para $\phi = 0$, el coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine $K_p = 1$. Por consiguiente, arriba del punto de rotación (punto O en la figura 9.7a), la presión activa, de derecha a izquierda es

$$\sigma_a = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma'(z - L_1 - L_2)] - 2c \tag{9.40}$$

De manera similar, la presión pasiva de izquierda a derecha se puede expresar como

$$\sigma_p = \gamma'(z - L_1 - L_2) + 2c \tag{9.41}$$

Por lo tanto, la presión neta es

$$\begin{aligned}\sigma_6 = \sigma_p - \sigma_a &= [\gamma'(z - L_1 - L_2) + 2c] \\ &\quad - [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma'(z - L_1 - L_2)] + 2c \\ &= 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)\end{aligned} \tag{9.42}$$

En el fondo de la tablestaca, la presión pasiva de derecha a izquierda es

$$\sigma_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D) + 2c \tag{9.43}$$

De igual forma, la presión activa de izquierda a derecha es

$$\sigma_a = \gamma_{sat} D - 2c \tag{9.44}$$

De aquí, la presión neta es

$$\sigma_7 = \sigma_p - \sigma_a = 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \tag{9.45}$$

Para el análisis de equilibrio, $\Sigma F_H = 0$; es decir, el área del diagrama de presión *ACDE* menos el área de *EFIB* más el 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*.

Al simplificar la ecuación anterior se obtiene

$$L_4 = \frac{D[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - P_1}{4c} \tag{9.46}$$

Ahora, tomando el momento respecto al punto *B* ($\Sigma M_B = 0$) se obtiene

$$P_1(D + \bar{z}_1) - [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)]\frac{D^2}{2} + \frac{1}{2} L_4(8c)\left(\frac{L_4}{3}\right) = 0 \tag{9.47}$$

donde $\bar{z}_1$ = distancia del centro de presión del diagrama de presión *ACDE*, medida desde el nivel de la línea de dragado.

Al combinar las ecuaciones (9.46) y (9.47) se obtiene

$$D^2[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2c} = 0 \tag{9.48}$$

La ecuación (9.48) se puede despejar para obtener *D*, la profundidad de penetración teórica del estrato de arcilla por la tablestaca.

Procedimiento paso a paso para obtener el diagrama de presión

Paso 1. Se calcula $K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$ para el suelo granular (relleno).
Paso 2. Se obtienen σ'_1 y σ'_2 [consulte las ecuaciones (9.1) y (9.2)].
Paso 3. Se calculan P_1 y $\bar{z}_1$.
Paso 4. Se utiliza la ecuación (9.48) para obtener el valor teórico de *D*.
Paso 5. Utilizando la ecuación (9.46), se calcula L_4.
Paso 6. Se calculan σ_6 y σ_7. [Consulte las ecuaciones (9.42) y (9.45)].
Paso 7. Se traza el diagrama de distribución de la presión como se muestra en la figura 9.12.
Paso 8. La profundidad de penetración real es

$$D_{real} = 1.4 \text{ a } 1.6(D_{teórica})$$

www.elsolucionario.org

Momento flexionante máximo

De acuerdo con la figura 9.12, el momento máximo (cortante nulo) estará entre $L_1 + L_2 < z < L_1 + L_2 + L_3$. Utilizando un nuevo sistema coordenado z' (con $z' = 0$ en la línea de dragado) para cortante nulo da

$$P_1 - \sigma_6 z' = 0$$

o

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} \tag{9.49}$$

Ahora se puede obtener la magnitud del momento máximo:

$$M_{\text{máx}} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2} \tag{9.50}$$

Al conocer el momento flexionante máximo, se determina el módulo de sección de la tablestaca con la ecuación (9.23).

Ejemplo 9.3

En la figura 9.13, para el muro de tablestacas, determine:

a. La profundidad de penetración teórica y real. Utilice $D_{\text{real}} = 1.5D_{\text{teórica}}$.
b. El tamaño mínimo necesario de la sección de la tablestaca. Utilice $\sigma_{\text{perm}} = 172.5\ \text{MN/m}^2$.

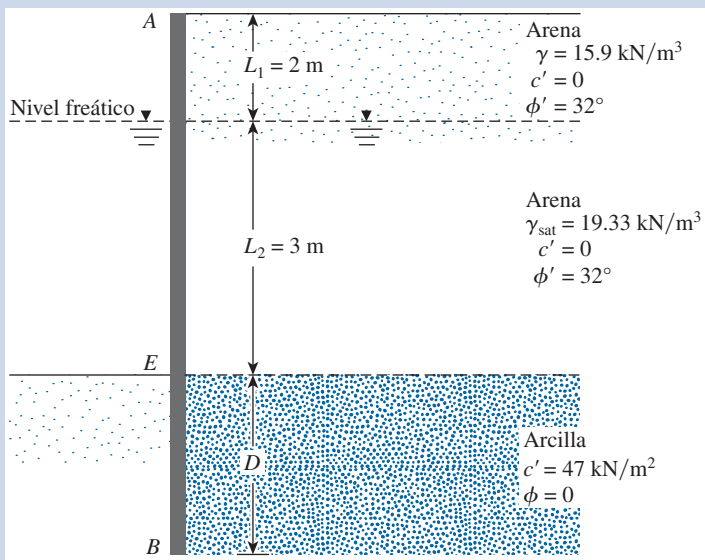


Figura 9.13 Tablestaca en voladizo que penetra arcilla saturada.

Solución

Se seguirá el procedimiento paso a paso dado en la sección 9.6:

Paso 1.

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{32}{2}\right) = 0.307$$

Paso 2.

$$\sigma_1' = \gamma L_1 K_a = (15.9)(2)(0.307) = 9.763 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma_2' = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a = [(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3]0.307$$
$$= 18.53 \text{ kN/m}^2$$

Paso 3. Del diagrama de la distribución de la presión neta dado en la figura 9.12, se tiene

$$P_1 = \frac{1}{2}\sigma_1' L_1 + \sigma_1' L_2 + \frac{1}{2}(\sigma_2' - \sigma_1') L_2$$
$$= 9.763 + 29.289 + 13.151 = 52.2 \text{ kN/m}$$

y

$$\bar{z}_1 = \frac{1}{52.2}\left[9.763\left(3 + \frac{2}{3}\right) + 29.289\left(\frac{3}{2}\right) + 13.151\left(\frac{3}{3}\right)\right]$$
$$= 1.78 \text{ m}$$

Paso 4. De la ecuación (9.48),

$$D^2[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2c} = 0$$

Al sustituir los valores adecuados se obtiene

$$D^2\{(4)(47) - [(2)(15.9) + (19.33 - 9.81)3]\} - 2D(52.2)$$
$$- \frac{52.2[52.2 + (12)(47)(1.78)]}{[(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3] + (2)(47)} = 0$$

o

$$127.64D^2 - 104.4D - 357.15 = 0$$

Al resolver la ecuación anterior, se obtiene $D = 2.13$ m.

Paso 5. De la ecuación (9.46),

$$L_4 = \frac{D[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - P_1}{4c}$$

y

$$4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = (4)(47) - [(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3]$$
$$= 127.64 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$L_4 = \frac{2.13(127.64) - 52.2}{(4)(47)} = 1.17 \text{ m}$$

Paso 6.

$$\sigma_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 127.64 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma_7 = 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 248.36 \text{ kN/m}^2$$

Paso 7. Ahora se puede trazar el diagrama de la distribución de la presión neta, como se muestra en la figura 9.12.

Paso 8. $D_{\text{real}} \approx 1.5 D_{\text{teórica}} = 1.5(2.13) \approx \mathbf{3.2\ m}$

Cálculo del momento máximo

De la ecuación (9.49),

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} = \frac{52.2}{127.64} \approx 0.41 \text{ m}$$

De nuevo, de la ecuación (9.50),

$$M_{\text{máx}} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2}$$

Por lo tanto,

$$M_{\text{máx}} = 52.2(0.41 + 1.78) - \frac{127.64(0.41)^2}{2}$$
$$= 114.32 - 10.73 = 103.59 \text{ kN-m/m}$$

El módulo de sección mínimo requerido (suponiendo que $\sigma_{\text{perm}} = 172.5 \text{ MN/m}^2$) es

$$S = \frac{103.59 \text{ kN-m/m}}{172.5 \times 10^3 \text{ kN/m}^2} = \mathbf{0.6 \times 10^{-3}\ m^3/m\ del\ muro}$$ ■

9.7 Casos especiales para muros en voladizo que penetran arena

Muro de tablestacas sin nivel freático

Igual que en la sección 9.5, también se pueden deducir relaciones en casos especiales para muros de tablestacas en voladizo que penetran arcilla. Con referencia a la figura 9.14, se puede escribir

$$\sigma_2' = \gamma L K_a \tag{9.51}$$
$$\sigma_6 = 4c - \gamma L \tag{9.52}$$
$$\sigma_7 = 4c + \gamma L \tag{9.53}$$
$$P_1 = \tfrac{1}{2} L \sigma_2' = \tfrac{1}{2} \gamma L^2 K_a \tag{9.54}$$

y

$$L_4 = \frac{D(4c - \gamma L) - \frac{1}{2}\gamma L^2 K_a}{4c} \tag{9.55}$$

www.elsolucionario.org

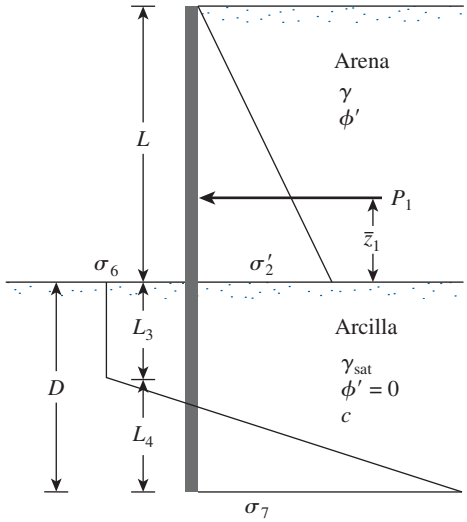


Figura 9.14 Muro de tablestacas que penetra arcilla.

La profundidad, D, de penetración teórica se puede calcular [de manera similar al cálculo de la ecuación (9.48)] como

$$D^2(4c - \gamma L) - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{\gamma L + 2c} = 0 \tag{9.56}$$

donde $\bar{z}_1 = \dfrac{L}{3}$. (9.57)

La magnitud del momento máximo en el muro es

$$M_{\text{máx}} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2} \tag{9.58}$$

donde $z' = \dfrac{P_1}{\sigma_6} = \dfrac{\frac{1}{2}\gamma L^2 K_a}{4c - \gamma L}$. (9.59)

Muro de tablestacas en voladizo libre que penetra arcilla

En la figura 9.15 se muestra un muro de tablestacas en voladizo libre que penetra un estrato de arcilla. El muro está sometido a una carga lineal P por longitud unitaria. Para este caso,

$$\sigma_6 = \sigma_7 = 4c \tag{9.60}$$

La profundidad, D, de penetración se puede obtener de la relación

$$4D^2c - 2PD - \frac{P(P + 12cL)}{2c} = 0 \tag{9.61}$$

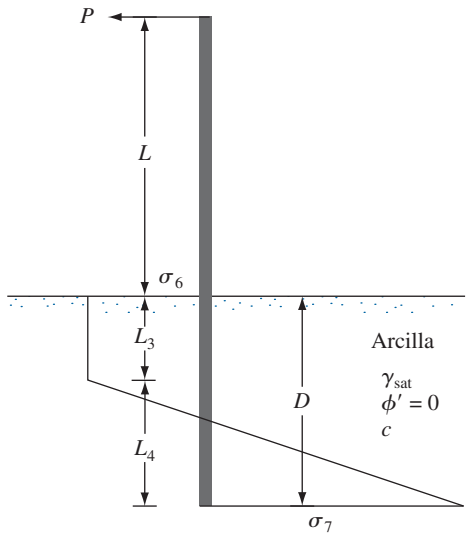


Figura 9.15 Tablestaca en voladizo libre que penetra arcilla.

Además, observe que, para elaborar el diagrama de presión,

$$L_4 = \frac{4cD - P}{4c} \tag{9.62}$$

El momento máximo en el muro es

$$M_{\text{máx}} = P(L + z') - \frac{4cz'^2}{2} \tag{9.63}$$

donde $$z' = \frac{P}{4c} \tag{9.64}$$

Ejemplo 9.4

Remítase al muro de tablestacas en voladizo libre que se muestra en la figura 9.15, para el cual $P = 32$ kN/m, $L = 3.5$ m y $c = 12$ kN/m^2. Calcule la profundidad de penetración teórica.

Solución

De la ecuación (9.61),

$$4D^2c - 2PD - \frac{P(P + 12cL)}{2c} = 0$$

$$(4)(D^2)(12) - (2)(32)(D) - \frac{32[32 + (12)(12)(3.5)]}{(2)(12)} = 0$$

$$48D^2 - 64D - 714.7 = 0$$

De aquí $D \approx$ **4.6 m.** ■

9.8 Muros de tablestacas ancladas

Cuando la altura del material de relleno detrás de un muro de tablestacas en voladizo excede aproximadamente 6 m, resulta más económico anclar el muro cerca de su parte superior a placas de anclaje, muros de anclaje o pilotes de anclaje. A este tipo de construcción se le refiere como *muro de tablestacas ancladas* o *muro anclado*. Los anclajes minimizan la profundidad de penetración requerida por las tablestacas y también reducen su área de la sección transversal y el peso de las tablestacas necesarias para la construcción del muro. Sin embargo, los tirantes y anclajes se deben diseñar cuidadosamente.

Los dos métodos básicos de diseño de muros de tablestacas son a) el método de *apoyo simple en la tierra* y b) método de *apoyo empotrado en la tierra*. En la figura 9.16 se muestra la naturaleza supuesta de la deflexión de las tablestacas para los dos métodos.

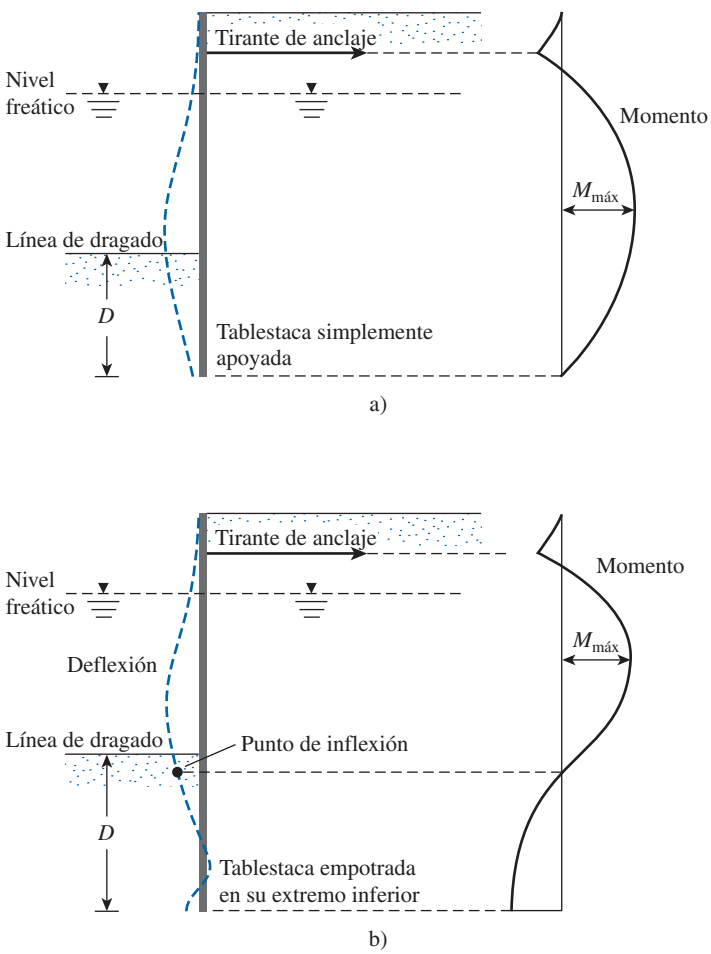


Figura 9.16 Naturaleza de la variación de la deflexión y del momento para tablestacas ancladas: a) método de apoyo simple en la tierra; b) método de apoyo empotrado de la tierra.

www.elsolucionario.org

El método de apoyo simple en la tierra comprende una profundidad de penetración mínima. Debajo de la línea de dragado, no existe un punto pivote para el sistema estático. La naturaleza de la variación del momento flexionante con la profundidad para los dos métodos también se muestra en la figura 9.16. Observe que

$$D_{\text{tierra libre}} < D_{\text{empotrada en tierra}}$$

9.9 Método de apoyo simple en tierra para penetración en suelo arenoso

En la figura 9.17 se muestra un muro de tablestacas ancladas con un relleno de suelo granular; el muro se hincó en suelo granular. El tirante que conecta la tablestaca y el ancla se ubica a una profundidad l_1 debajo de la parte superior del muro de tablestacas.

El diagrama de la distribución de la presión neta arriba de la línea de dragado es similar al que se muestra en la figura 9.8. A una profundidad $z = L_1$, $\sigma'_1 = \gamma L_1 K_a$ y en $z = L_1 + L_2$, $\sigma'_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_a$. 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 (9.6), o

$$L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

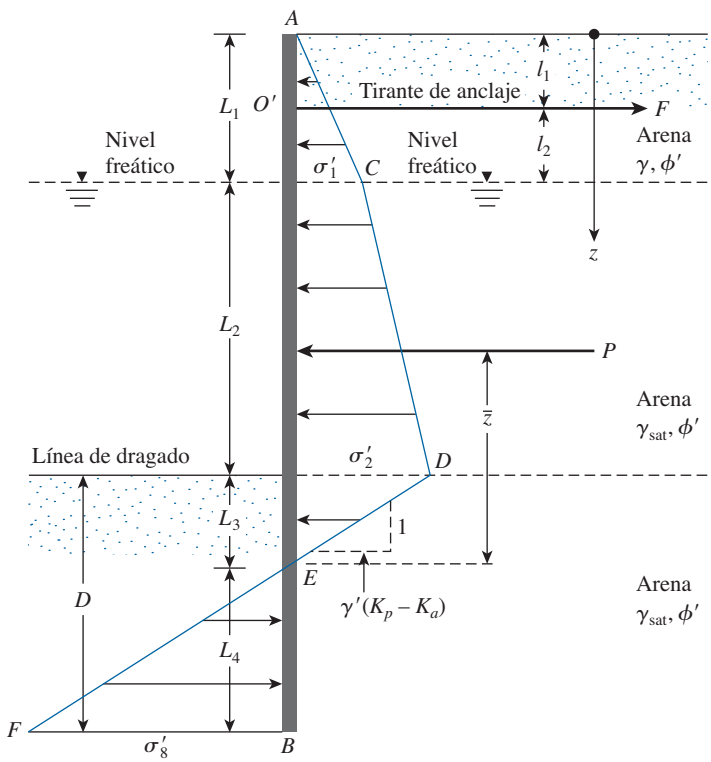


Figura 9.17 Muro de tablestacas anclado que penetra arena.

En $z = L_1 + L_2 + L_3 + L_4$, la presión neta está dada por

$$\sigma'_8 = \gamma'(K_p - K_a)L_4 \tag{9.65}$$

Observe que la pendiente de la línea *DEF* es 1 vertical a $\gamma'(K_p - K_a)$ horizontal.

Para el equilibrio de la tablestaca, Σ de fuerzas horizontales $= 0$ y Σ momentos respecto a $O' = 0$. (*Nota:* el punto O' está ubicado al nivel del tirante).

Sumando las fuerzas en la dirección horizontal (por longitud unitaria del muro) da

$$\text{Área del diagrama de presión } ACDE - \text{área de } EBF - F = 0$$

donde $F =$ tensión en el tirante/longitud unitaria del muro, o

$$P - \tfrac{1}{2}\sigma'_8 L_4 - F = 0$$

o

$$F = P - \tfrac{1}{2}[\gamma'(K_p - K_a)]L_4^2 \tag{9.66}$$

donde $P =$ área del diagrama de presión *ACDE*. Ahora, tomando el momento respecto al punto O' da

$$-P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)] + \tfrac{1}{2}[\gamma'(K_p - K_a)]L_4^2(l_2 + L_2 + L_3 + \tfrac{2}{3}L_4) = 0$$

o

$$L_4^3 + 1.5L_4^2(l_2 + L_2 + L_3) - \frac{3P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)]}{\gamma'(K_p - K_a)} = 0 \tag{9.67}$$

La ecuación (9.67) se puede resolver mediante prueba y error para determinar la profundidad teórica, L_4:

$$D_{\text{teórica}} = L_3 + L_4$$

La profundidad teórica se incrementa en aproximadamente 30 a 40% en la construcción real, o

$$D_{\text{real}} = 1.3 \text{ a } 1.4\, D_{\text{teórica}} \tag{9.68}$$

En el procedimiento paso a paso de la sección 9.4 se indicó que se puede aplicar un factor de seguridad a K_p al inicio [es decir, $K_{p(\text{diseño})} = K_p/\text{FS}$]. Si se aplica, no es necesario aumentar la profundidad teórica en 30 o 40%. Este enfoque es con frecuencia más conservador.

El momento máximo teórico al que se someterá la tablestaca ocurre a una profundidad $z = L_1$ y $z = L_1 + L_2$. La profundidad z para cortante cero y de aquí para momento máximo se puede evaluar a partir de

$$\tfrac{1}{2}\sigma_1' L_1 - F + \sigma_1'(z - L_1) + \tfrac{1}{2}K_a\gamma'(z - L_1)^2 = 0 \tag{9.69}$$

Una vez que se determina el valor de z, la magnitud del momento máximo se obtiene con facilidad.

Ejemplo 9.5

Con los datos: $L_1 = 3.05$ m, $L_2 = 6.1$ m, $l_1 = 1.53$ m, $l_2 = 1.52$ m, $c' = 0$, $\phi' = 30°$, $\gamma = 16$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 19.5$ kN/m^3 y $E = 207 \times 10^3$ MN/m^2 en la figura 9.17.

a. Determine las profundidades de penetración teórica y real. (*Nota:* $D_{real} = 1.3D_{teórica}$).
b. Encuentre la fuerza de anclaje por longitud unitaria del muro.
c. Determine el momento máximo, $M_{máx}$.

Solución

Parte a

Se utiliza la tabla siguiente:

Cantidad requerida	Ecuación núm.	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	—	$\tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{30}{2}\right) = 3$
$K_p - K_a$	—	$3 - 0.333 = 2.667$
γ'	—	$\gamma_{sat} - \gamma_w = 19.5 - 9.81 = 9.69$ kN/m^3
σ_1'	9.1	$\gamma L_1 K_a = (16)(3.05)(\frac{1}{3}) = 16.27$ kN/m^2
σ_2'	9.2	$(\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_a = [(16)(3.05) + (9.69)(6.1)]\frac{1}{3} = 35.97$ kN/m^2
L_3	9.6	$\frac{\sigma_2'}{\gamma'(K_p - K_a)} = \frac{35.97}{(9.69)(2.667)} = 1.39$ m
P	—	$\frac{1}{2}\sigma_1' L_1 + \sigma_2' L_2 + \frac{1}{2}(\sigma_2' - \sigma_1')L_2 + \frac{1}{2}\sigma_2' L_3 = (\frac{1}{2})(16.27)(3.05) + (16.27)(6.1) + (\frac{1}{2})(35.97 - 16.27)(6.1) + (\frac{1}{2})(35.97)(1.39) = 24.81 + 99.25 + 60.01 + 25 = 209.07$ kN/m
$\bar{z}$	—	$\frac{\Sigma M_E}{P} = \left[(24.81)\left(1.39 + 6.1 + \frac{3.05}{3}\right) + (99.25)\left(1.39 + \frac{6.1}{2}\right) + (60.01)\left(1.39 + \frac{6.1}{3}\right) + (25)\left(\frac{2 \times 1.39}{3}\right)\right]\frac{1}{209.07}$ $= 4.21$ m

www.elsolucionario.org

L_4	9.67	$L_4^3 + 1.5L_4^2(l_2 + L_2 + L_3) - \dfrac{3P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)]}{\gamma'(K_p - K_a)} = 0$
		$L_4^3 + 1.5L_4^2(1.52 + 6.1 + 1.39)$
		$- \dfrac{(3)(209.07)[(3.05 + 6.1 + 1.39) - (4.21 + 1.53)]}{(9.69)(2.667)} = 0$
		$L_4 = 2.7$ m
$D_{\text{teoría}}$	—	$L_3 + L_4 = 1.39 + 2.7 = 4.09 \approx$ **4.1 m**
D_{real}	—	$1.3D_{\text{teoría}} = (1.3)(4.1) =$ **5.33 m**

Parte b

La fuerza de anclaje por longitud unitaria del muro es

$$F = P - \tfrac{1}{2}\gamma'(K_p - K_a)L_4^2$$
$$= 209.07 - \left(\tfrac{1}{2}\right)(9.69)(2.667)(2.7)^2 = 114.87 \text{ kN/m} \approx \textbf{115 kN/m}$$

Parte c

De la ecuación (9.69), para cortante cero,

$$\tfrac{1}{2}\sigma_1' L_1 - F + \sigma_1'(z - L_1) + \tfrac{1}{2}K_a\gamma'(z - L_1)^2 = 0$$

Sea $z - L_1 = x$, tal que

$$\tfrac{1}{2}\sigma_1' l_1 - F + \sigma_1' x + \tfrac{1}{2}K_a\gamma' x^2 = 0$$

o

$$\left(\tfrac{1}{2}\right)(16.27)(3.05) - 115 + (16.27)(x) + \left(\tfrac{1}{2}\right)\left(\tfrac{1}{3}\right)(9.69)x^2 = 0$$

da $x^2 + 10.07x - 55.84 = 0$

Ahora, $x = 4$ m y $z = x + L_1 = 4 + 3.05 = 7.05$ m. Al tomar el momento respecto al punto de cortante cero, se obtiene

$$M_{\text{máx}} = -\frac{1}{2}\sigma_1' L_1\left(x + \frac{3.05}{3}\right) + F(x + 1.52) - \sigma_1'\frac{x^2}{2} - \frac{1}{2}K_a\gamma' x^2\left(\frac{x}{3}\right)$$

o

$$M_{\text{máx}} = -\left(\frac{1}{2}\right)(16.27)(3.05)\left(4 + \frac{3.05}{3}\right) + (115)(4 + 1.52) - (16.27)\left(\frac{4^2}{2}\right)$$
$$-\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{1}{3}\right)(9.69)(4)^2\left(\frac{4}{3}\right) = \textbf{344.9 kN·m/m}$$

■

9.10 Gráficas de diseño para el método de apoyo simple en tierra (penetración en suelo arenoso)

Mediante el método de apoyo simple en tierra, Hagerty y Nofal (1992) proporcionaron gráficas simplificadas de diseño para efectuar una estimación rápida de la profundidad de penetración, D, de la fuerza de anclaje, F y del momento máximo, $M_{máx}$, para muros de tablestacas ancladas que penetran en suelo arenoso, como se muestra en la figura 9.17. Ellos hicieron las hipótesis siguientes en sus análisis.

a. El ángulo de fricción del suelo, ϕ', arriba y debajo de la línea de dragado es el mismo.
b. El ángulo de fricción entre el muro de tablestacas y el suelo es $\phi'/2$.
c. La presión pasiva de tierra debajo de la línea de dragado tiene una superficie de falla en forma de una espiral logarítmica.
d. Para el cálculo de la presión activa de tierra, es válida la teoría de Coulomb.

Las magnitudes de D, F y $M_{máx}$ se pueden calcular a partir de las relaciones siguientes:

$$\frac{D}{L_1 + L_2} = (GD)(CDL_1) \tag{9.70}$$

$$\frac{F}{\gamma_a (L_1 + L_2)^2} = (GF)(CFL_1) \tag{9.71}$$

$$\frac{M_{máx}}{\gamma_a (L_1 + L_2)^3} = (GM)(CML_1) \tag{9.72}$$

donde

γ_a = peso específico promedio del suelo

$$= \frac{\gamma L_1^2 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) L_2^2 + 2\gamma L_1 L_2}{(L_1 + L_2)^2} \tag{9.73}$$

GD = empotramiento generalizado adimensional

$$= \frac{D}{L_1 + L_2} \qquad (\text{para } L_1 = 0 \text{ y } L_2 = L_1 + L_2)$$

GF = fuerza de anclaje 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 generalizado adimensional

$$= \frac{M_{máx}}{\gamma_a (L_1 + L_2)^3} \qquad (\text{para } L_1 = 0 \text{ y } L_2 = L_1 + L_2)$$

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 9.18, 9.19, 9.20, 9.21, 9.22 y 9.23, respectivamente.

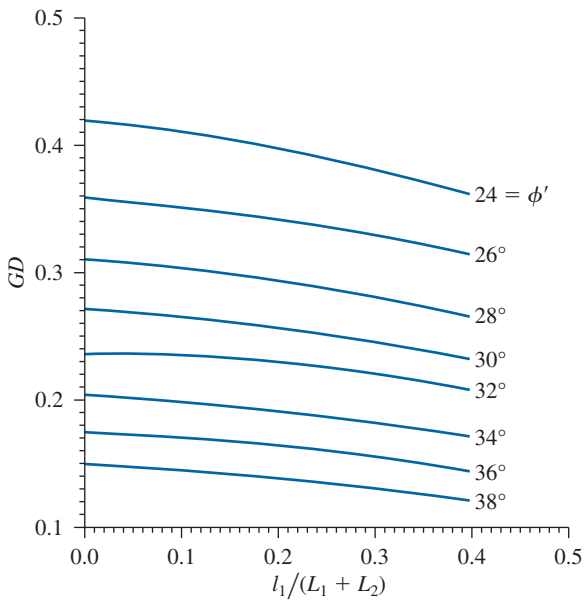


Figura 9.18 Variación de GD con $l_1/(L_1 + L_2)$ y ϕ'. [Hagerty, D.J. y Nofal, M.M. (1992). "Design Aids: Anchored Bulkheads in Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, núm. 5, pp. 789-795. © 2008 NRC Canadá o sus licencias otorgadas. Reimpresa con permiso].

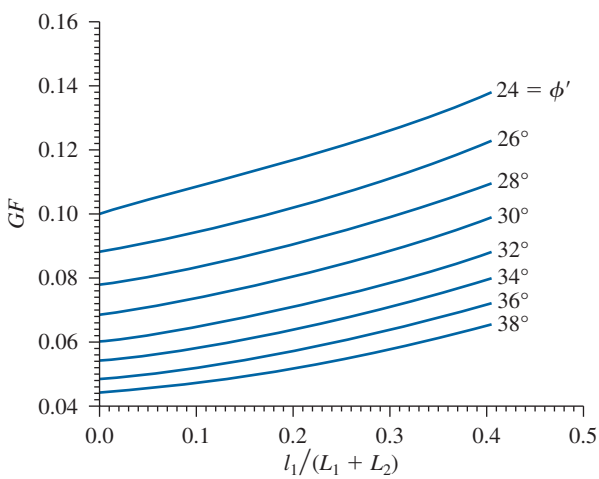


Figura 9.19 Variación de GF con $l_1/(L_1 + L_2)$ y ϕ' (según Hagerty y Nofal, 1992). [Hagerty, D.J. y Nofal, M.M. (1992). "Design Aids: Anchored Bulkheads in Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, núm. 5, pp. 789-795. © 2008 NRC Canadá o sus licencias otorgadas. Reimpresa con permiso].

www.elsolucionario.org

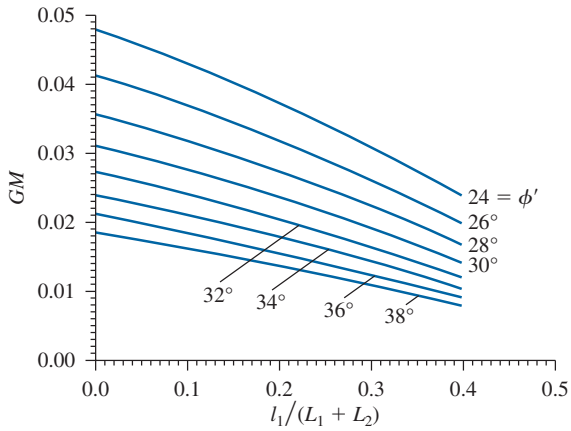


Figura 9.20 Variación de GM con $l_1/(L_1 + L_2)$ y ϕ'. [Hagerty, D.J. y Nofal, M.M. (1992). "Design Aids: Anchored Bulkheads in Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, núm. 5, pp. 789-795. © 2008 NRC Canadá o sus licencias otorgadas. Reimpresa con permiso].

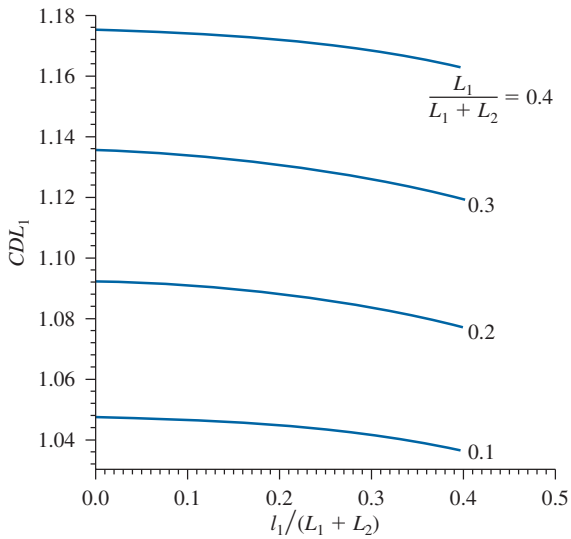


Figura 9.21 Variación de CDL_1 con $L_1/(L_1 + L_2)$ y $l_1/(L_1 + L_2)$. [Hagerty, D.J. y Nofal, M.M. (1992). "Design Aids: Anchored Bulkheads in Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, núm. 5, pp. 789-795. © 2008 NRC Canadá o sus licencias otorgadas. Reimpresa con permiso].

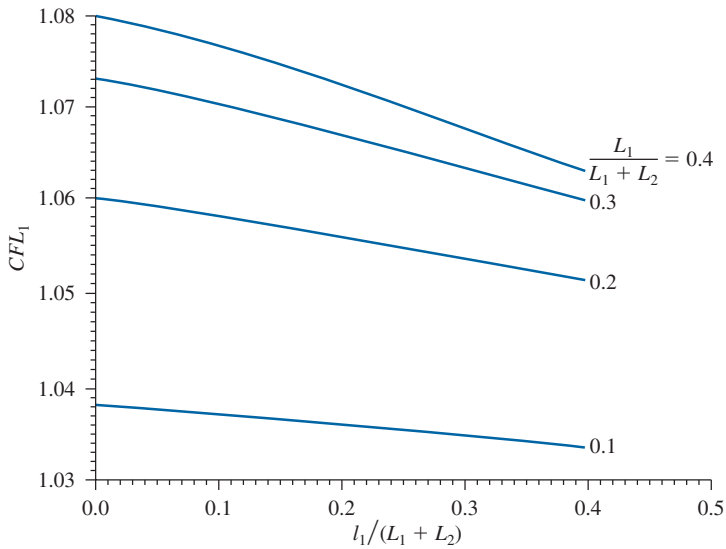


Figura 9.22 Variación de CFL_1 con $L_1/(L_1 + L_2)$ y $l_1/(L_1 + L_2)$. [Hagerty, D.L. y Nofal, M.M. (1992). "Design Aids: Anchored Bulkheads in Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, núm. 5, pp. 789-795. © 2008 NRC Canadá o sus licencias otorgadas. Reimpresa con permiso].

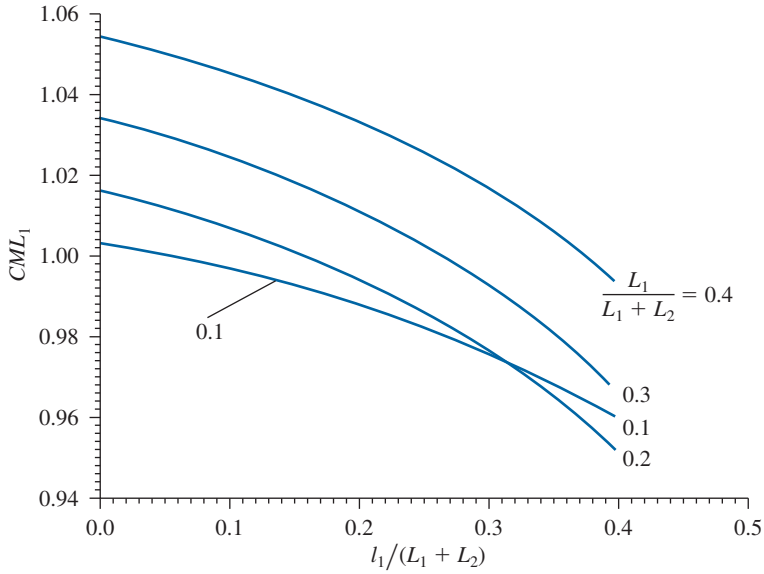


Figura 9.23 Variación de CML_1 con $L_1/(L_1 + L_2)$ y $l_1/(L_1 + L_2)$. [Hagerty, D.J. y Nofal, M.M. (1992). "Design Aids: Anchored Bulkheads in Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, núm. 5, pp. 789-795. © 2008 NRC Canadá o sus licencias otorgadas. Reimpresa con permiso].

Ejemplo 9.6

Consulte la figura 9.17. Para un muro de tablestacas, con los datos: $L_1 = 2$ m, $L_2 = 3$ m, $l_1 = l_2 = 1$ m, $c = 0$, $\phi' = 32°$ $\gamma = 15.9$ kN/m^3 y $\gamma_{sat} = 19.33$ kN/m^3. Determine:

a. La profundidad de penetración teórica y real. *Nota:* $D_{real} = 1.4D_{teórica}$.
b. La fuerza de anclaje por longitud unitaria del muro.
c. El momento máximo, $M_{máx}$.

Utilice las gráficas presentadas en la sección 9.10.

Solución

Parte a

De la ecuación (9.70),

$$\frac{D}{L_1 + L_2} = (GD)(CDL_1)$$

$$\frac{l_1}{L_1 + L_2} = \frac{1}{2 + 3} = 0.2$$

De la figura 9.18 para $l_1/(L_1 + L_2) = 0.2$ y $\phi' = 32°$, $GD = 0.22$. De la figura 9.21, para

$$\frac{L_1}{L_1 + L_2} = \frac{2}{2 + 3} = 0.4 \qquad \text{y} \qquad \frac{l_1}{L_1 + L_2} = 0.2$$

$CDL_1 \approx 1.172$. Por lo tanto,

$$D_{\text{teórica}} = (L_1 + L_2)(GD)(CDL_1) = (5)(0.22)(1.172) \approx 1.3$$
$$D_{\text{real}} \approx (1.4)(1.3) = 1.82 \approx \mathbf{2\ m}$$

Parte b

De la figura 9.19 para $l_1/(L_1 + L_2) = 0.2$ y $\phi' = 32°$, $GF \approx 0.074$. Además, de la figura 9.22, 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 ecuación (9.73),

$$\gamma_a = \frac{\gamma L_1^2 + \gamma' L_2^2 + 2\gamma L_1 L_2}{(L_1 + L_2)^2}$$
$$= \frac{(15.9)(2)^2 + (19.33 - 9.81)(3)^2 + (2)(15.9)(2)(3)}{(2 + 3)^2} = 13.6\ \text{kN/m}^3$$

Al utilizar la ecuación (9.71) 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 9.20, para $l_1/(L_1 + L_2) = 0.2$ y $\phi' = 32°$, $GM = 0.021$. Además, de la figura 9.23, para

$$\frac{L_1}{L_1 + L_2} = \frac{2}{2 + 3} = 0.4, \quad \frac{l_1}{L_1 + L_2} = 0.2 \quad \text{y} \quad \phi' = 32°$$

$CML_1 = 1.036$. De aquí, de la ecuación (9.72),

$$M_{\text{máx}} = \gamma_a(L_1 + L_2)^3(GM)(CML_1) = (13.6)(5)^3(0.021)(1.036) = \mathbf{36.99\ kN \cdot m/m}$$ ■

9.11 Reducción del momento para muros de tablestacas ancladas

Las tablestacas son flexibles y, por consiguiente, ceden (es decir, se desplazan lateralmente) lo que redistribuye la presión lateral de la tierra. Este cambio tiende a reducir el momento flexionante máximo, $M_{\text{máx}}$, calculado mediante el procedimiento resumido en la sección 9.9.

www.elsolucionario.org

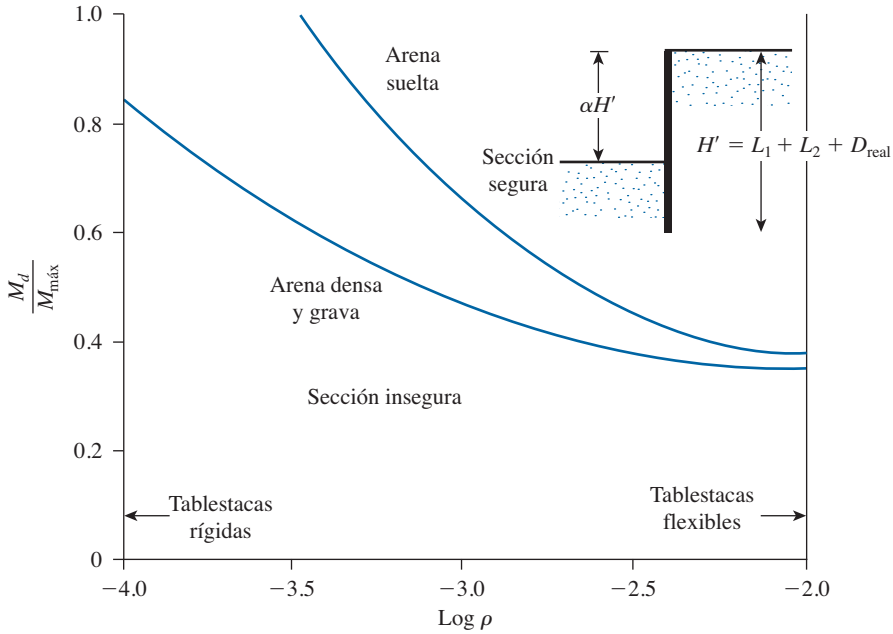


Figura 9.24 Gráfica de log ρ contra $M_d/M_{máx}$ para muros de tablestacas que penetran arena. [De Rowe, P.W. (1952). "Anchored Sheet Pile Walls", Proceedings, Institute of Civil Engineers, vol. 1, parte 1, pp. 27-70].

Por esa razón, Rowe (1952, 1957) sugirió un procedimiento para reducir el momento de diseño máximo en muros de tablestacas *obtenido a partir del método de apoyo simple en la tierra*. En esta sección se analiza el procedimiento de la reducción del momento para tablestacas *hincadas en arena*.

En la figura 9.24, que es válida para el caso de una tablestaca hincada en arena, se utiliza la notación siguiente:

1. H' = altura total de la tablestaca hincada (es decir, $L_1 + L_2 + D_{real}$)

2. $$\text{Flexibilidad relativa de la tablestaca} = \rho = 10.91 \times 10^{-7}\left(\frac{H'^4}{EI}\right) \tag{9.74}$$

donde

H' está en metros
E = módulo de elasticidad del material de la tablestaca (MN/m^2)
I = momento de inercia de la sección de la tablestaca por metro del muro (m^4/m del muro)

3. Md = momento de diseño
4. $M_{máx}$ = momento máximo teórico

El procedimiento para emplear el diagrama de reducción del momento (consulte la figura 9.24) es el siguiente:

Paso 1. Se elige una sección de la tablestaca (por ejemplo, de entre las dadas en la tabla 9.1).
Paso 2. Se encuentra el módulo S de la sección seleccionada (paso 1) por longitud unitaria del muro.
Paso 3. Se determina el momento de inercia de la sección (paso 1) por longitud unitaria del muro.
Paso 4. Se obtiene H' y se calcula ρ [consulte la ecuación (9.74).
Paso 5. Se determina log ρ.
Paso 6. Se encuentra la capacidad de momento de la sección de la tablestaca elegida en el paso 1 con $M_d = \sigma_{perm} S$.
Paso 7. Se determina $M_d/M_{máx}$. Observe que $M_{máx}$ es el momento máximo teórico determinado antes.
Paso 8. Se traza log ρ (paso 5) y $M_d/M_{máx}$ en la figura 9.24.
Paso 9. Se repiten los pasos 1 al 8 para varias secciones. Los puntos que se encuentren arriba de la curva (en arena suelta o arena densa, según sea el caso) son *secciones seguras*.

Los puntos que se encuentren debajo de la curva son *secciones inseguras*. Ahora se puede elegir la sección más económica a partir de estos puntos que se encuentren arriba de la curva apropiada. Observe que la sección elegida tendrá un $M_d < M_{máx}$.

Ejemplo 9.7

Consulte el ejemplo 9.5. Utilice el diagrama de reducción del momento (figura 9.24) para encontrar la sección apropiada de la tablestaca. Para la tablestaca, utilice $E = 207 \times 10^3$ MN/m^2 y $\sigma_{perm} = 172\,500$ kN/m^2.

Solución

$$H' = L_1 + L_2 + D_{real} = 3.05 + 6.1 + 5.33 = 14.48 \text{ m}$$

$M_{máx} = 344.9$ kN · m/m. Ahora se puede elaborar la tabla siguiente:

Sección	I(m^4/m)	H'(m)	$\rho = 10.91 \times 10^{-7}\left(\frac{H'^4}{EI}\right)$	log ρ	S(m^3/m)	$M_d = S\sigma_{perm}$ (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

En la figura 9.25 se muestra una gráfica de $M_d/M_{máx}$ contra ρ. Se puede observar que la sección **PZ-27** será adecuada.

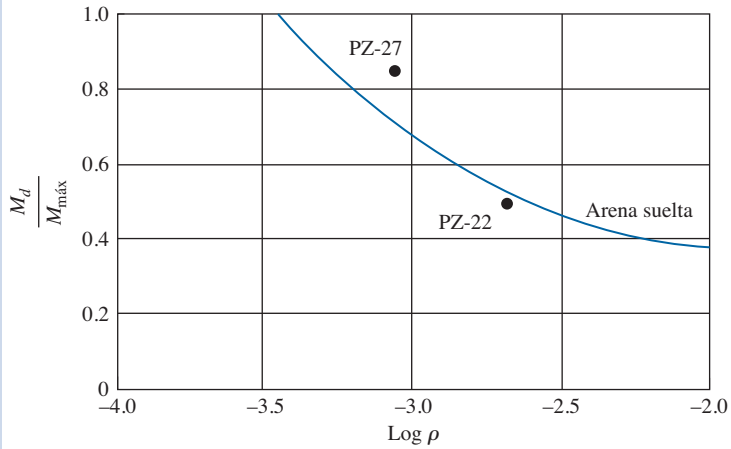


Figura 9.25 Gráfica de $M_d/M_{máx}$ contra log ρ.

9.12 Método computacional del diagrama de presión para penetración en suelo arenoso

El método computacional del diagrama de presión (CPD) para tablestacas que penetran un suelo arenoso es un método simplificado de diseño y una alternativa al método de tierra libre descrito en las secciones 9.9 y 9.11 (Nataraj y Hoadley, 1984). En este método, el diagrama de presión neta que se muestra en la figura 9.17 se reemplaza por diagramas de presión rectangulares, como en la figura 9.26. Observe que $\overline{\sigma}'_a$ es el ancho del diagrama de presión activa neta arriba de la línea de dragado y $\overline{\sigma}'_p$ es el ancho del diagrama de presión pasiva neta debajo de la línea de dragado. Las magnitudes de $\overline{\sigma}'_a$ y $\overline{\sigma}'_p$ se pueden expresar, respectivamente, como

$$\overline{\sigma}'_a = CK_a\gamma'_{prom}L \tag{9.75}$$

y

$$\overline{\sigma}'_p = RCK_a\gamma'_{prom}L = R\overline{\sigma}'_a \tag{9.76}$$

donde

$$\gamma'_{prom} = \text{peso específico efectivo promedio de la arena} \approx \frac{\gamma L_1 + \gamma' L_2}{L_1 + L_2} \tag{9.77}$$

C = coeficiente

$$R = \text{coeficiente} = \frac{L(L - 2l_1)}{D(2L + D - 2l_1)} \tag{9.78}$$

El intervalo de valores para C y R se da en la tabla 9.2.

www.elsolucionario.org

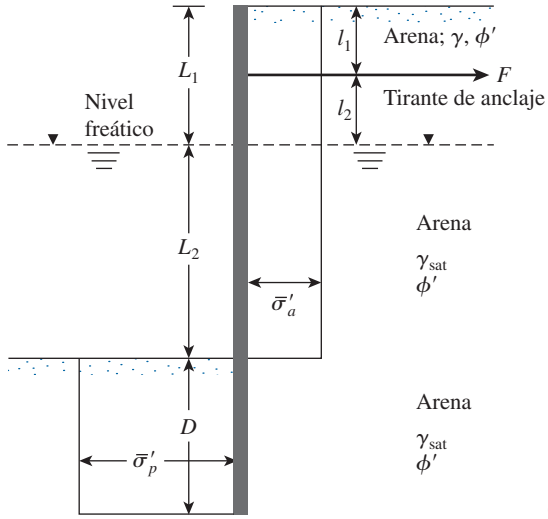


Figura 9.26 Método computacional del diagrama de presión. (*Nota:* $L_1 + L_2 = L$)

Tabla 9.2 Intervalo de valores para C y R [de las ecuaciones (9.75) y (9.76)].

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 el que no hay sobrecarga arriba del relleno granular (es decir, en el lado derecho del muro, como se muestra en la figura 9.26).

La profundidad de penetración, D, la fuerza de anclaje por longitud unitaria del muro, F y el momento máximo en el muro, $M_{máx}$, se obtienen de las relaciones siguientes:

Profundidad de penetración

Para la profundidad de penetración, se tiene

$$D^2 + 2DL\left[1 - \left(\frac{l_1}{L}\right)\right] - \left(\frac{L^2}{R}\right)\left[1 - 2\left(\frac{l_1}{L}\right)\right] = 0 \tag{9.79}$$

Fuerza en el ancla

La fuerza en el ancla es

$$F = \bar{\sigma}'_a(L - RD) \tag{9.80}$$

Momento máximo

El momento máximo se calcula con

$$M_{\text{máx}} = 0.5\bar{\sigma}'_a L^2\left[\left(1 - \frac{RD}{L}\right)^2 - \left(\frac{2l_1}{L}\right)\left(1 - \frac{RD}{L}\right)\right] \tag{9.81}$$

Observe lo siguiente:

1. La magnitud de D obtenida con la ecuación (9.79) es de aproximadamente 1.25 a 1.5 veces el valor de $D_{\text{teórica}}$ obtenido mediante el método convencional del apoyo simple en tierra (consulte la sección 9.9), por lo tanto,

$$\begin{array}{ccc} D & \approx & D_{\text{real}} \\ \uparrow & & \uparrow \\ \text{ecuación} & & \text{ecuación} \\ (9.79) & & (9.68) \end{array}$$

2. La magnitud de F obtenida utilizando la ecuación (9.80) es de aproximadamente 1.2 a 1.6 veces el valor obtenido mediante la ecuación (9.66). Por tanto, un factor de seguridad adicional para el diseño real del ancla no necesita emplearse.
3. La magnitud de $M_{\text{máx}}$ obtenida de la ecuación (9.81) es de aproximadamente 0.6 a 0.75 veces el valor de $M_{\text{máx}}$ obtenido mediante el método convencional de apoyo simple en tierra. De aquí, el valor anterior de $M_{\text{máx}}$ se puede utilizar como el valor real de diseño y no se necesita aplicar la reducción del momento de Rowe.

Ejemplo 9.8

Para el muro de tablestacas ancladas que se muestra en la figura 9.27, determine a) D, b) F y c) $M_{\text{máx}}$. Utilice el método CPD; suponga que $C = 0.68$ y $R = 0.6$.

Solución

Parte a

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 19.24 - 9.81 = 9.43 \text{ kN/m}^3$$

De la ecuación (9.77)

$$\gamma'_{\text{prom}} = \frac{\gamma L_1 + \gamma' L_2}{L_1 + L_2} = \frac{(17.3)(3) + (9.43)(6)}{3 + 6} = 12.05 \text{ kN/m}^3$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.271$$

$$\bar{\sigma}'_a = CK_a\gamma'_{\text{av}} L = (0.68)(0.271)(12.05)(9) = 19.99 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}'_p = R\bar{\sigma}'_a = (0.6)(19.99) = 11.99 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (9.80)

$$D^2 + 2DL\left[1 - \left(\frac{l_1}{L}\right)\right] - \frac{L^2}{R}\left[1 - 2\left(\frac{l_1}{L}\right)\right] = 0$$

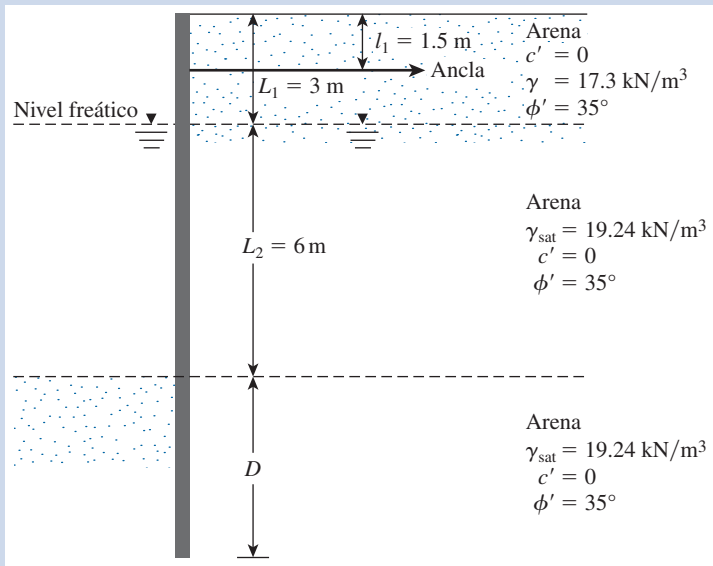


Figura 9.27

o

$$D^2 + 2(D)(9)\left[1 - \left(\frac{1.5}{9}\right)\right] - \frac{(9)^2}{0.6}\left[1 - 2\left(\frac{1.5}{9}\right)\right] = D^2 + 50D - 1000 = 0$$

De aquí $D \approx$ **4.6 m**
Revisión de la suposición de R:

$$R = \frac{L(L - 2l_1)}{D(2L + D - 2l_1)} = \frac{9[9 - (2)(1.5)]}{4.6[(2)(9) + 4.6 - (2)(1.5)]} \approx \mathbf{0.6} \quad \mathbf{OK}$$

Parte b
De la ecuación (9.80)

$$F = \bar{\sigma}'_a(L - RD) = 19.99[9 - (0.6)(4.6)] = \mathbf{124.74\ kN/m}$$

Parte c
De la ecuación(9.81)

$$M_{máx} = 0.5\bar{\sigma}'_a L^2\left[\left(1 - \frac{RD}{L}\right)^2 - \left(\frac{2l_1}{L}\right)\left(1 - \frac{RD}{L}\right)\right]$$

$$1 - \frac{RD}{L} = 1 - \frac{(0.6)(4.6)}{9} = 0.693$$

Por lo tanto,

$$M_{máx} = (0.5)(19.99)(9)^2\left[(0.693)^2 - \frac{(2)(1.5)(0.693)}{9}\right] = \mathbf{201.6\ kN\text{-}m/m}$$

■

www.elsolucionario.org

9.13 Método de apoyo empotrado en tierra para penetración en suelo arenoso

Al utilizar el método de apoyo empotrado en tierra, se supone que la punta de la tablestaca está restringida contra la rotación, como se muestra en la figura 9.28a. En la solución del apoyo empotrado en tierra, por lo general se utiliza un método simplificado denominada *solución de la viga equivalente* para calcular L_3 y, de esta manera, D. El desarrollo del método de la viga equivalente se le atribuye generalmente a Blum (1931).

A fin de comprender este método, compare la tablestaca con una viga en voladizo cargada *RSTU*, como se muestra en la figura 9.29. Observe que el apoyo en *T* para la viga es equivalente a la *reacción de la carga del ancla* (*F*) sobre la tablestaca (figura 9.28). Se puede observar que el punto *S* de la viga *RSTU* es el punto de inflexión de la línea elástica de la viga, que es equivalente al punto *I* en la figura 9.28. Si la viga se corta en *S* y se proporciona un apoyo simple (reacción P_s) en ese punto, el diagrama del momento flexionante para la parte *STU* de la viga permanecerá sin cambio. Esta viga *STU* será equivalente a la sección *STU* de la viga *RSTU*. La fuerza P' que se muestra en la figura 9.28a en *I* será equivalente a la reacción P_s sobre la viga (figura 9.29).

El siguiente es un procedimiento aproximado para el diseño de un muro de tablestacas ancladas (Cornfield, 1975). Consulte la figura 9.28.

Paso 1. Se determina L_5, que es una función del ángulo de fricción del suelo ϕ' debajo de la línea de dragado, con la tabla siguiente:

ϕ' (grados)	$\frac{L_5}{L_1 + L_2}$
30	0.08
35	0.03
40	0

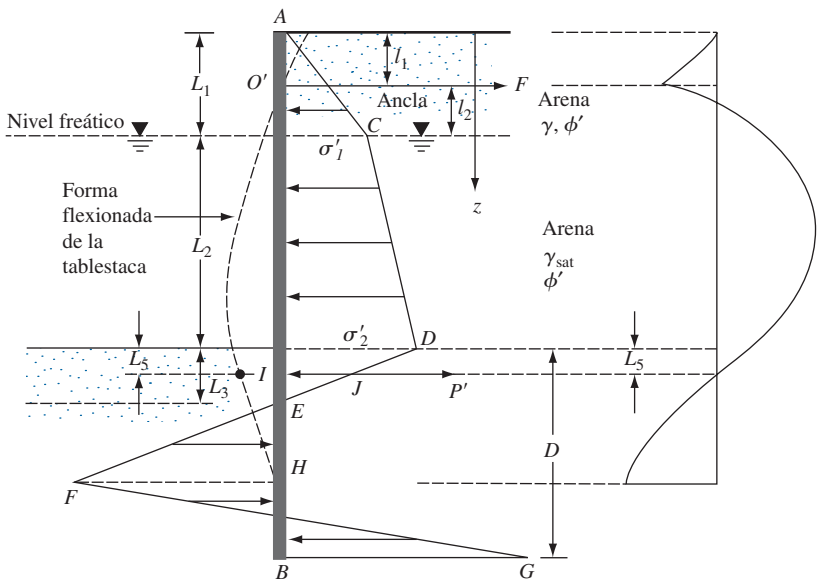


Figura 9.28 Método de apoyo empotrado en tierra para penetración en suelo arenoso.

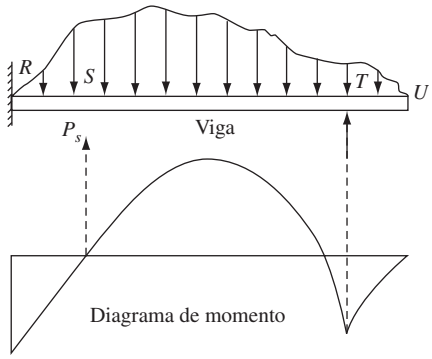


Figura 9.29 Concepto de la viga equivalente en voladizo .

Paso 2. Se calcula el claro de la viga equivalente como $l_2 + L_2 + L_3 = L'$.
Paso 3. Se calcula la carga total, W, del claro. Esta es el área del diagrama de presión entre O' e I.
Paso 4. Se calcula el momento máximo, $M_{máx}$, como $WL'/8$.
Paso 5. Se calcula P' tomando el momento respecto a O', o

$$P' = \frac{1}{L'} \text{ (momento del área } ACDJI \text{ respecto a } O') \tag{9.82}$$

Paso 6. Se calcula D como

$$D = L_5 + 1.2\sqrt{\frac{6P'}{(K_p - K_a)\gamma'}} \tag{9.83}$$

Paso 7. Se calcula la fuerza, F, en el ancla por longitud unitaria, tomando el momento respecto a I, o

$$F = \frac{1}{L'} \text{ (momento del área } ACDJI \text{ respecto a } I)$$

Ejemplo 9.9

Considere la estructura de tablestacas ancladas descrita en el ejemplo 9.5. Utilizando el método de la viga equivalente descrito en la sección 9.13, determine

a. El momento máximo.
b. La profundidad de penetración teórica.
c. La fuerza en el ancla por longitud unitaria 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 9.5, $K_a = \frac{1}{3}$, $K_p = 3$, $\gamma = 16\ \text{kN/m}^3$, $\gamma' = 9.69\ \text{kN/m}^3$, $\sigma_1' = 16.27\ \text{kN/m}^2$, $\sigma_2' = 35.97\ \text{kN/m}^2$. La presión activa neta a una profundidad L_5 debajo de la línea de dragado se puede calcular como

$$\sigma_2' - \gamma'(K_p - K_a)L_5 = 35.97 - (9.69)(3 - 0.333)(0.73) = 17.1\ \text{kN/m}^2$$

El diagrama de presión neta de $z = 0$ a $z = L_1 + L_2 + L_5$ se muestra en la figura 9.30.

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

$$P' = \frac{1}{L'}\,(\text{momento del área } ACDJI \text{ respecto a } O')$$

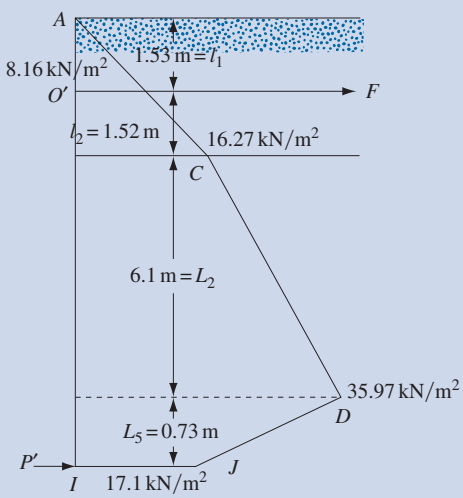


Figura 9.30

www.elsolucionario.org

$$P' = \frac{1}{8.35}\left[\begin{array}{l}\left(\frac{1}{2}\right)(16.27)(3.05)\left(\frac{2}{3}\times 3.05 - 1.53\right) + (16.27)(6.1)\left(1.52 + \frac{6.1}{2}\right) \\ + \left(\frac{1}{2}\right)(6.1)(35.97 - 16.27)\left(1.52 + \frac{2}{3}\times 6.1\right) + \left(\frac{1}{2}\right)(35.97 + 17.1) \\ \times (0.73)\left(1.52 + 6.1 + \frac{0.73}{2}\right)\end{array}\right]$$

↑
Aproximadamente

$$= 114.48 \text{ kN/m}$$

De la ecuación (9.83)

$$D = L_5 + 1.2\sqrt{\frac{6P'}{(K_p - K_a)\gamma'}} = 0.73 + 1.2\sqrt{\frac{(6)(114.48)}{(3 - 0.333)(9.69)}} = \mathbf{6.92\ m}$$

Parte c

Tomando el momento respecto a I (figura 9.30)

$$F = \frac{1}{8.35}\left[\begin{array}{l}\left(\frac{1}{2}(16.27)(3.05)\left(0.73 + 6.1 + \frac{3.05}{3}\right) + (16.27)(6.1)\left(0.73 + \frac{6.1}{2}\right)\right. \\ \left. + \left(\frac{1}{2}\right)(6.1)(35.97 - 16.27)\left(0.73 + \frac{6.1}{3}\right) + \left(\frac{1}{2}\right)(35.97 + 17.1)(0.73)\left(\frac{0.73}{2}\right)\right)\end{array}\right]$$

↑
Aproximadamente

$$= \mathbf{88.95\ kN/m}$$

■

9.14 Observaciones de campo para muros de tablestacas ancladas

En las secciones anteriores se utilizaron factores de seguridad grandes para la profundidad de penetración, D. En la mayoría de los casos, los diseñadores emplean magnitudes menores del ángulo de fricción del suelo, ϕ', y así garantizan un factor de seguridad implícito para la presión activa de tierra. Este procedimiento se utiliza principalmente debido a las incertidumbres implicadas al predecir la presión de tierra real a la cual se someterá el muro de tablestacas en el campo. Además, Casagrande (1973) observó que, si el suelo detrás del muro de tablestacas tiene tamaños de granos que son predominantemente menores que los de la arena gruesa, la presión activa de tierra después de la construcción aumenta en ocasiones hasta una condición de presión de tierra en reposo. Ese incremento ocasiona un aumento grande en la fuerza, F, en el ancla. Las siguientes dos historias de casos las proporcionó Casagrande (1973).

Muro del muelle C de Long Beach Harbor, California (1949)

En la figura 9.31 se muestra la sección transversal común del muro del muelle C de Long Beach Harbor. Excepto por un dique de relleno de roca construido con desperdicios de una cantera de

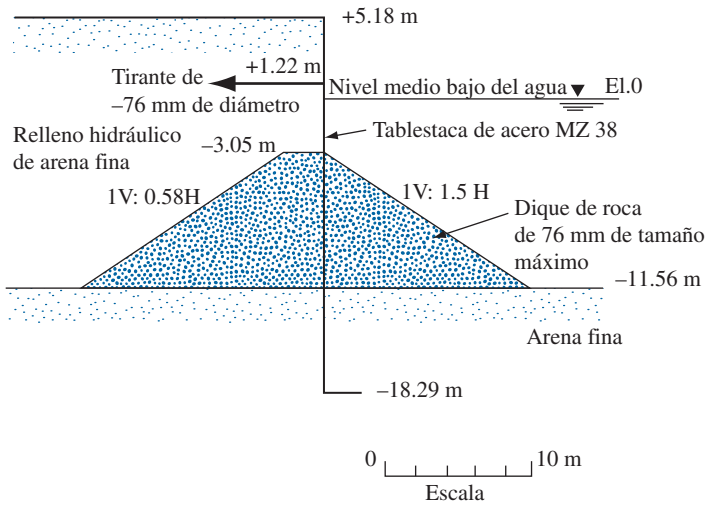


Figura 9.31 Muro de tablestacas del muelle C de Long Beach Harbor (adaptada de Casagrande, 1973).

76 mm (3 pulg) de tamaño máximo, el relleno del muro de tablestacas consistió en arena fina. En la figura 9.32 se muestra la variación de la presión lateral de tierra entre el 24 de mayo de 1949 (el día que se terminó la construcción) y el 6 de agosto de 1949. El 24 de mayo, la presión lateral de tierra alcanzó un estado activo, como se muestra en la figura 9.32a, debido a cedencia del muro. Entre el 24 de mayo y el 3 de junio, el ancla resistió aún más cedencia y la presión lateral de tierra aumentó hasta el estado en reposo (figura 9.32b). Sin embargo, la flexibilidad de las tablestacas dio finalmente por resultado una disminución gradual en la distribución de la presión lateral de tierra sobre las tablestacas (consulte la figura 9.32c).

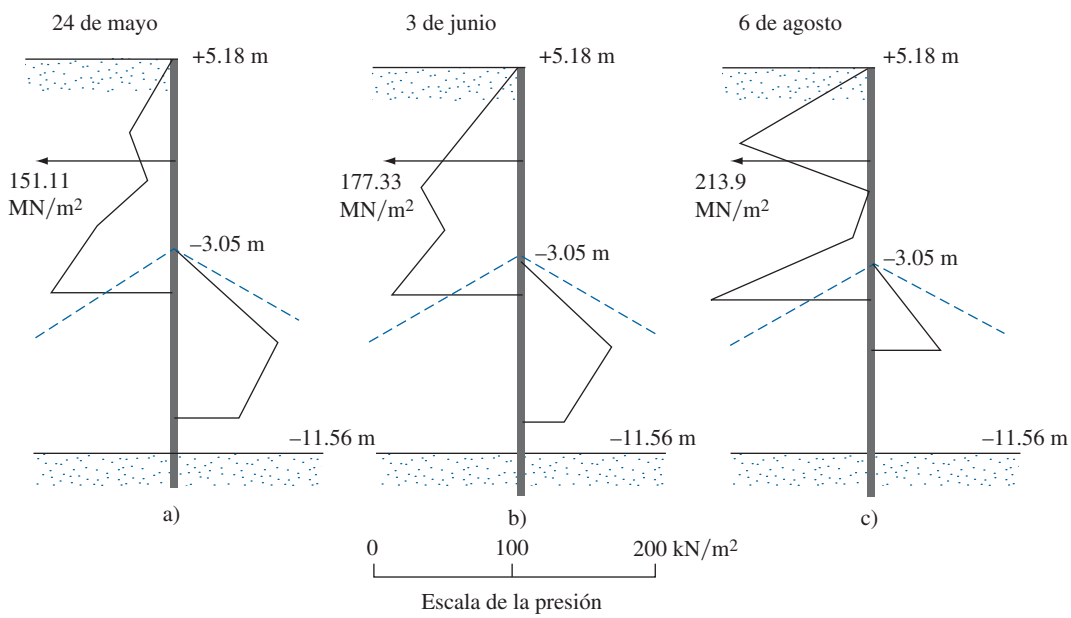


Figura 9.32 Esfuerzos medidos en la estación 27 + 30 del muro del muelle C de Long Beach (adaptada de Casagrande, 1973).

Con el tiempo, el esfuerzo sobre los tirantes de anclaje aumentó como se muestra en la tabla siguiente:

Fecha	Esfuerzo sobre el tirante de anclaje (MN/m²)
24 de mayo de 1949	151.11
3 de junio de 1949	177.33
11 de junio de 1949	193.2
12 de julio de 1949	203.55
6 de agosto de 1949	213.9

Estas observaciones demuestran que la magnitud de la presión activa de tierra puede variar con el tiempo y que depende en gran medida en la flexibilidad de las tablestacas. Además, las variaciones reales en el diagrama de presión lateral de tierra pueden no ser idénticas a las empleadas para el diseño.

Muro de tablestacas en Toledo, Ohio (1961)

En la figura 9.33 se muestra una sección transversal común de un muro de tablestacas en Toledo, Ohio, terminado en 1961. El suelo de cimentación fue principalmente arena fina a media, pero la línea de dragado cortó arcilla altamente sobreconsolidada. En la figura 9.33 también se muestran los valores medidos reales del momento flexionante a lo largo del muro de tablestacas. Casagrande (1973) utilizó la distribución de presión activa de tierra de Rankine para calcular el momento flexionante máximo de acuerdo con el método de apoyo simple en tierra con y sin reducción del momento de Rowe.

Método de diseño	Momento flexionante máximo pronosticado, $M_{máx}$
Método de apoyo simple en tierra	146.5 kN-m
Método de apoyo simple en tierra con reducción del momento de Rowe	78.6 kN-m

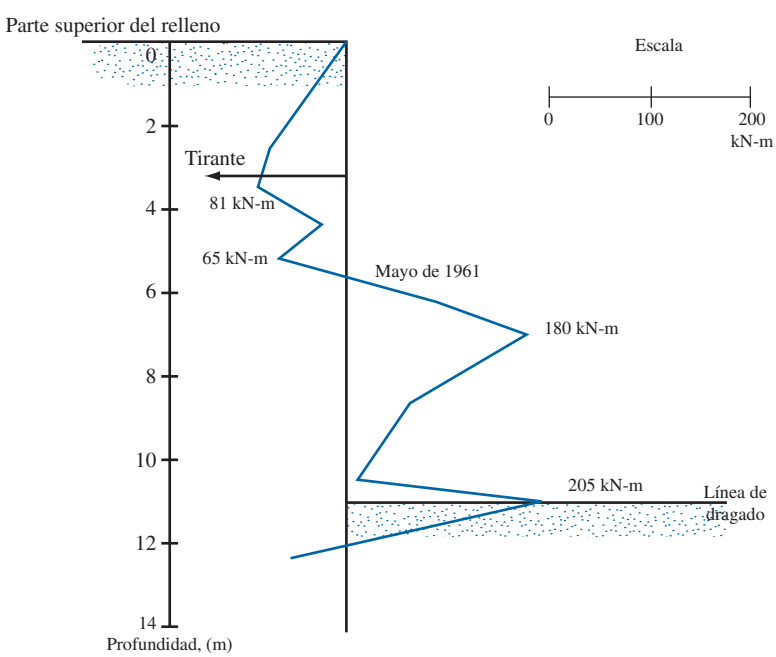


Figura 9.33 Momento flexionante de mediciones con deformímetro en la ubicación de prueba 3, en el muro de tablestacas de Toledo (adaptada de Casagrande, 1973).

www.elsolucionario.org

Al comparar estas magnitudes de $M_{máx}$ con las observadas en la realidad se tiene que los valores de campo son sustancialmente mayores. Es probable que esto se deba a que el relleno fue sobre todo arena fina y a que la distribución de la presión activa de tierra medida fue mayor que la anticipada teóricamente.

9.15 Método de apoyo simple en tierra para penetración en arcilla

En la figura 9.34 se muestra un muro de tablestacas ancladas que penetra un suelo de arcilla y con un relleno de suelo granular. El diagrama de la presión arriba de la línea de dragado es similar al que se muestra en la figura 9.12. De la ecuación (9.42), la distribución de la presión neta debajo de la línea de dragado (de $z = L_1 + L_2$ a $z = L_1 + L_2 + D$) es

$$\sigma_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

Para el equilibrio estático, la suma de fuerzas en la dirección horizontal es

$$P_1 - \sigma_6 D = F \tag{9.84}$$

donde

P_1 = área del diagrama de presión ACD
F = fuerza en el ancla por longitud unitaria del muro de tablestacas

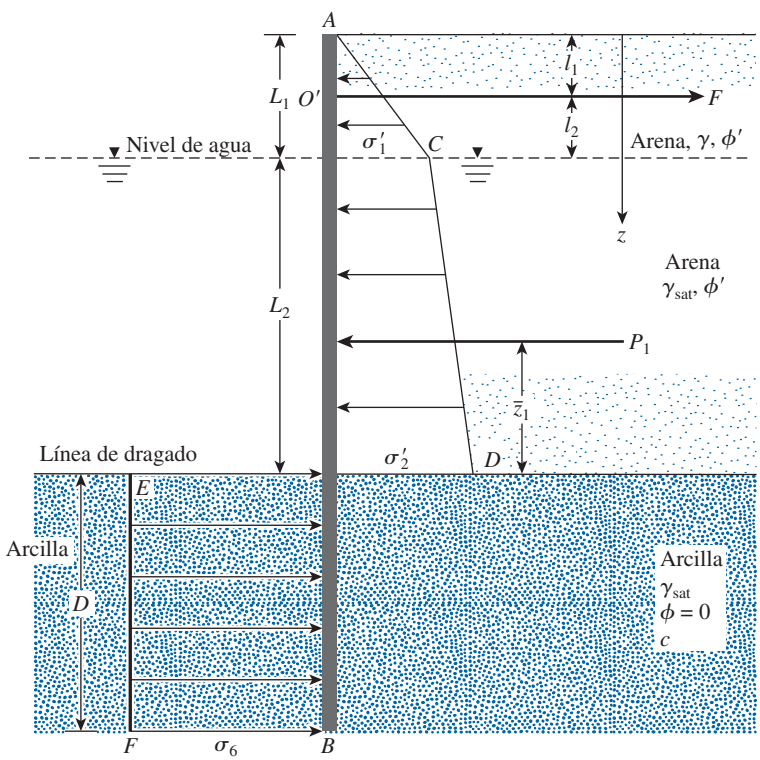


Figura 9.34 Muro de tablestacas ancladas que penetra arcilla.

De nuevo, tomando el momento respecto a O' se obtiene

$$P_1(L_1 + L_2 - l_1 - \bar{z}_1) - \sigma_6 D\left(l_2 + L_2 + \frac{D}{2}\right) = 0$$

Simplificando se tiene

$$\sigma_6 D^2 + 2\sigma_6 D(L_1 + L_2 - l_1) - 2P_1(L_1 + L_2 - l_1 - \bar{z}_1) = 0 \tag{9.85}$$

La ecuación (9.85) da la profundidad de penetración teórica, D.

Igual que en la sección 9.9. El momento máximo en este caso ocurre a una profundidad $L_1 < z < L_1 + L_2$. La profundidad de cortante cero (y por consiguiente de momento máximo) se puede determinar con la ecuación (9.69).

Rowe (1952, 1957) también creó una técnica de reducción del momento, similar a la indicada en la sección 9.11, para tablestacas ancladas que penetran arcilla. Esta técnica se presenta en la figura 9.35, en la que se utiliza la notación siguiente:

1. El número de estabilidad es

$$S_n = 1.25\frac{c}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2)} \tag{9.86}$$

donde c = cohesión no drenada ($\phi = 0$).

Para la definición de γ, γ', L_1 y L_2, consulte la figura 9.34.

2. La altura adimensional del muro es

$$\alpha = \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_2 + D_{\text{real}}} \tag{9.87}$$

3. El número de flexibilidad es ρ [consulte la ecuación (9.74)]
4. M_d = momento de diseño
   $M_{\text{máx}}$ = momento máximo teórico

El procedimiento para la reducción del momento, utilizando la figura 9.35, es el siguiente:

Paso 1. Se obtiene $H' = L_1 + L_2 + D_{\text{real}}$.
Paso 2. Se determina $\alpha = (L_1 + L_2)/H'$.
Paso 3. Se determina S_n [de la ecuación (9.86)].
Paso 4. Para las magnitudes de α y S_n obtenidas en los pasos 2 y 3, se determina $M_d/M_{\text{máx}}$ para varios valores de log ρ de la figura 9.35 y se traza $M_d/M_{\text{máx}}$ contra log ρ.
Paso 5. Se siguen los pasos 1 a 9 como se resumió para el caso de la reducción del momento de muros de tablestacas que penetran suelo granular. (Consulte la sección 9.11).

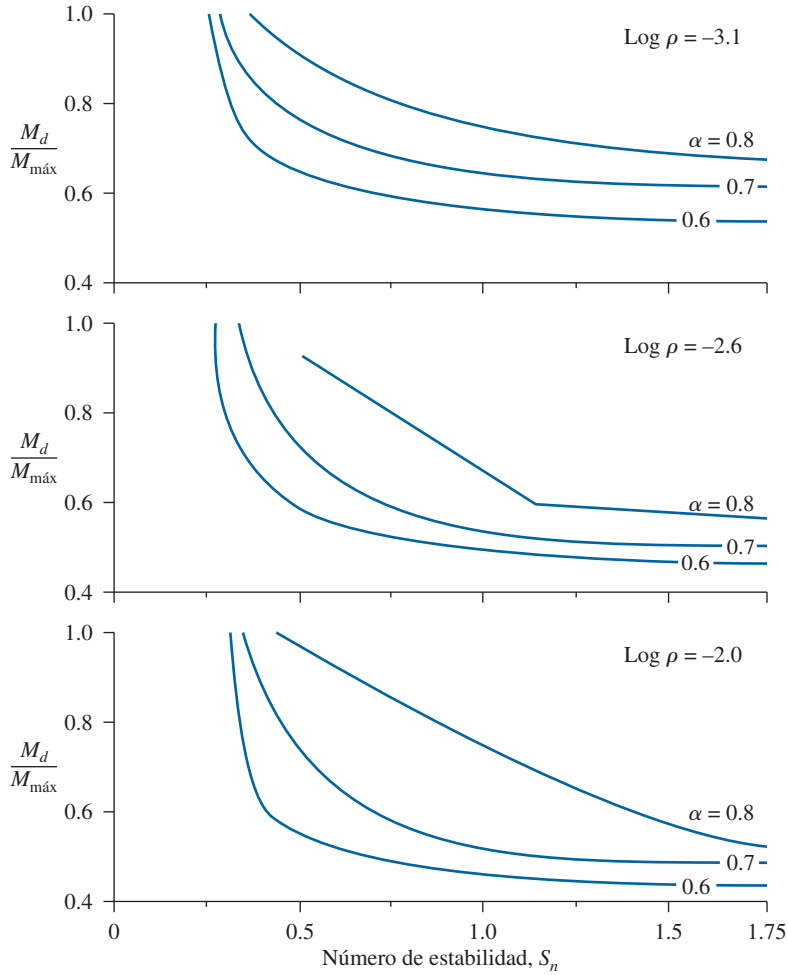


Figura 9.35 Gráfica de $M_d/M_{máx}$ contra el número de estabilidad para un muro de tablestacas que penetra arcilla. [De Rowe, P.W. (1957). "Sheet Pile Walls in Clay", *Proceedings*, Institute of Civil Engineers, vol. 7, pp. 654-692].

Ejemplo 9.10

En la figura 9.34, con $L_1 = 3$ m, $L_2 = 6$ m y $l_1 = 1.5$ m. Además, con $\gamma = 17$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 20$ kN/m^3, $\phi' = 35°$ y $c = 41$ kN/m^2.

a. Determine la profundidad de empotramiento teórica del muro de tablestacas.
b. Calcule la fuerza en el ancla por longitud unitaria del muro.

Solución

Parte a

Se tiene

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.271$$

www.elsolucionario.org

y

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{35}{2}\right) = 3.69$$

Del diagrama de presión en la figura 9.36,

$$\sigma_1' = \gamma L_1 K_a = (17)(3)(0.271) = 13.82 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma_2' = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a = [(17)(3) + (20 - 9.81)(6)](0.271) = 30.39 \text{ kN/m}^2$$
$$P_1 = \text{áreas } 1 + 2 + 3 = 1/2(3)(13.82) + (13.82)(6) + 1/2(30.39 - 13.82)(6)$$
$$= 20.73 + 82.92 + 49.71 = 153.36 \text{ kN/m}$$

y

$$\bar{z}_1 = \frac{(20.73)\left(6 + \frac{3}{3}\right) + (82.92)\left(\frac{6}{2}\right) + (49.71)\left(\frac{6}{3}\right)}{153.36} = 3.2 \text{ m}$$

De la ecuación (9.85),

$$\sigma_6 D^2 + 2\sigma_6 D(L_1 + L_2 - l_1) - 2P_1(L_1 + L_2 - l_1 - \bar{z}_1) = 0$$

$$\sigma_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = (4)(41) - [(17)(3) + (20 - 9.81)(6)] = 51.86 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$(51.86)D^2 + (2)(51.86)(D)(3 + 6 - 1.5) - (2)(153.36)(3 + 6 - 1.5 - 3.2) = 0$$

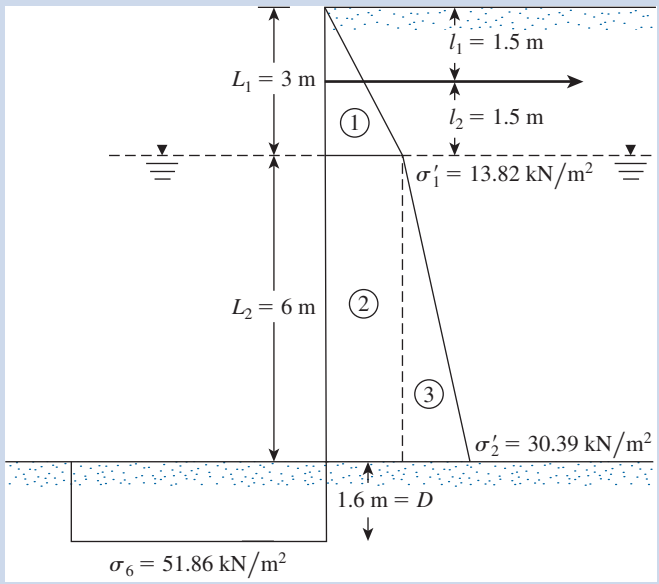


Figura 9.36 Método de apoyo simple en tierra para un muro de tablestacas que penetra arcilla.

o

$$D^2 + 15D - 25.43 = 0$$

De aquí,

$$D \approx \mathbf{1.6\ m}$$

Parte b
De la ecuación (9.84),

$$F = P_1 - \sigma_6 D = 153.36 - (51.86)(1.6) = \mathbf{70.38\ kN/m}$$ ■

9.16 Anclas

En las secciones 9.9 a 9.15 se analizaron los muros de tablestacas ancladas y se estudió cómo obtener la fuerza F por longitud unitaria del muro de tablestacas que tienen que soportar las anclas. En esta sección se cubre con más detalle los varios tipos de anclas de uso general y los procedimientos para evaluar sus capacidades de retención última.

Los tipos generales de anclas utilizados en muros de tablestacas son los siguientes:

1. Placas y vigas de anclaje (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* están por lo general hechas de bloques de concreto precolado. (Consulte la figura 9.37a). Las anclas se conectan a la tablestaca por medio de *tirantes*. Una *viga carrera* (viga longitudinal) se coloca en la cara frontal o en la posterior de las tablestacas para fines de colocar convenientemente el tirante en el muro. A fin de proteger al tirante de la corrosión, generalmente se recubre con pintura o materiales asfálticos.

En la construcción de *tirantes*, se colocan barras o cables en agujeros pretaladrados (consulte la figura 9.37b) con una mezcla de concreto (los cables suelen ser tendones de acero presforzado de alta resistencia). En las figuras 9.37c y 9.37d se muestra una tablestaca vertical y una viga de anclaje con pilotes inclinados.

Colocación de las anclas

La resistencia que presentan las placas y vigas de anclaje se deriva principalmente de la fuerza pasiva del suelo ubicado frente a éstas. En la figura 9.37a, en la que AB es el muro de tablestacas, se muestra la mejor ubicación para máxima eficiencia de una placa de anclaje. Si el ancla se coloca dentro de la cuña ABC, que es la zona activa de Rankine, no proporcionará ninguna resistencia a la falla. De manera alternativa, el ancla se podría colocar en la zona $CFEH$. Observe que la línea DFG es la línea de deslizamiento para la presión pasiva de Rankine. Si la parte de la cuña pasiva se ubica dentro de la cuña activa ABC, no se puede generar toda la resistencia pasiva del ancla a falla de muro

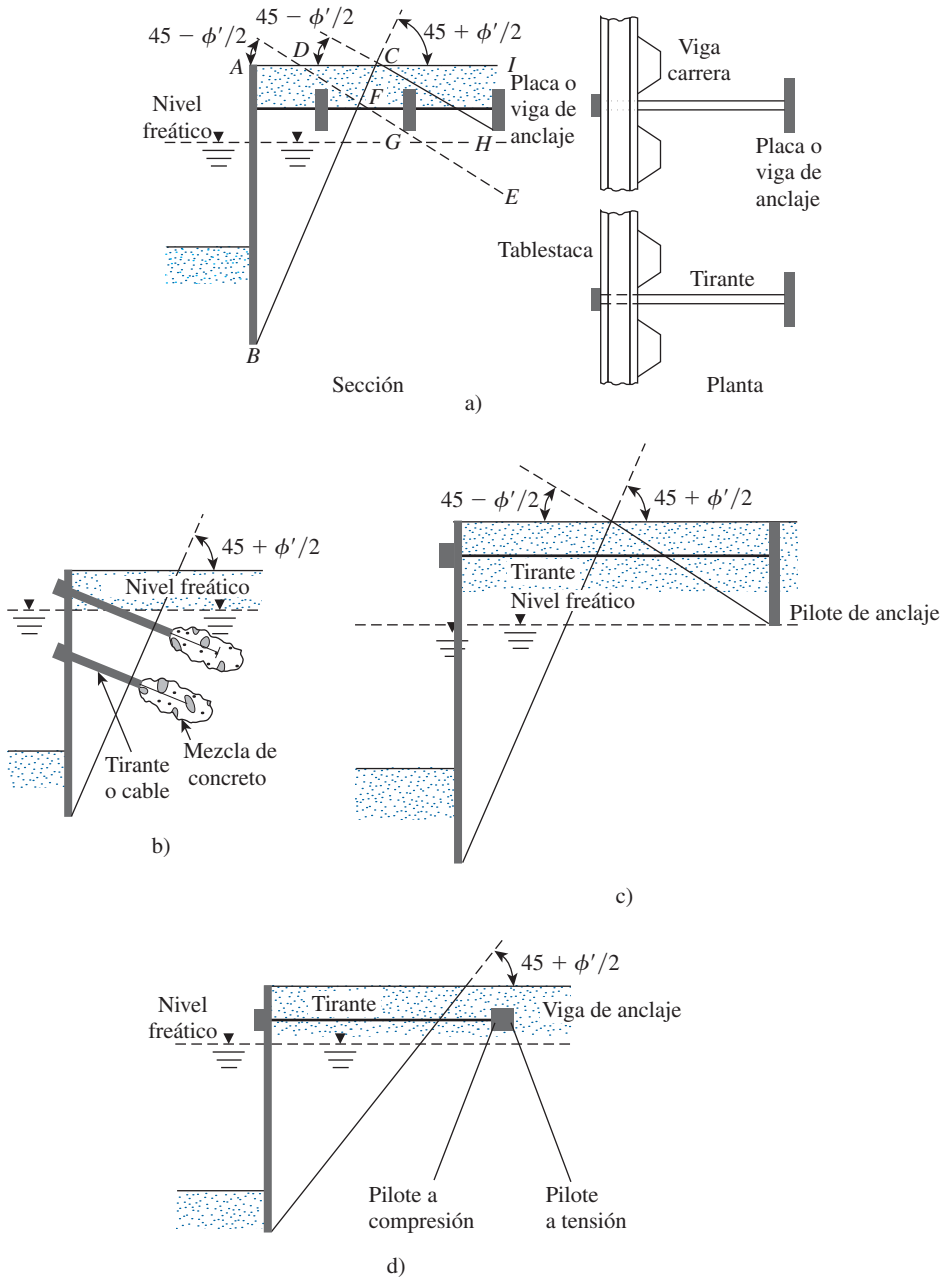


Figura 9.37 Varios tipos de anclajes para muros de tablestacas: a) placa o viga de anclaje; b) tirante; c) pilote vertical de anclaje; d) viga de anclaje con pilotes inclinados.

de tablestacas. Sin embargo, si el ancla se coloca en la zona *ICH*, la zona pasiva de Rankine en frente de la losa o placa de anclaje se ubica completamente fuera de la zona activa de Rankine *ABC*. En este caso, se puede generar toda la resistencia pasiva del ancla.

En las figuras 9.37b, 9.37c y 9.37d también se muestran las ubicaciones adecuadas para la colocación de los tirantes, pilotes verticales de anclaje y vigas de anclaje soportadas por pilotes inclinados.

www.elsolucionario.org

9.17 Capacidad de retención de placas de anclaje en arena

Método semiempírico

Ovesen y Stromann (1972) propusieron un método semiempírico para determinar la resistencia última de anclas en arena. Sus cálculos, hechos en tres pasos, se efectúan como sigue:

Paso 1. **Caso básico.** Se determina la profundidad de empotramiento, H. Se supone que el tablero de anclaje tiene una altura H y es continua (es decir, B = longitud de la losa de anclaje perpendicular a la sección transversal $= \infty$), como se muestra en la figura 9.38, en donde se utiliza la notación siguiente:

P_p = fuerza pasiva por longitud unitaria del ancla
P_a = fuerza activa por longitud unitaria del ancla
ϕ' = ángulo de fricción efectivo del suelo
δ' = ángulo de fricción entre el tablero de anclaje y el suelo
$P'_{\text{últ}}$ = resistencia última por longitud unitaria del ancla
W = peso efectivo por longitud unitaria del tablero de anclaje

Además,

$$P'_{\text{últ}} = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_p \cos\delta' - P_a \cos\phi' = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_p \cos\delta' - \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a \cos\phi'$$
$$= \tfrac{1}{2}\gamma H^2 (K_p \cos\delta' - K_a \cos\phi') \tag{9.88}$$

donde

K_a = coeficiente de presión activa con $\delta' = \phi'$ (consulte la figura 9.39a)
K_p = coeficiente de presión pasiva

Para obtener $K_p \cos\delta'$, primero se calcula

$$K_p \operatorname{sen}\delta' = \frac{W + P_a \operatorname{sen}\phi'}{\tfrac{1}{2}\gamma H^2} = \frac{W + \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a \operatorname{sen}\phi'}{\tfrac{1}{2}\gamma H^2} \tag{9.89}$$

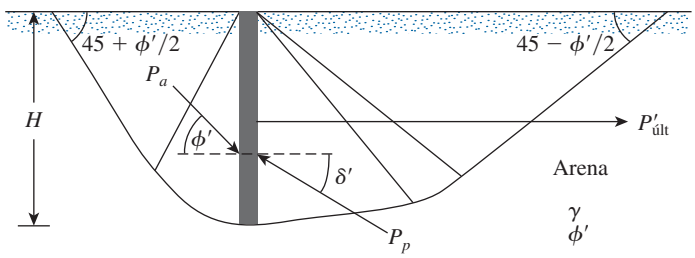
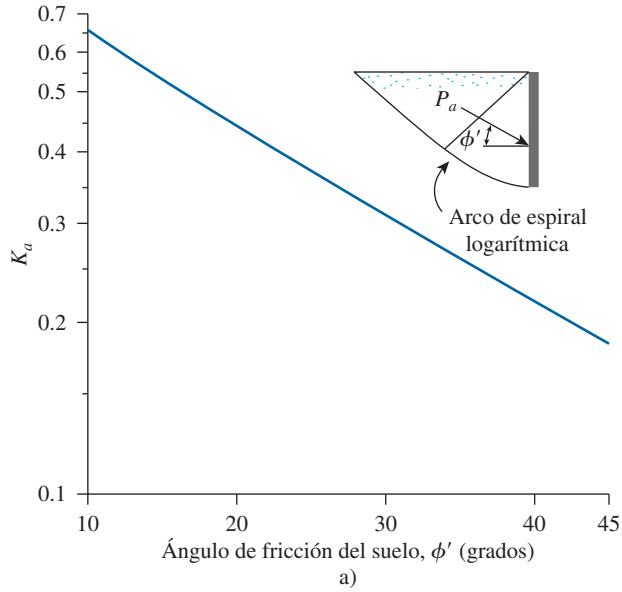


Figura 9.38 Caso básico: ancla vertical continua en suelo granular.



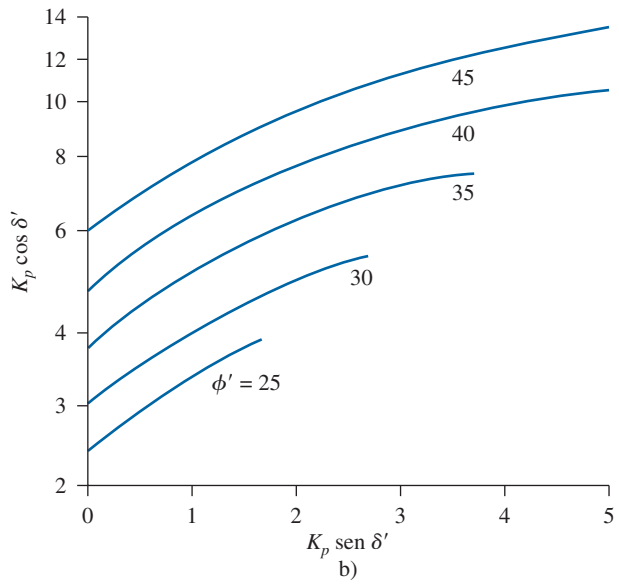


Figura 9.39 a) Variación de K_a para $\delta' = \phi'$; b) variación de $K_p \cos \delta'$ con K_p sen δ'. (Con base en Ovesen y Stromann, 1972)

Luego se utiliza la magnitud de K_p sen δ' obtenida con la ecuación (9.89) para estimar la magnitud de $K_p \cos \delta'$ de las gráficas dadas en la figura 9.39b.

Paso 2. **Caso de franja.** Se determina la altura real h del ancla que se construirá. Si se coloca un ancla continua (es decir, un ancla para la cual $B = \infty$) de altura h en el suelo tal que su profundidad de empotramiento es H, como se muestra en la figura 9.40, la resistencia última por longitud unitaria es

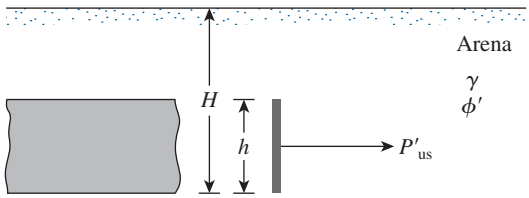


Figura 9.40 Caso de franja: ancla vertical.

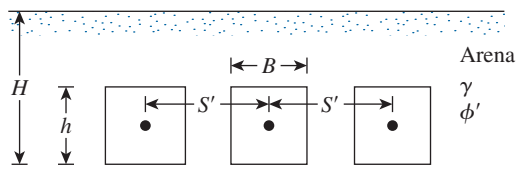
$$P'_{us} = \left[\frac{C_{ov} + 1}{C_{ov} + \left(\frac{H}{h}\right)}\right] P'_{últ} \quad \text{(9.90)}$$

↑ Ecuación 9.88

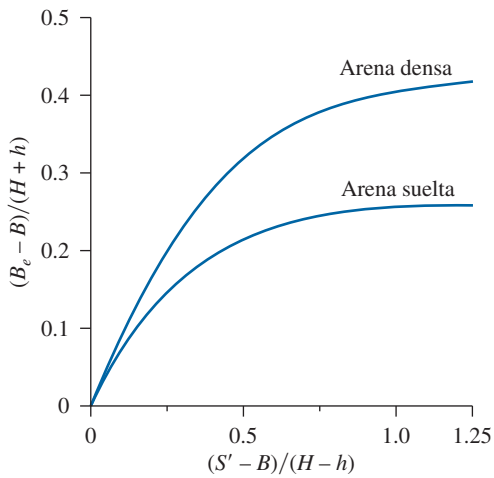
donde

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 un espaciamiento centro a centro S', como se muestra en la figura 9.41a. La resistencia última de cada ancla es



a)



b)

Figura 9.41 a) Caso real para una fila de anclas; b) variación de $(B_e - B)/(H + h)$ con $(S' - B)/(H + h)$. (Con base en Ovesen y Stromann, 1972)

www.elsolucionario.org

$$P_{\text{últ}} = P'_{\text{us}} B_e \tag{9.91}$$

donde B_e = longitud equivalente.

La longitud equivalente es una función de S', B, H y h. En la figura 9.41b se muestra una gráfica de $(B_e - B)/(H + h)$ contra $(S' - B)/(H + h)$ para los casos de arena suelta y densa. Al conocer los valores de S', B, H y h, se puede calcular el valor de B_e y utilizarlo en la ecuación (9.91) para obtener $P_{\text{últ}}$.

Solución del esfuerzo característico

Neely, Stuart y Graham (1973) propusieron una solución del esfuerzo característico para la resistencia a la extracción del anclaje utilizando el concepto de *superficie libre equivalente*. En la figura 9.42 se muestra la superficie de falla supuesta para una franja de anclaje. En esta figura, OX es la superficie libre equivalente. El esfuerzo cortante (s_o) movilizado a lo largo de OX se puede dar como

$$m = \frac{s_o}{\sigma'_o \tan \phi'} \tag{9.92}$$

donde

m = factor de movilización del esfuerzo cortante
σ'_o = esfuerzo normal efectivo a lo largo de OX

Utilizando este análisis, la resistencia última $(P_{\text{últ}})$ de un ancla (longitud = B y altura = h) se puede dar como

$$P_{\text{últ}} = M_{\gamma q} (\gamma h^2) B F_s \tag{9.93}$$

donde

$M_{\gamma q}$ = coeficiente de fuerza
F_s = factor de forma
γ = peso específico efectivo del suelo

Las variaciones de $M_{\gamma q}$ para $m = 0$ y 1 se muestran en la figura 9.43. Para un diseño conservador, se puede utilizar $M_{\gamma q}$ con $m = 0$. El factor de forma (F_s) determinado experimentalmente se muestra en la figura 9.44 como una función de B/h y H/h.

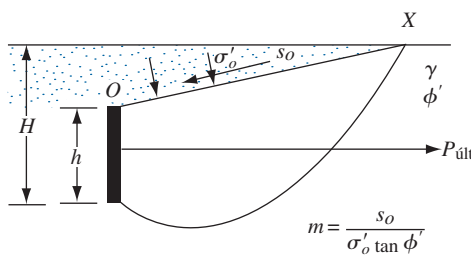


Figura 9.42 Superficie de falla supuesta en un suelo para la solución del esfuerzo característico.

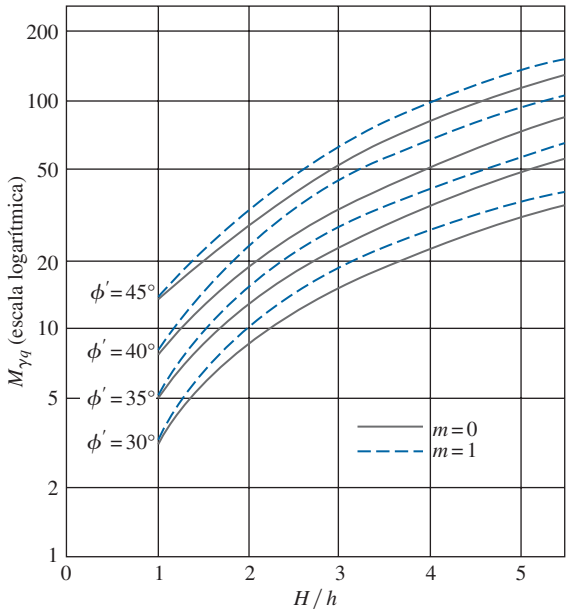


Figura 9.43 Variación de $M_{\gamma q}$ con H/h y ϕ'. (Según Neeley y colaboradores, 1973. Con permiso de la ASCE).

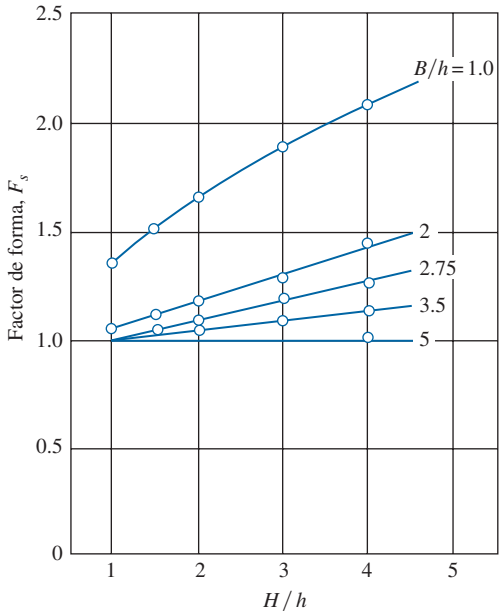


Figura 9.44 Variación del factor de forma con H/h y B/h. (Según Neeley y colaboradores, 1973. Con permiso de la ASCE).

Correlación empírica basada en pruebas en modelos

Ghaly (1997) utilizó los resultados de 104 pruebas de laboratorio, 15 pruebas centrífugas de modelos y 9 pruebas de campo para proponer una correlación empírica para la resistencia última de anclas individuales. La correlación se puede escribir como

$$P_{\text{últ}} = \frac{5.4}{\tan \phi'}\left(\frac{H^2}{A}\right)^{0.28} \gamma A H \tag{9.94}$$

donde A = área del ancla = Bh.

Ghaly también utilizó los resultados de las pruebas en modelos de Das y Seeley (1975) para desarrollar una relación carga-desplazamiento para anclas individuales. La relación se puede dar como

$$\frac{P}{P_{\text{últ}}} = 2.2\left(\frac{u}{H}\right)^{0.3} \tag{9.95}$$

donde u = desplazamiento horizontal del ancla a un nivel de carga P.

Las ecuaciones (9.94) y (9.95) se aplican a anclas individuales (es decir, anclas para las cuales $S'/B = \infty$). Para fines prácticos, cuando $S'/B \approx 2$ las anclas se comportan como anclas individuales.

Factor de seguridad para placas de anclaje

La resistencia permisible por placa de anclaje se puede dar como

$$P_{\text{perm}} = \frac{P_{\text{últ}}}{\text{FS}}$$

donde FS = factor de seguridad.

En general, se sugiere un factor de seguridad de 2 cuando se utiliza el método de Ovesen y Stromann. Un factor de seguridad de 3 se sugiere para $P_{\text{últ}}$ calculada con la ecuación (9.94).

Espaciamiento de las placas de anclaje

El espaciamiento centro a centro de las anclas, S', se puede obtener de

$$S' = \frac{P_{\text{perm}}}{F}$$

donde F = fuerza por longitud unitaria de la tablestaca.

Ejemplo 9.11

Consulte la figura 9.41a. Datos: $B = h = 0.4$ m, $S' = 1.2$ m, $H = 1$ m, $\gamma = 16.51$ kN/m^3 y $\phi' = 35°$. Determine la resistencia última para cada placa de anclaje. Las placas de anclaje están hechas de concreto y tienen espesores de 0.15 m.

Solución

De la figura 9.39a para $\phi' = 35°$, la magnitud de K_a es de aproximadamente 0.26.

$$W = Ht\gamma_{\text{concreto}} = (1\text{ m})(0.15\text{ m})(23.5\text{ kN/m}^3)$$
$$= 3.525\text{ kN/m}$$

De la ecuación (9.89),

$$K_p \operatorname{sen}\delta' = \frac{W + {}^1/_2\gamma H^2 K_a \operatorname{sen}\phi'}{{}^1/_2\gamma H^2}$$
$$= \frac{3.525 + (0.5)(16.51)(1)^2(0.26)(\operatorname{sen} 35)}{(0.5)(16.51)(1)^2} = 0.576$$

www.elsolucionario.org

De la figura 9.39b con $\phi' = 35°$ y $K_p \operatorname{sen} \delta' = 0.576$, el valor de $K_p \cos \delta'$ es de aproximadamente 4.5. Ahora, utilizando la ecuación (9.88),

$$P'_{\text{últ}} = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 (K_p \cos \delta' - K_a \cos \phi')$$
$$= (\tfrac{1}{2})(16.51)(1)^2[4.5 - (0.26)(\cos 35)] = 35.39 \text{ kN/m}$$

A fin de calcular P'_{us} suponga que la arena está suelta. Por lo tanto, C_{ov} en la ecuación (9.90) es igual a 14. De aquí,

$$P'_{\text{us}} = \left[\frac{C_{\text{ov}} + 1}{C_{\text{ov}} + \left(\frac{H}{h}\right)}\right] P'_{\text{últ}} = \left[\frac{14 + 1}{14 + \left(\frac{1}{0.4}\right)}\right] = 32.17 \text{ kN/m}$$

$$\frac{S' - B}{H + h} = \frac{1.2 - 0.4}{1 + 0.4} = \frac{0.8}{1.4} = 0.571$$

Para $(S' - B)/(H + h) = 0.571$ y arena suelta, en la figura 9.41b se obtiene

$$\frac{B_e - B}{H - h} = 0.229$$

Por lo tanto,

$$B_e = (0.229)(H + h) + B = (0.229)(1 + 0.4) + 0.4$$
$$= 0.72$$

De aquí, de la ecuación (9.91)

$$P_{\text{últ}} = P'_{\text{us}} B_e = (32.17)(0.72) = \mathbf{23.16 \text{ kN}}$$ ■

Ejemplo 9.12

Consulte el *ancla individual* dada en el ejemplo 9.11 usando la solución del esfuerzo característico. Estime la resistencia última del ancla. Utilice $m = 0$ en la figura 9.43.

Solución

Datos: $B = h = 0.4$ m y $H = 1$ m.
Así:

$$\frac{H}{h} = \frac{1 \text{ m}}{0.4 \text{ m}} = 2.5$$
$$\frac{B}{h} = \frac{0.4 \text{ m}}{0.4 \text{ m}} = 1$$

De la ecuación (9.93),

$$P_{\text{últ}} = M_{\gamma q}\gamma h^2 BF_s$$

De la figura 9.43, con $\phi' = 35°$ y $H/h = 2.5$, $M_{\gamma q} \approx 18.2$. Además, de la figura 9.44, con $H/h = 2.5$ y $B/h = 1$, $F_s \approx 1.8$. De aquí,

$$P_{\text{últ}} = (18.2)(16.51)(0.4)^2(0.4)(1.8) \approx \mathbf{34.62\ kN}$$ ■

Ejemplo 9.13

Resuelva el problema 9.12 utilizando la ecuación (9.94).

Solución

De la ecuación (9.94),

$$P_{\text{últ}} = \frac{5.4}{\tan\phi'}\left(\frac{H^2}{A}\right)^{0.28}\gamma AH$$

$$H = 1\ \text{m}$$

$$A = Bh = (0.4 \times 0.4) = 0.16\ \text{m}^2$$

$$P_{\text{últ}} = \frac{5.4}{\tan 35}\left[\frac{(1)^2}{0.16}\right]^{0.28}(16.51)(0.16)(1) \approx \mathbf{34.03\ kN}$$ ■

9.18 Capacidad de retención de placas de anclaje en arcilla (condición $\phi = 0$)

Se han realizado relativamente pocos estudios sobre la resistencia última de placas de anclaje en suelos arcillosos ($\phi = 0$). Mackenzie (1955) y Tschebotarioff (1973) identificaron la naturaleza de la variación de la resistencia última de franjas de anclaje y vigas como una función de H, h y c (cohesión no drenada basada en $\phi = 0$) en una forma adimensional basada en resultados de pruebas de modelos de laboratorio. Esto se muestra en forma de una gráfica adimensional en la figura 9.45 ($P_{\text{últ}}/hBc$ contra H/h) y se puede emplear para estimar la resistencia última de placas de anclaje en arcilla saturada ($\phi = 0$).

9.19 Resistencia última de tirantes

De acuerdo con la figura 9.46, la resistencia última que presenta un tirante en arena es

$$P_{\text{últ}} = \pi dl\bar{\sigma}'_o K \tan\phi' \tag{9.96}$$

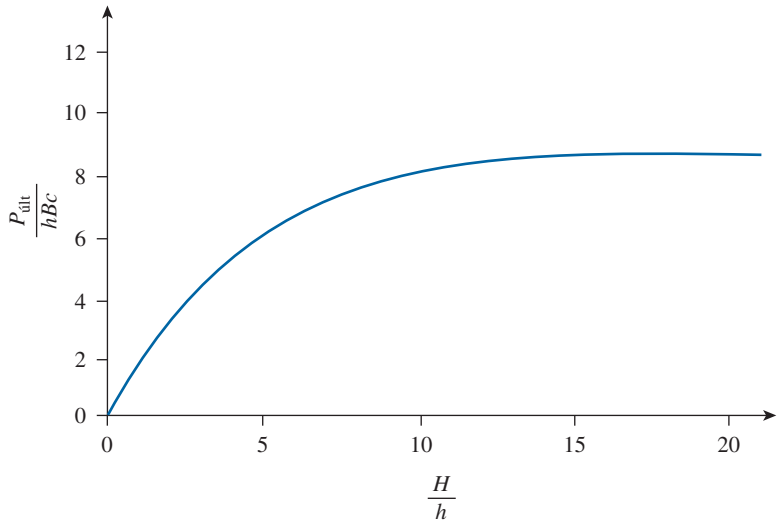


Figura 9.45 Variación experimental de $\frac{P_{\text{últ}}}{hBc}$ con H/h para placas de anclaje en arcilla. (Basada en Mackenzie (1955) y Tschebotarioff (1973).

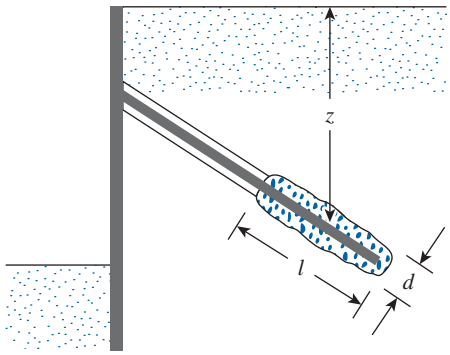


Figura 9.46 Parámetros para definir la resistencia última de tirantes.

donde

ϕ' = ángulo de fricción efectivo del suelo
$\overline{\sigma}'_o$ = esfuerzo vertical efectivo promedio (= γz en arena seca)
K = coeficiente de presión de tierra

La magnitud de K se puede tomar igual al coeficiente de presión de tierra en reposo (K_o) si la mezcla de concreto se inyecta a presión (Littlejohn, 1970). El límite inferior de K se puede tomar igual al coeficiente de presión activa de tierra de Rankine.

En arcillas, la resistencia última de los tirantes se puede aproximar como

$$P_{\text{últ}} = \pi d l c_a \tag{9.97}$$

donde c_a = adhesión.

www.elsolucionario.org

El valor de c_a se puede aproximar como $\frac{2}{3}c_u$ (donde c_u = resistencia no drenada). Se puede utilizar un factor de seguridad de 1.5 a 2 sobre la resistencia última para obtener la resistencia permisible presentada por cada tirante.

Problemas

9.1 En la figura P9.1 se muestra un muro de tablestacas en voladizo que penetra un suelo granular. Donde, $L_1 = 4$ m, $L_2 = 8$ m, $\gamma = 16.1$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 18.2$ kN/m^3 y $\phi' = 32°$.
- **a.** ¿Cuál es la profundidad de empotramiento teórica, D?
- **b.** Para un incremento de 30% en D, ¿cuál debe ser la longitud total de las tablestacas?
- **c.** Determine el momento máximo teórico de la tablestaca.

9.2 Vuelva a solucionar el problema 9.1 con los datos siguientes: $L_1 = 3$ m, $L_2 = 6$ m, $\gamma = 17.3$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 19.4$ kN/m^3 y $\phi' = 30°$.

9.3 Consulte la figura 9.10. Con los datos siguientes: $L = 3$ m, $\gamma = 16.7$ kN/ m^3 y $\phi' = 30°$. Calcule la profundidad de penetración teórica, D y el momento máximo.

9.4 Consulte la figura P9.4, en donde $L_1 = 2.4$ m, $L_2 = 4.6$ m, $\gamma = 15.7$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 17.3$ kN/m^3 y $\phi' = 30°$ y $c = 29$ kN/m^2.
- **a.** ¿Cuál es la profundidad de empotramiento teórica, D?
- **b.** Incremente D en 40%. ¿Cuál es la longitud necesaria de las tablestacas?
- **c.** Determine el momento máximo teórico en la tablestaca.

9.5 Consulte la figura 9.14. Con: $L = 4$ m; para arena, $\gamma = 16$ kN/m^3; $\phi' = 35°$ y para arcilla, $\gamma_{sat} = 19.2$ kN/m^3 y $c = 45$ kN/m^2. Determine el valor teórico de D y el momento máximo.

9.6 En la figura P9.6 se muestra un muelle de tablestacas ancladas. Con $L_1 = 4$ m, $L_2 = 9$ m, $l_1 = 2$ m, $\gamma = 17$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 19$ kN/m^3 y $\phi' = 34°$.
- **a.** Calcule el valor teórico de la profundidad de empotramiento, D.
- **b.** Trace el diagrama de la distribución de la presión.
- **c.** Determine la fuerza en el ancla por longitud unitaria del muro. Utilice el método de apoyo simple en tierra.

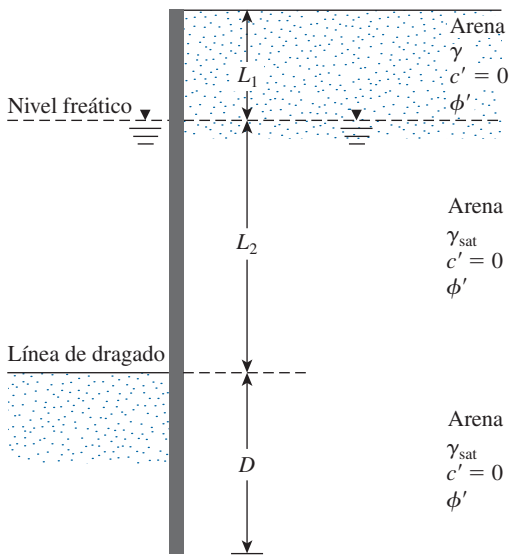


Figura P9.1

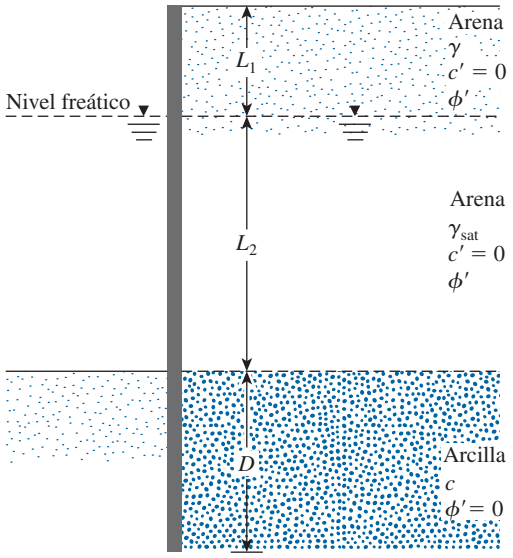


Figura P9.4

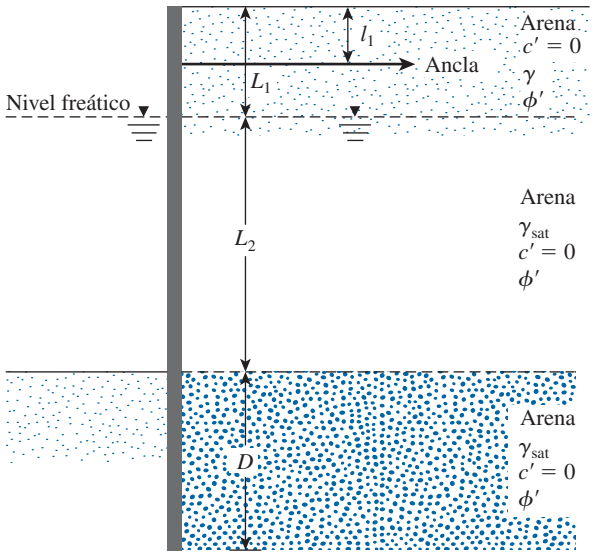


Figura P9.6

9.7 En el problema 9.6 suponga que $D_{real} = 1.3D_{teórica}$.
- **a.** Determine el momento máximo teórico.
- **b.** Utilizando la técnica de reducción del momento de Rowe, elija una sección para la tablestaca. Considere $E = 210 \times 10^3$ MN/m^2 y $\sigma_{perm} = 210\,000$ kN/m^2.

9.8 Consulte la figura P9.6. Con los datos siguientes: $L_1 = 4$ m, $L_2 = 8$ m, $l_1 = l_2 = 2$ m, $\gamma = 16$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 18.5$ kN/m^3 y $\phi' = 35°$. Utilice las gráficas de la sección 9.10 y determine:
- **a.** La profundidad de penetración máxima.
- **b.** La fuerza en el ancla por longitud unitaria.
- **c.** El momento máximo en la tablestaca.

9.9 Consulte la figura P9.6, para la cual $L_1 = 4$ m, $L_2 = 7$ m, $l_1 = 1.5$ m, $\gamma = 18$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 19.5$ kN/m^3 y $\phi' = 30°$. Utilice el método del diagrama computacional (sección 9.12) para determinar D, F y $M_{máx}$. Suponga que $C = 0.68$ y $R = 0.6$.

9.10 En la figura P9.10 se muestra un muelle de tablestacas ancladas. Con $L_1 = 2$ 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.
- **a.** Determine la profundidad de empotramiento teórica, D.
- **b.** Calcule la fuerza en el ancla por longitud unitaria del muro de tablestacas. Utilice el método de apoyo simple en tierra.

9.11 En la figura 9.41a, para la losa de anclaje en arena, $H = 1.52$ m, $h = 0.91$ m, $B = 1.22$ m, $S' = 2.13$ m, $\phi' = 30°$ y $\gamma = 17.3$ kN/m^3. Las placas de anclaje son de concreto y tienen espesores de 76 mm. Utilizando el método de Ovesen y Stromann, calcule la capacidad de retención última de cada ancla. Tome $\gamma_{concreto} = 23.58$ kN/m^3.

9.12 En la figura P9.12 se muestra una losa de anclaje individual. Para este caso, $H = 0.9$ m, $h = 0.3$ m, $\gamma = 17$ kN/m^3 y $\phi' = 32°$. Calcule la capacidad de retención última de la losa de anclaje si el ancho B es a) 0.3 m, b) 0.6 m y c) 0.9 m.
(*Nota:* el espaciamiento centro a centro, $S' = \infty$). Utilice la correlación empírica de la sección 9.17 [ecuación (9.94)].

9.13 Repita el problema 9.12 utilizando la ecuación (9.93). Utilice $m = 0$ en la figura 9.43.

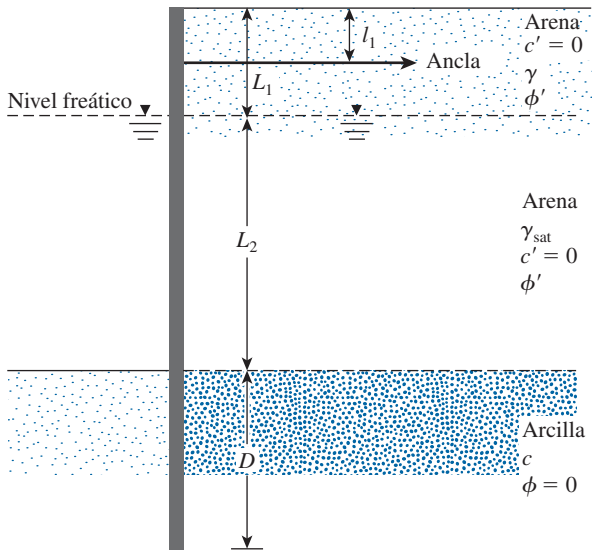


Figura P9.10

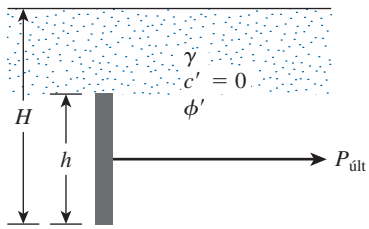


Figura P9.12

www.elsolucionario.org

Referencias

Blum, H. (1931) *Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken*, W. Ernst und Sohn, Berlín, Alemania.

Casagrande, L. (1973). "Comments on Conventional Design of Retaining Structures", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 99, núm. SM2, pp. 181-198.

Cornfield, G.M. (1975). "Sheet Pile Structures", en *Foundations Engineering Handbook*, ed. H.F. Wintercorn y H.Y. Fang. Van Nostrand Reinhold, Nueva York, pp. 418-444.

Das, B.M. y Sheley, G.R. (1975). "Load-Displacement Relationships for Vertical Anchor Plates", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. American Society of Civil Engineers, vol. 101, GT7, pp. 711-715.

Ghaly, A.M. (1997). "Load-Displacement Prediction for Horizontally Loaded Vertical Plates", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 123, núm. 1, pp. 74-76.

Hagerty, D.J. y Nofal, M.M. (1992). "Design Aids: Anchored Bulkheads in Sand," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, núm. 5, pp. 789-795.

Littlejohn. G.S. (1970). "Soil Anchors", *Proceedings, Conference on Ground Engineering*, Institute of Civil Engineers, Londres, pp. 33-44.

Mackenzie, T.R. (1955). *Strength of Deadman Anchors in Clay*, tesis de maestría en ciencias, Princeton University, Princeton, NJ.

Nataraj, M.S. y Hoadley, P.G. (1984). "Design of Anchored Bulkheads in Sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 110, GT4, pp. 505-515.

Neeley, W.J., Stuart, J.G. y 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, núm. SM9, pp. 669-685.

Ovesen, N.K. y 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.

Rowe, P.W. (1952). "Anchored Sheet Pile Walls", *Proceedings, Institute of Civil Engineers*, vol. 1, parte 1, pp. 27-70.

Rowe, P.W. (1957). "Sheet Pile Walls in Clay", *Proceedings, Institute of Civil Engineers*, vol. 7, pp. 654-692.

Tschebotarioff, G.P. (1973). *Foundations, Retaining and Earth Structures*, 2a. ed., McGraw-Hill, Nueva York.

Tsinker, G.P. (1983). "Anchored Sheet Pile Bulkheads: Design Practice", *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 109, núm. GT8, pp. 1021-1038.

10 Cortes apuntalados

10.1 Introducción

En ocasiones el trabajo de una construcción requiere excavaciones en el terreno con caras verticales o casi verticales, por ejemplo, los sótanos de edificios en áreas urbanizadas o las instalaciones del transporte subterráneo a poca profundidad debajo de la superficie del terreno (un tipo de construcción de corte y cubierta). Las caras verticales de los cortes se necesitan proteger mediante sistemas temporales de apuntalamiento para evitar una falla que se puede acompañar por un asentamiento considerable o por la falla de capacidad de carga de cimentaciones cercanas.

En la figura 10.1 se muestran dos tipos de cortes apuntalados de uso común en el trabajo de construcción. En un tipo se utiliza una *viga montante* (figura 10.1a), que se hinca en el suelo antes de la excavación y es una viga vertical de acero o de madera. El *revestimiento*, que consiste en tablones de madera horizontales, se coloca entre las vigas montantes conforme avanza la excavación. Cuando la excavación alcanza la profundidad deseada, se instalan los *largueros* y *puntales* (vigas de acero horizontales). Los puntales son miembros a compresión. En la figura 10.1b se muestra otro tipo de excavación apuntalada. En este caso, se hincan *tablestacas* machihembradas en el suelo antes de la excavación. Los largueros y puntales se insertan inmediatamente después de que la excavación alcanza la profundidad deseada.

En la figura 10.2 se muestra la construcción apuntalada utilizada para el metro de Chicago en 1940, en la que se utilizaron revestimientos de madera, puntales de madera y largueros de acero. En la figura 10.3 se muestra un corte apuntalado hecho durante la construcción del metro de Washington, D.C., en 1974. En este corte, se empleó un revestimiento de madera, pilotes montantes de acero de sección en H, largueros de acero y puntales de tubo.

Para diseñar excavaciones apuntaladas (es decir, seleccionar largueros, puntales, tablestacas y vigas montantes), un ingeniero debe estimar la presión lateral de tierra a la que se someterán los cortes apuntalados. Los aspectos teóricos de la presión lateral de tierra sobre un corte apuntalado se analizaron en la sección 7.8. La fuerza activa total por longitud unitaria del muro (P_a) se calculó utilizando le teoría general de cuñas. Sin embargo, ese análisis no proporciona las relaciones requeridas para estimar la variación de la presión lateral con la profundidad, que es una función de varios factores, como el tipo de suelo, la experiencia de la cuadrilla de construcción, el tipo de equipo de construcción utilizado, etcétera. Es por eso que se utilizan envolventes empíricas de presiones desarrolladas por observaciones de campo para el diseño de los cortes apuntalados. El procedimiento se analiza en la sección siguiente.

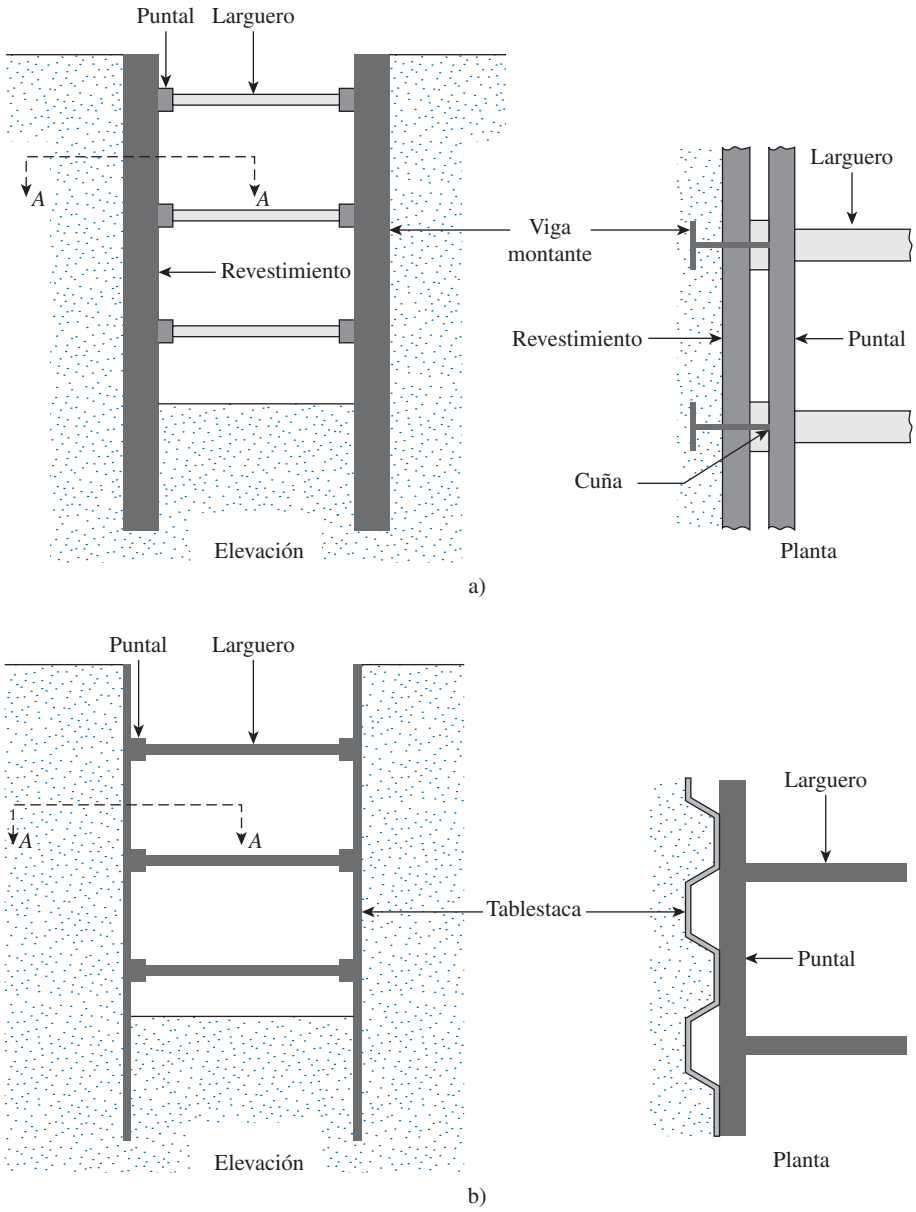


Figura 10.1 Tipos de cortes apuntalados: a) con vigas montantes; b) con tablestacas.

10.2 Envolvente de presión para el diseño de cortes apuntalados

Como se mencionó en la sección 10.1, la presión lateral de tierra en un corte apuntalado depende del tipo de suelo, del método de construcción y del tipo de equipo utilizado. La presión lateral de tierra cambia de un lugar a otro. Cada puntal también se debe diseñar para la carga máxima a que se someterá. Por lo tanto, los cortes apuntalados se deben diseñar utilizando diagramas de presión aparente que son envolventes de todos los diagramas de presión determinados a partir

www.elsolucionario.org

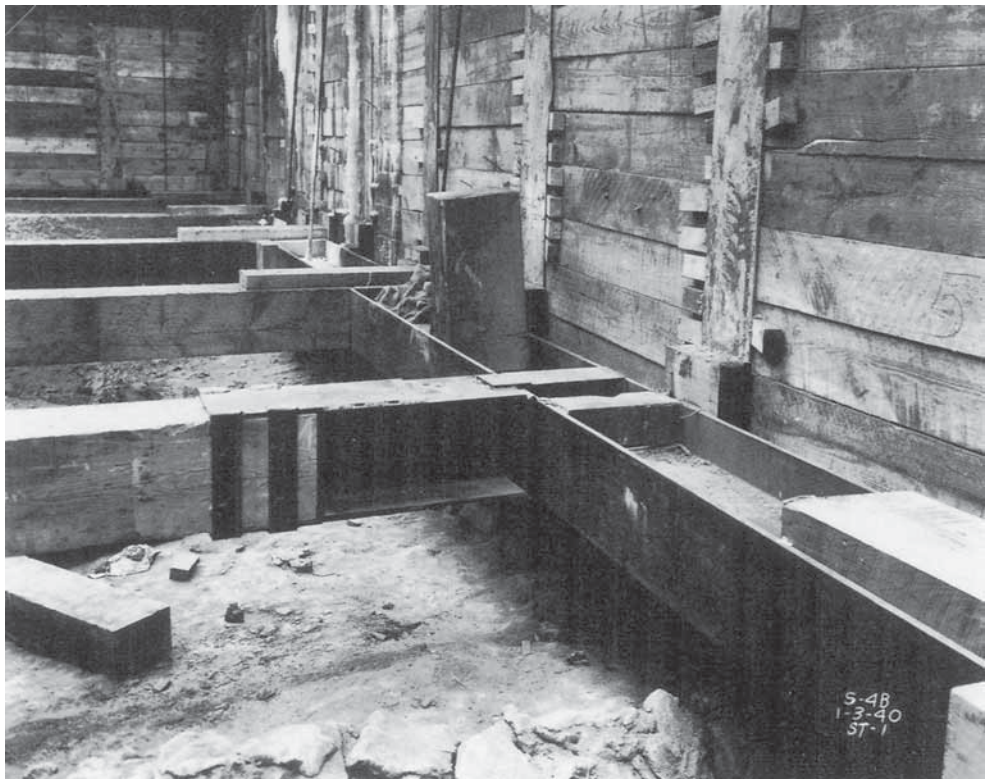


Figura 10.2 Corte apuntalado en la construcción del metro de Chicago, enero de 1940. (*Cortesía de Ralph B. Peck.*)

de las cargas en los puntales en el campo. En la figura 10.4 se muestra el método para obtener el diagrama de presión aparente en una sección mediante cargas en los puntales. En esta figura, sean P_1, P_2, P_3, P_4, . . . las cargas medidas en los puntales. Entonces la presión horizontal aparente se puede calcular como

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{(s)\left(d_1 + \frac{d_2}{2}\right)}$$

$$\sigma_2 = \frac{P_2}{(s)\left(\frac{d_2}{2} + \frac{d_3}{2}\right)}$$

$$\sigma_3 = \frac{P_3}{(s)\left(\frac{d_3}{2} + \frac{d_4}{2}\right)}$$

$$\sigma_4 = \frac{P_4}{(s)\left(\frac{d_4}{2} + \frac{d_5}{2}\right)}$$



Figura 10.3 Corte apuntalado en la construcción del metro de Washington, D.C., mayo de 1974. (*Cortesía de Ralph B. Peck.*)

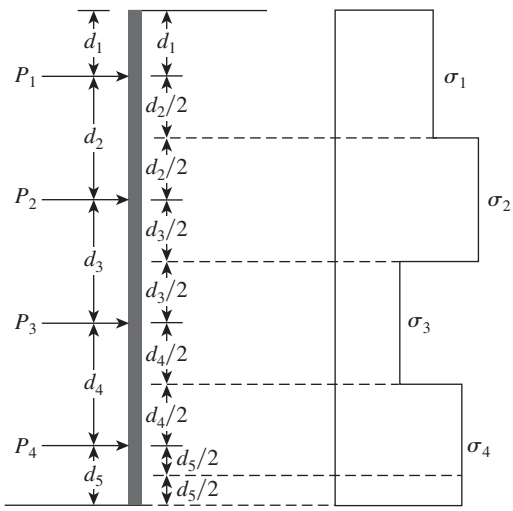


Figura 10.4 Procedimiento para calcular el diagrama de presión aparente a partir de cargas medidas en los puntales.

donde

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ = presiones aparentes
s = espaciamiento centro a centro de los puntales

Utilizando el procedimiento antes descrito para las cargas en los puntales observados en el corte del metro de Berlín, en el de Múnich y de Nueva York, Peck (1969) proporcionó los diagramas de la envolvente de la presión lateral aparente para el diseño de cortes en *arena*. Esta envolvente se ilustra en la figura 10.5, en donde

$$\sigma_a = 0.65\gamma H K_a \tag{10.1}$$

donde

γ = peso específico
H = altura del corte
K_a = coeficiente de presión activa de Rankine = $\tan^2(45 - \phi'/2)$
ϕ' = ángulo de fricción efectivo de la arena

Cortes en arcilla

De manera similar, Peck (1969) también proporcionó los diagramas de las envolventes de presión lateral aparente para cortes en *arcilla suave a media* y en *arcilla firme*. La envolvente de presión para arcilla suave a media se muestra en la figura 10.6 y es aplicable para la condición

$$\frac{\gamma H}{c} > 4$$

donde c = cohesión no drenada ($\phi = 0$).

La presión, σ_a, es la mayor de

$$\sigma_a = \gamma H\left[1 - \left(\frac{4c}{\gamma H}\right)\right]$$

y

$$\sigma_a = 0.3\gamma H \tag{10.2}$$

donde γ = peso específico de la arcilla.

La envolvente de presión para cortes en arcilla firme se muestra en la figura 10.7, en donde

$$\sigma_a = 0.2\gamma H \text{ a } 0.4\gamma H \qquad (\text{con un promedio de } 0.3\gamma H) \tag{10.3}$$

es aplicable para la condición $\gamma H/c \leq 4$.

www.elsolucionario.org

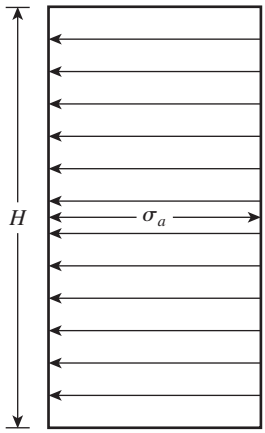


Figura 10.5 Envolvente de presión aparente para cortes en arena de Peck (1969).

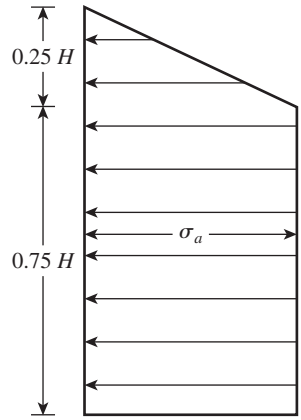


Figura 10.6 Envolvente de presión aparente para cortes en arcilla suave a media de Peck (1969).

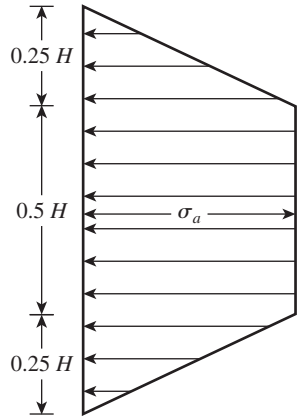


Figura 10.7 Envolvente de presión aparente para cortes en arcilla firme de Peck (1969).

Al utilizar las envolventes antes descritas, hay que tener en cuenta los puntos siguientes:

1. Se aplican a excavaciones con profundidades mayores que aproximadamente 6 m.
2. Se basan en la suposición de que el nivel freático está debajo del fondo del corte.
3. Se supone que la arena está drenada con presión de poro del agua nula.
4. Se supone que la arcilla no está drenada y no se considera la presión de poro del agua.

10.3 Envolvente de presión para cortes en suelo estratificado

En ocasiones se encuentran estratos tanto de arena como de arcilla cuando se construye un corte apuntalado; Peck (1943) propuso que se debe determinar un valor equivalente de la cohesión ($\phi = 0$) de acuerdo con la fórmula (consulte la figura 10.8a).

$$c_{\text{prom}} = \frac{1}{2H}[\gamma_s K_s H_s^2 \tan \phi_s' + (H - H_s) n' q_u] \tag{10.4}$$

donde

H = altura total del corte
γ_s = peso específico de la arena
H_s = altura del estrato de arena
K_s = un coeficiente de presión lateral de tierra para el estrato de arena (≈ 1)
ϕ_s' = ángulo de fricción efectivo de la arena
q_u = resistencia a la compresión simple de la arcilla
n' = un coeficiente de falla progresiva (varía de 0.5 a 1; valor promedio de 0.75)

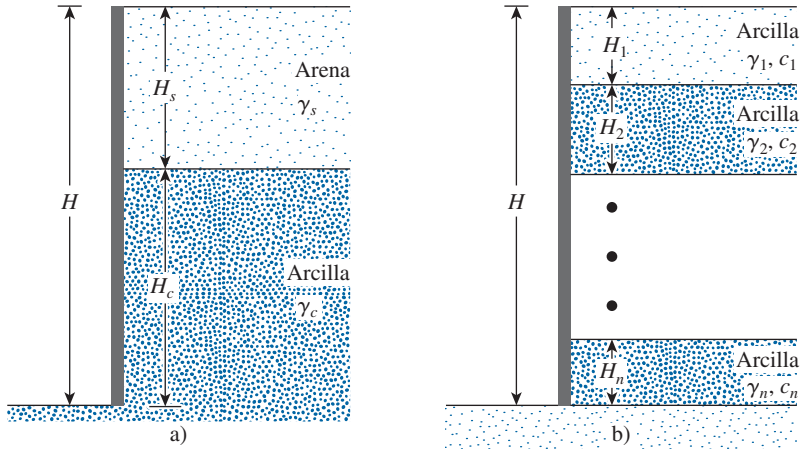


Figura 10.8 Suelos estratificados en cortes apuntalados.

El peso específico promedio de los estratos se puede expresar como

$$\gamma_a = \frac{1}{H}[\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c] \tag{10.5}$$

donde γ_c = peso específico saturado del estrato de arcilla.

Una vez que se determinan los valores promedio de la cohesión y del peso específico, se pueden utilizar las envolventes de presión para diseñar los cortes.

De manera similar, cuando se encuentran varios estratos de arcilla en un corte (figura 10.8b), la cohesión no drenada promedio resulta

$$c_{\text{prom}} = \frac{1}{H}(c_1 H_1 + c_2 H_2 + \cdots + c_n H_n) \tag{10.6}$$

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 los estratos 1, 2, . . . , n

Ahora el peso específico promedio es

$$\gamma_a = \frac{1}{H}(\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3 + \cdots + \gamma_n H_n) \tag{10.7}$$

10.4 Diseño de varios componentes de un corte apuntalado

Puntales

En el trabajo de construcción los puntales deben tener un espaciamiento vertical mínimo de aproximadamente 2.75 m o más. Los puntales son vigas horizontales sometidas a flexión. La capacidad de soporte de carga de las columnas depende de su *relación de esbeltez*, que se puede

reducir proporcionando soportes verticales y horizontales en puntos intermedios. Para cortes amplios, puede ser necesario empalmar los puntales. Para cortes apuntalados en suelos arcillosos, la profundidad del primer puntal debajo de la superficie del terreno será menor que la profundidad de la grieta de tensión, z_c. De la ecuación (7.8),

$$\sigma'_a = \gamma z K_a - 2c'\sqrt{K_a}$$

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

$$z_c = \frac{2c'}{\sqrt{K_a}\gamma}$$

Con $\phi = 0$, $K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 1$, por lo tanto,

$$z_c = \frac{2c}{\gamma}$$

Se puede emplear un procedimiento conservador simplificado para determinar las cargas en los puntales. Si bien este procedimiento variará, dependiendo de los ingenieros implicados en el proyecto, el siguiente es un resumen paso a paso de la metodología general (consulte la figura 10.9):

Paso 1. Se traza la envolvente de presión para el corte apuntalado. (Consulte las figuras 10.5, 10.6 y 10.7). Además, se muestran los niveles propuestos para los puntales. En la figura 10.9a se muestra una envolvente de presión para un suelo arenoso; sin embargo, también podría ser para una arcilla. Los niveles de los puntales se marcan *A*, *B*, *C* y *D*. Las tablestacas (o vigas montantes) se suponen articuladas en los niveles de los puntales, excepto en la parte superior y en la inferior. En la figura 10.9a, las articulaciones están al nivel de los puntales *B* y *C*. (Muchos diseñadores también suponen que las tablestacas o vigas montantes están articuladas en todos los niveles de los puntales, excepto en el de la parte superior).

Paso 2. Se determinan las reacciones para las dos vigas simples en voladizo (parte superior e inferior) y de todas las vigas simples intermedias. En la figura 10.9b, estas reacciones son A, B_1, B_2, C_1, C_2 y D.

Paso 3. Las cargas en los puntales en la figura se pueden calcular mediante las fórmulas

$$\begin{aligned} P_A &= (A)(s) \\ P_B &= (B_1 + B_2)(s) \\ P_C &= (C_1 + C_2)(s) \end{aligned} \tag{10.8}$$

y

$$P_D = (D)(s)$$

www.elsolucionario.org

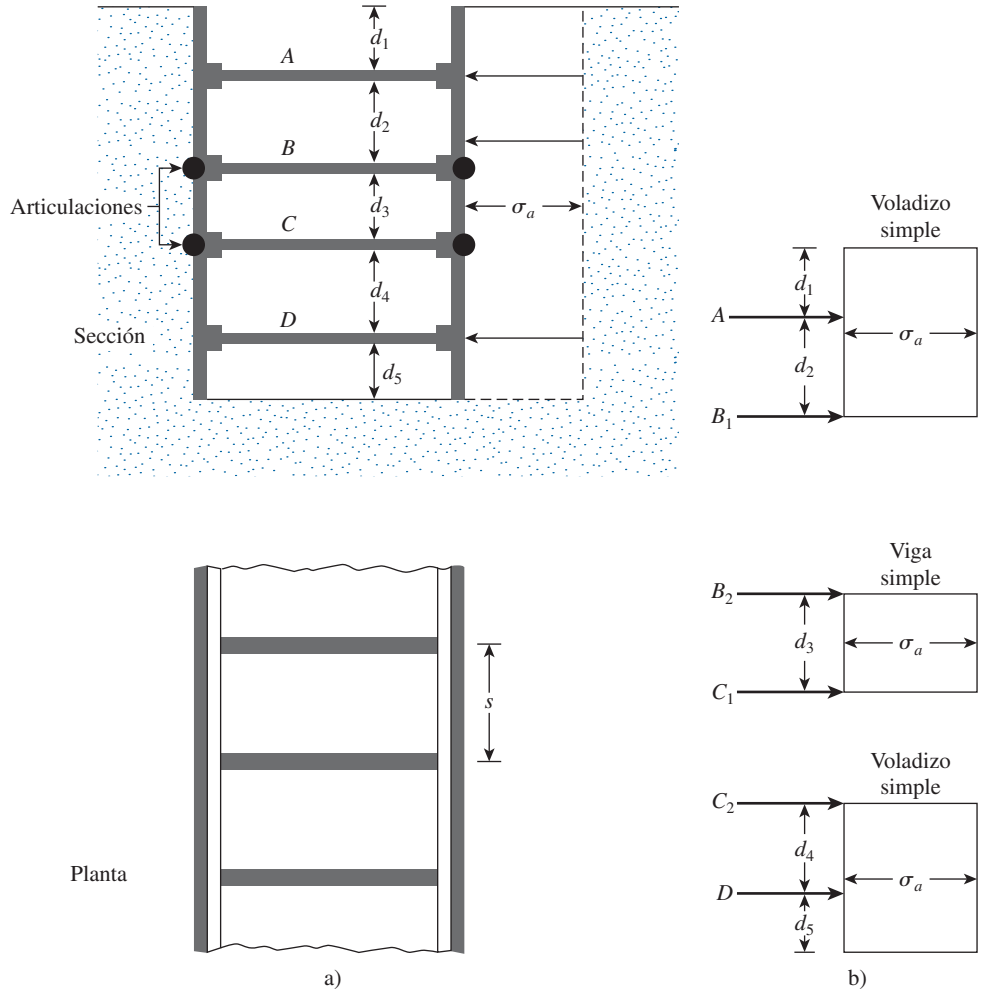


Figura 10.9 Determinación de las cargas en los puntales: a) sección y planta del corte; b) método para determinar las cargas en los puntales.

donde

P_A, P_B, P_C, P_D = cargas que tomarán 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 (observe las unidades: fuerza/longitud unitaria del corte apuntalado)

s = espaciamiento horizontal de los puntales (consulte la planta en la figura 10.9a)

Paso 4. Al conocer las cargas en los puntales en cada nivel y las condiciones del apuntalamiento intermedio, permite la selección de las secciones apropiadas de un manual de construcción en acero.

Tablestacas

El diseño de tablestacas comprende los pasos siguientes:

Paso 1. Para cada una de las secciones que se muestran en la figura 10.9b, determine el momento flexionante máximo.

Paso 2. Se determina el valor máximo de los momentos flexionantes máximos ($M_{máx}$) obtenidos en el paso 1. Observe que las unidades de este momento serán, por ejemplo, kN-m/m de longitud del muro.

Paso 3. Se obtiene el módulo de sección requerido de las tablestacas, que es

$$S = \frac{M_{máx}}{\sigma_{perm}} \tag{10.19}$$

donde σ_{perm} = esfuerzo de flexión permisible del material de la tablestaca.

Paso 4. Se elige una tablestaca que tenga un módulo de sección mayor que o igual al módulo de sección requerido de una tabla como la 9.1.

Largueros

Los largueros se pueden tratar como miembros horizontales continuos si se empalman de manera apropiada. En forma conservadora, también se pueden tratar como si estuvieran articulados en los puntales. Para la sección que se muestra en la figura 10.9a, los momentos máximos para los largueros (suponiendo que están articulados en los puntales) son,

$$\text{Al nivel } A, \quad M_{máx} = \frac{(A)(s^2)}{8}$$

$$\text{Al nivel } B, \quad M_{máx} = \frac{(B_1 + B_2)s^2}{8}$$

$$\text{Al nivel } C, \quad M_{máx} = \frac{(C_1 + C_2)s^2}{8}$$

y

$$\text{Al nivel } D, \quad M_{máx} = \frac{(D)(s^2)}{8}$$

donde A, B_1, B_2, C_1, C_2 y D son las reacciones bajo los puntales por longitud unitaria del muro (consulte el paso 2 del diseño de puntales).

Ahora se determina el módulo de sección de los largueros:

$$S = \frac{M_{máx}}{\sigma_{perm}}$$

En ocasiones los largueros se sujetan a las tablestacas en puntos que satisfacen los requerimientos de soporte lateral.

Ejemplo 10.1

En la figura 10.10a se muestra la sección transversal de un corte apuntalado largo.

a. Trace la envolvente de presión de tierra.
b. Determine las cargas en los puntales en los niveles A, B y C.
c. Determine el módulo de sección de la sección requerida de la tablestaca.
d. Determine un módulo de sección de diseño para los largueros en el nivel B.

(*Nota:* los puntales están colocados a 3 m centro a centro, en planta). Utilice

$$\sigma_{perm} = 170 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

Solución

Parte a

Se tiene que $\gamma = 18 \text{ kN/m}^2$, $c = 35 \text{ kN/m}^2$ y $H = 7$ m. Por lo tanto,

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{(18)(7)}{35} = 3.6 < 4$$

Así pues, la envolvente de presión será como la de la figura 10.7. El trazo de la envolvente se muestra en la figura 10.10a con intensidad de presión máxima, σ_a, igual a $0.3\gamma H = 0.3(18)(7) =$ **37.8 kN/m².**

Parte b

Para calcular las cargas en los puntales, examine la figura 10.10b. Al tomar el momento respecto a B_1, se tiene $\Sigma M_{B_1} = 0$ y

$$A(2.5) - \left(\frac{1}{2}\right)(37.8)(1.75)\left(1.75 + \frac{1.75}{3}\right) - (1.75)(37.8)\left(\frac{1.75}{2}\right) = 0$$

o

$$A = 54.02 \text{ kN/m}$$

Además, Σ fuerzas verticales $= 0$. Por lo tanto,

$$\tfrac{1}{2}(1.75)(37.8) + (37.8)(1.75) = A + B_1$$

o

$$33.08 + 66.15 - A = B_1$$

Por lo tanto,

$$B_1 = 45.2 \text{ kN/m}$$

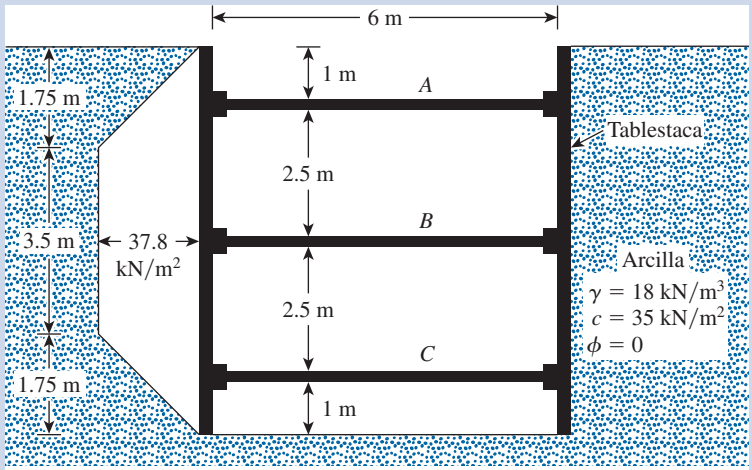
Debido a la simetría,

$$B_2 = 45.2 \text{ kN/m}$$

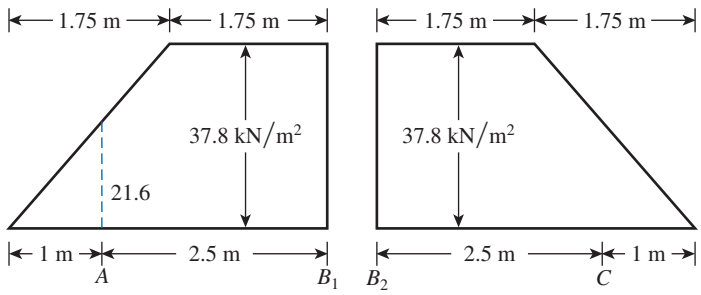
y

$$C = 54.02 \text{ kN/m}$$

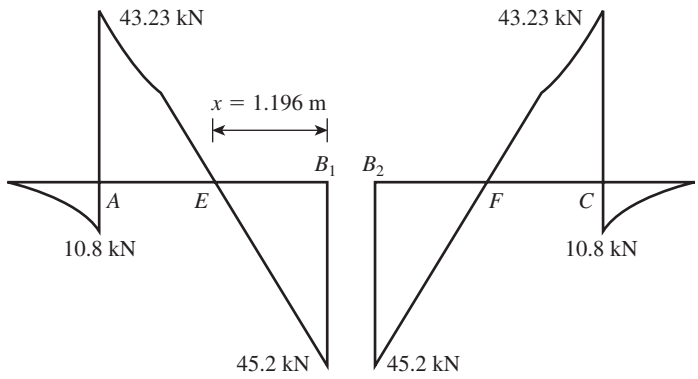
www.elsolucionario.org



a) Sección transversal



b) Determinación de la reacción



c) Diagrama de fuerzas cortantes

Figura 10.10 Análisis de un corte apuntalado.

De aquí, las cargas en los puntales en los niveles indicados por los subíndices son

$$P_A = 54.02 \times \text{espaciamiento horizontal, } s = 54.02 \times 3 = \mathbf{162.06\ kN}$$
$$P_B = (B_1 + B_2)3 = (45.2 + 45.2)3 = \mathbf{271.2\ kN}$$

y

$$P_C = 54.02 \times 3 = \mathbf{162.06\ kN}$$

Parte c

En el lado izquierdo de la figura 10.10b, para el momento máximo la fuerza cortante debe ser cero. La naturaleza de la variación de la fuerza cortante se muestra en la figura 10.10c. La ubicación del punto E se puede dar como

$$x = \frac{\text{reacción en } B_1}{37.8} = \frac{45.2}{37.8} = 1.196 \text{ m}$$

Además,

$$\text{Magnitud del momento en } A = \frac{1}{2}(1)\left(\frac{37.8}{1.75} \times 1\right)\left(\frac{1}{3}\right)$$
$$= 3.6 \text{ kN-m/metro de muro}$$

y

$$\text{Magnitud del momento en } E = (45.2 \times 1.196) - (37.8 \times 1.196)\left(\frac{1.196}{2}\right)$$
$$= 54.06 - 27.03 = 27.03 \text{ kN-m/metro de muro}$$

Debido a que las cargas en las secciones izquierda y derecha de la figura 10.10b son iguales, las magnitudes de los momentos en F y C (consulte la figura 10.10c) serán las mismas que en E y A, respectivamente. De aquí, el momento máximo es 27.03 kN-m/metro de muro.

Entonces el módulo de sección de las tablestacas es

$$S = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{perm}}} = \frac{27.03 \text{ kN-m}}{170 \times 10^3 \text{ kN/m}^2} = \mathbf{15.9 \times 10^{-5} m^3/m \text{ del muro}}$$

Parte d

La reacción en el nivel B se calculó en la parte b. De aquí,

$$M_{\text{máx}} = \frac{(B_1 + B_2)s^2}{8} = \frac{(45.2 + 45.2)3^2}{8} = 101.7 \text{ kN-m}$$

y

$$\text{Módulo de sección, } S = \frac{101.7}{\sigma_{\text{perm}}} = \frac{101.7}{(170 \times 1000)}$$
$$= \mathbf{0.598 \times 10^{-3}\ m^3}$$

■

Ejemplo 10.2

Remítase al corte apuntalado que se muestra en la figura 10.11, para el cual $\gamma = 17\ \text{kN/m}^3$, $\phi' = 35°$ y $c' = 0$. Los puntales se encuentran ubicados a 4 m centro a centro en planta. Trace la envolvente de presión de tierra y determine las cargas en los puntales en los niveles A, B y C.

Solución

Para este caso, es aplicable la envolvente de presión de tierra que se muestra en la figura 10.5. De aquí,

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.271$$

De la ecuación (10.1)

$$\sigma_a = 0.65\,\gamma H K_a = (0.65)(17)(9)(0.271) = 26.95\ \text{kN/m}^2$$

En la figura 10.12a se muestra la envolvente de presión. Consulte la figura 10.12b y calcule B_1:

$$\sum M_{B_1} = 0$$

$$A = \frac{(26.95)(5)\left(\frac{5}{2}\right)}{3} = 112.29\ \text{kN/m}$$

$$B_1 = (26.95)(5) - 112.29 = 22.46\ \text{kN/m}$$

Ahora, consulte la figura 10.12c y calcule B_2:

$$\sum M_{B_2} = 0$$

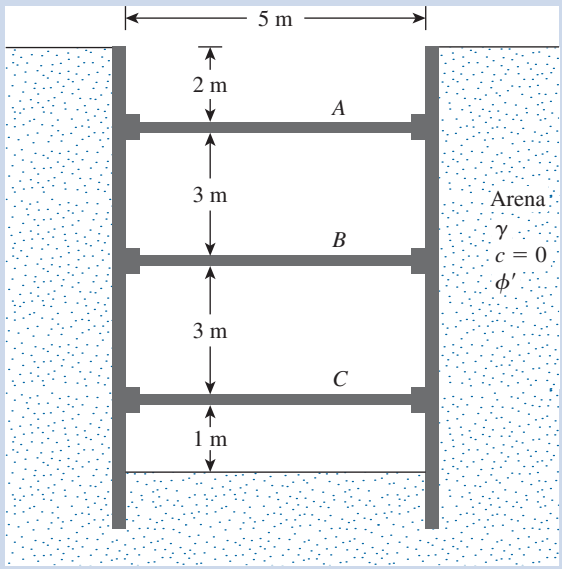


Figura 10.11

www.elsolucionario.org

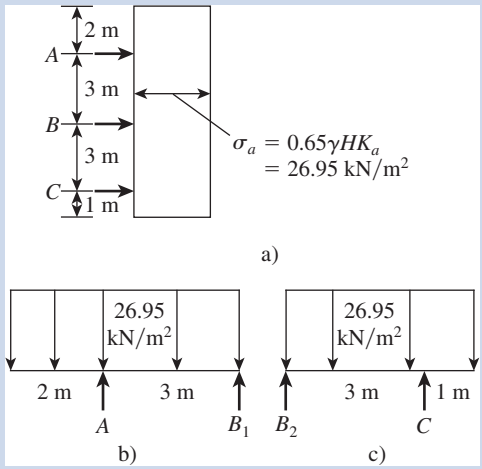


Figura 10.12 Diagramas de carga.

$$C = \frac{(26.95)(4)\left(\frac{4}{2}\right)}{3} = 71.87 \text{ kN/m}$$

$$B_2 = (26.95)(4) - 71.87 = 35.93 \text{ kN/m}$$

Las cargas en los puntales son

En A, (112.29)(espaciamiento) = (112.29)(4) = **449.16 kN**

En B, $(B_1 + B_2)$(espaciamiento) = (22.46 + 35.93)(4) = **233.56 kN**

En C, (71.87)(espaciamiento) = (71.87)(4) = **287.48 kN** ■

10.5 Estudios de casos de cortes apuntalados

El procedimiento para determinar las cargas en los puntales y el diseño de tablestacas y largueros presentado en las secciones anteriores parece muy simple. Sin embargo, sólo es posible si se elige una envolvente de presión apropiada para el diseño, lo que es difícil. En esta sección se describen algunos estudios de casos de cortes apuntalados y se destacan las dificultades y el grado de criterio necesario para terminar de manera exitosa varios proyectos.

A. Ampliación del metro de la Massachusetts Bay Transportation Authority (MBTA)

Lambe (1970) proporcionó datos sobre el desempeño de tres excavaciones para la ampliación del metro de la MBTA en Boston (secciones de prueba A, B y D), que fueron instrumentadas todas. En la figura 10.13 se proporcionan los detalles de la sección de prueba B, donde el corte fue de 17.68 m, incluyendo las condiciones del subsuelo. El subsuelo consistió de grava, arena y arcilla (relleno) hasta una profundidad de aproximadamente 7.93 m, seguido de un limo ligeramente orgánico de color gris claro hasta una profundidad de 14.02 m. Un estrato de arena gruesa y grava con un poco de arcilla se presentó desde 14.02 m hasta 16.46 m debajo de la superficie del terreno. Debajo de 16.46 m se encontró roca. El espaciamiento horizontal de los puntales fue de 3.66 m centro a centro.

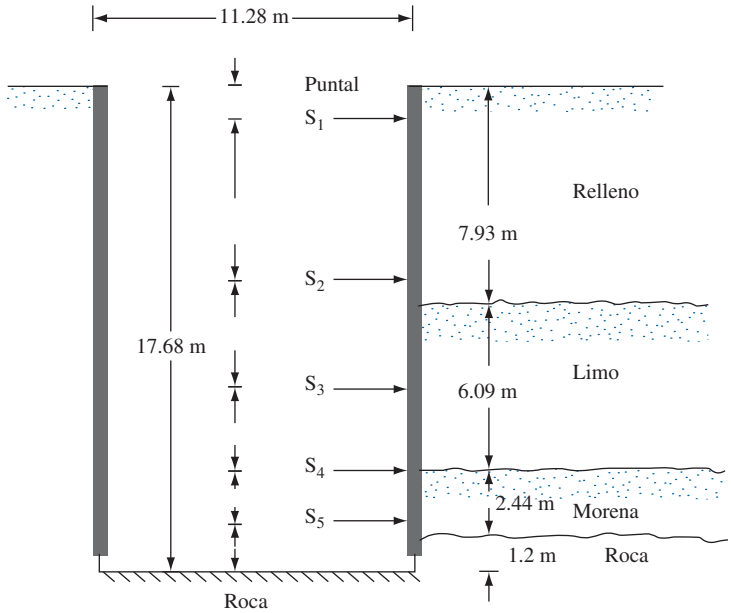


Figura 10.13 Diagrama esquemático de la sección de prueba B para la ampliación del metro, MTBA.

Debido a que las envolventes de presión aparente disponibles (sección 10.2) son sólo para *arena* y *arcilla*, se pueden originar preguntas acerca de cómo tratar el relleno, el limo y la morena. En la figura 10.14 se muestran las envolventes de presión aparente propuestas por Peck (1969), considerando el suelo como *arena* y también como *arcilla*, para resolver el problema. Para los parámetros promedio del perfil de suelo, se utilizaron los valores siguientes de σ_a a fin de desarrollar las envolventes de presión en la figura 10.14.

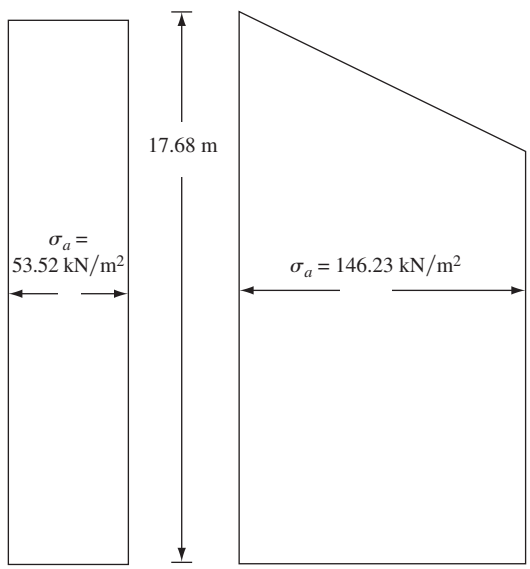


Figura 10.14 Envolventes de presión a) suponiendo arena; b) suponiendo arcilla.

Arena

$$\sigma_a = 0.65\gamma HK_a \tag{10.10}$$

Para $\gamma = 17.92\ \text{kN/m}^3$, $H = 17.68$ m y $K_a = 0.26$,

$$\sigma_a = (0.65)(17.92)(17.68)(0.26) = 53.52\ \text{kN/m}^2$$

Arcilla

$$\sigma_a = \gamma H\left[1 - \left(\frac{4c}{\gamma H}\right)\right] \tag{10.11}$$

Para $c = 42.65\ \text{kN/m}^2$,

$$\sigma_a = (17.92)(17.68)\left[1 - \frac{(4)(42.65)}{(17.92)(17.68)}\right] = 146.23\ \text{kN/m}^2$$

En la tabla 10.1 se muestran las variaciones de las cargas en los puntales, con base en las envolventes de presión supuestas que se muestran en la figura 10.14. En la tabla 10.1 también se muestran las cargas en los puntales medidas en el campo y las cargas de diseño en los puntales. Esta comparación indica que:

1. En la mayoría de los casos las cargas medidas en los puntales diferían en gran medida de las anticipadas. Este resultado se debe principalmente a las incertidumbres implicadas en la suposición de los parámetros del suelo.
2. Las cargas de diseño reales en los puntales fueron mucho mayores que las medidas.

B. Construcción del National Plaza (mitad sur) en Chicago

La construcción de la mitad sur del National Plaza en Chicago requirió un corte apuntalado de 21.43 m de profundidad. Swatek y colaboradores (1972) reportaron la historia del caso para esta construcción. En la figura 10.15 se muestra un diagrama esquemático para el corte apuntalado y del perfil del subsuelo. Había seis niveles de puntales. En la tabla 10.2 se proporcionan las cargas reales máximas en los largueros y puntales.

Tabla 10.1 Cargas en los puntales calculadas y medidas en la sección de prueba B.

Número de puntal	Carga calculada (kip)		Carga medida en los puntales
	Envolvente basada en arena	Envolvente basada en arcilla	
S-1	810	1023	313
S-2	956	2580	956
S-3	685	1868	1352
S-4	480	1299	1023
S-5	334	974	1219

www.elsolucionario.org

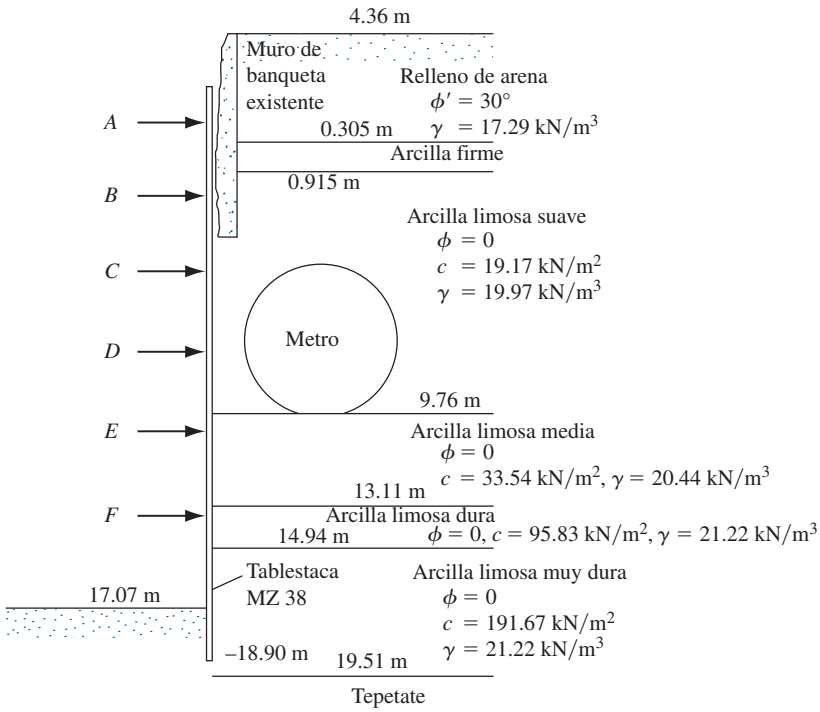


Figura 10.15 Diagrama esquemático del corte apuntalado del National Plaza de Chicago.

Tabla 10.2 Cargas en los largueros y puntales del National Plaza.

Nivel de puntal	Elevación (m)	Carga medida (kN/m)
A	+0.915	233.49
B	−1.83	386.71
C	−4.57	423.20
D	−7.47	423.20
E	−10.37	423.20
F	−13.57	448
		Σ2 337.8

En la figura 10.16 se presenta una envolvente de presión lateral de 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 hacer esto, se convierten los estratos de suelo arcilloso desde la elevación +0.305 m a −17.07 m en un estrato equivalente en la tabla 10.3 utilizando la ecuación (10.6).

Ahora, empleando la ecuación (10.4), se puede convertir el estrato de arena ubicado entre las elevaciones +4.36 m y +0.305 m y el estrato equivalente de arcilla de 17.375 m a un estrato equivalente de arcilla con un espesor de 21.43 m:

$$c_{\text{prom}} = \frac{1}{2H}\left[\gamma_s K_s H_s^2 \tan \phi_s' + (H - H_s) n' q_u\right]$$

$$= \left[\frac{1}{(2)(21.43)}\right]\left[(17.29)(1)(4.055)^2 \tan 30 + (17.375)(0.75)(2 \times 51.24)\right]$$

$$\approx 34.99 \text{ kN/m}^2$$

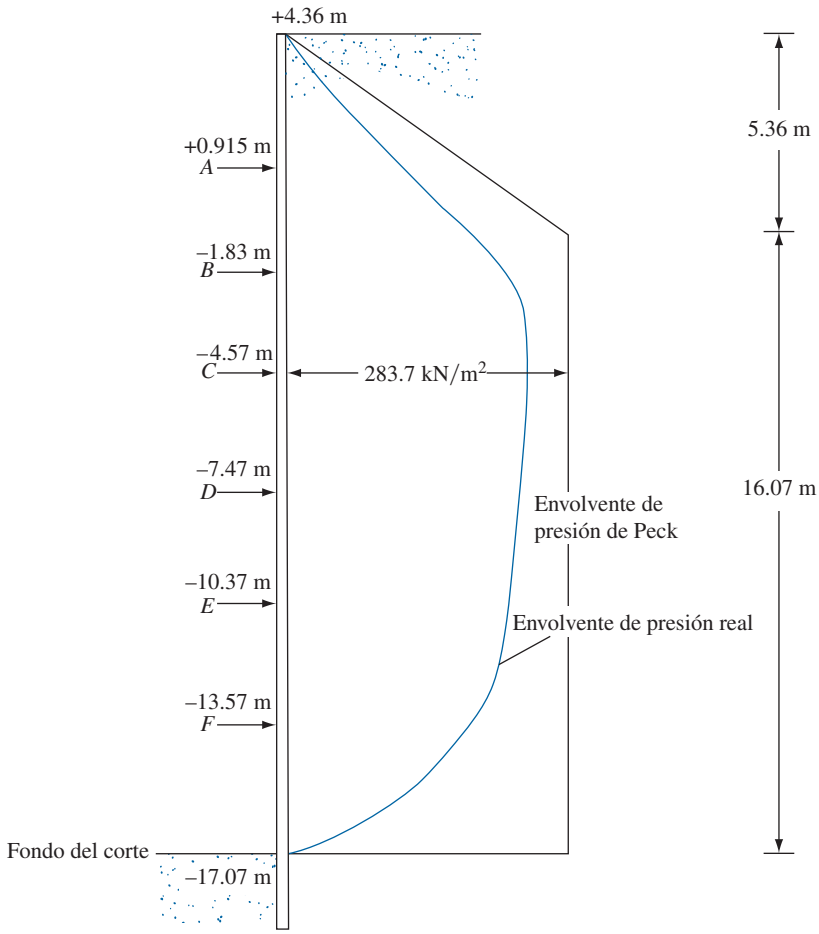


Figura 10.16 Comparación de las envolventes de presión real y de Peck.

Tabla 10.3 Conversión de estratos de suelo utilizando la ecuación (10.6).

Elevación (m)	Espesor H (m)	c (kN/m²)	c equivalente (kN/m²)
+0.305 a − 9.67	9.975	19.17	$c_{prom} = \frac{1}{17.375}[(9.975)(19.17) + (3.44)(33.54) + (1.83)(95.83) + (2.13)(191.67)]$
−9.67 a − 13.11	3.44	33.54	$= 51.24$ kN/m²
−13.11 a − 14.94	1.83	95.83	
−14.94 a − 17.07	2.13	191.67	
	Σ17.375		

La ecuación (10.7) da

$$\gamma_{prom} = \frac{1}{H}[\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \cdots + \gamma_n H_n)$$

$$= \frac{1}{21.43}[(17.29)(4.055) + (19.97)(10.065) + (20.44)(3.35) + (21.22)(1.83) + (21.22)(2.13)]$$
$$= 19.77 \text{ kN/m}^3$$

Para el estrato equivalente de arcilla de 21.43 m,

$$\frac{\gamma_{\text{prom}} H}{c_{\text{prom}}} = \frac{(19.77)(21.43)}{34.99} = 12.1 > 4$$

De aquí, la envolvente de presión aparente será del tipo que se muestra en la figura 10.6. De la ecuación (10.2)

$$\sigma_a = \gamma H\left[1 - \left(\frac{4c_{\text{prom}}}{\gamma_{\text{prom}} H}\right)\right] = (19.77)(21.43)\left[1 - \frac{(4)(34.99)}{(19.77)(12.43)}\right] = 283.7 \text{ kN/m}^2$$

La envolvente de presión se muestra en la figura 10.16. El área de este diagrama de presión es de 2933 kN/m. Así pues, la envolvente de presión de Peck da una presión lateral de tierra de aproximadamente 1.8 veces la observada en la realidad. Este resultado no es sorprendente debido a que la envolvente de presión proporcionada por la figura 10.6 es una envolvente desarrollada considerando varios cortes hechos a ubicaciones diferentes. En condiciones de campo reales, la experiencia pasada con el comportamiento de suelos similares puede ayudar a reducir en forma considerable el sobredimensionamiento.

10.6 Levantamiento del fondo de un corte en arcilla

Los cortes apuntalados en arcilla pueden ser inestables como resultado del levantamiento del fondo de la excavación. Terzaghi (1943) analizó el factor de seguridad de excavaciones apuntaladas grandes contra el levantamiento del fondo. La superficie de falla para ese caso en un suelo homogéneo se muestra en la figura 10.17. En la figura se utilizan las notaciones siguientes: B = ancho del corte, H = profundidad del corte, T = espesor de la arcilla debajo de la base de la excavación y q = sobrecarga uniforme adyacente a la excavación.

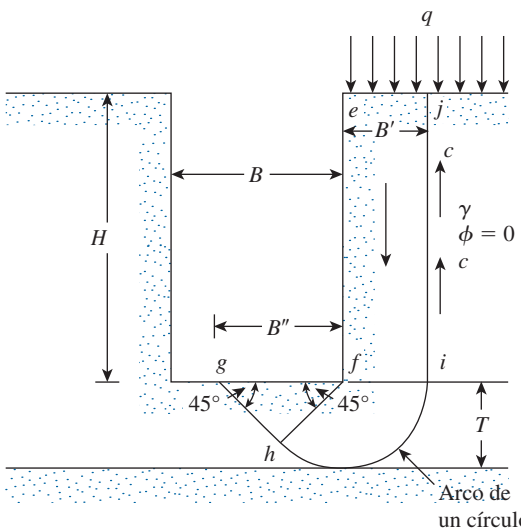


Figura 10.17 Levantamiento en cortes apuntalados en arcilla.

www.elsolucionario.org

La capacidad de carga última en la base de una columna de suelo con un ancho B' se puede dar como

$$q_{\text{últ}} = cN_c \tag{10.12}$$

donde $N_c = 5.7$ (para una cimentación perfectamente rugosa).

La carga vertical por área unitaria a lo largo de fi es

$$q = \gamma H + q - \frac{cH}{B'} \tag{10.13}$$

De aquí, el factor de seguridad contra el levantamiento del fondo es

$$\text{FS} = \frac{q_{\text{últ}}}{q} = \frac{cN_c}{\gamma H + q - \dfrac{cH}{B'}} = \frac{cN_c}{\left(\gamma + \dfrac{q}{H} - \dfrac{c}{B'}\right)H} \tag{10.14}$$

Para excavaciones de longitud limitada L, el factor de seguridad se puede modificar a

$$\text{FS} = \frac{cN_c\left(1 + 0.2\dfrac{B'}{L}\right)}{\left(\gamma + \dfrac{q}{H} - \dfrac{c}{B'}\right)H} \tag{10.15}$$

donde $B' = T$ o $B/\sqrt{2}$ (lo que sea menor).

En 2000, Chang sugirió una revisión de la ecuación (10.15) con los cambios siguientes:

1. La resistencia cortante a lo largo de ij se puede considerar como un incremento en la resistencia en vez de una reducción en las cargas.
2. En la figura 10.17, fg con un ancho B'' en la base de la excavación se puede tratar como una zapata cargada negativamente.
3. El valor del factor de capacidad de carga N_c debe ser de 5.14 (no 5.7) para una zapata perfectamente lisa, debido a la superficie libre de restricciones en la base de la excavación.

Con las modificaciones anteriores, la ecuación (10.15) toma la forma:

$$\text{FS} = \frac{5.14c\left(1 + \dfrac{0.2B''}{L}\right) + \dfrac{cH}{B'}}{\gamma H + q} \tag{10.16}$$

donde

$$B' = T \text{ si } T \leq B/\sqrt{2}$$
$$B' = B/\sqrt{2} \text{ si } T > B/\sqrt{2}$$
$$B'' = \sqrt{2}B'$$

Bjerrum y Eide (1956) compilaron una variedad de registros de casos para el levantamiento del fondo de cortes en arcilla. Chang (2000) utilizó estos registros para calcular el FS con la ecuación (10.16); sus averiguaciones se resumen en la tabla 10.4. En ésta se puede observar que las observaciones de campo reales concuerdan bien con los factores de seguridad calculados.

Tabla 10.4 Factores de seguridad calculados para registros de casos seleccionados compilados por Bjerrum y Eide (1956) y calculados por Chang (2000).

Emplazamiento	B (m)	B/L	H (m)	H/B	γ (kN/m^3)	c (kN/m^2)	q (kN/m^2)	FS [ecuación (10.16)]	Tipo de falla
Estación de bombeo, Fornebu, Oslo	5.0	1.0	3.0	0.6	17.5	7.5	0	1.05	Falla total
Almacén, Drammen	4.8	0	2.4	0.5	19.0	12	15	1.05	Falla total
Tanque séptico, Drammen	5.5	0.69	3.5	0.64	18.0	10	10	0.92	Falla total
Excavación, Grey Wedels Plass, Oslo	5.8	0.72	4.5	0.78	18.0	14	10	1.07	Falla total
Estación de bombeo Jernbanetorget, Oslo	8.5	0.70	6.3	0.74	19.0	22	0	1.26	Falla parcial
Almacén, Freia, Oslo	5.0	0	5.0	1.00	19.0	16	0	1.10	Falla parcial
Metro, Chicago	16	0	11.3	0.70	19.0	35	0	1.00	Casi la falla

Para esta prueba se recomienda utilizar la ecuación (10.16). En la mayoría de los casos se recomienda un factor de seguridad de aproximadamente 1.5.

En arcilla homogénea, si el FS resulta menor que 1.5, la tablestaca se hinca más profundo. (Consulte la figura 10.18). Es usual que la profundidad d se mantenga menor que o igual a $B/2$, caso en el cual la fuerza P por longitud unitaria de la tablestaca enterrada (aa' y bb') se puede expresar como (U.S. Department of the Navy, 1971)

$$P = 0.7(\gamma HB - 1.4cH - \pi cB) \qquad \text{para } d > 0.47B \tag{10.17}$$

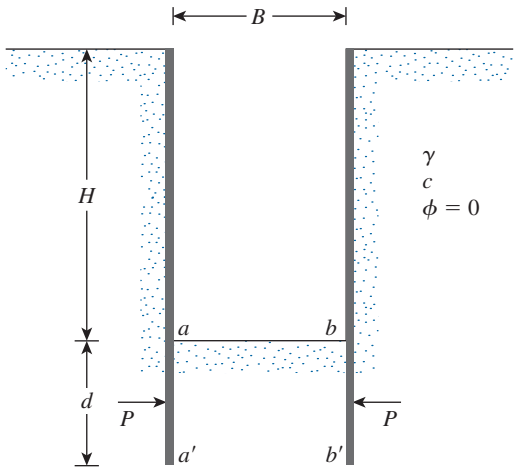


Figura 10.18 Fuerza sobre la longitud enterrada de la tablestaca.

y

$$P = 1.5d\left(\gamma H - \frac{1.4cH}{B} - \pi c\right) \qquad \text{para } d < 0.47B \tag{10.18}$$

Ejemplo 10.3

En la figura 10.19 para un corte en arcilla $B = 3$ m, $L = 20$ m, $H = 5.5$ m, $T = 1.5$ m, $\gamma = 17$ kN/m^3, $c = 30$ kN/m^2 y $q = 0$. Calcule el factor de seguridad contra el levantamiento. Utilice la ecuación (10.16).

Solución

De la ecuación (10.16),

$$\text{FS} = \frac{5.14c\left(1 + \dfrac{0.2B''}{L}\right) + \dfrac{cH}{B'}}{\gamma H + q}$$

con $T = 1.5$ m,

$$\frac{B}{\sqrt{2}} = \frac{3}{\sqrt{2}} = 2.12\,\text{m}$$

Por lo tanto,

$$T \leq \frac{B}{\sqrt{2}}$$

De aquí, $B' = T = 1.5$ m y se deduce que

$$B'' = \sqrt{2}B' = (\sqrt{2})(1.5) = 2.12\,\text{m}$$

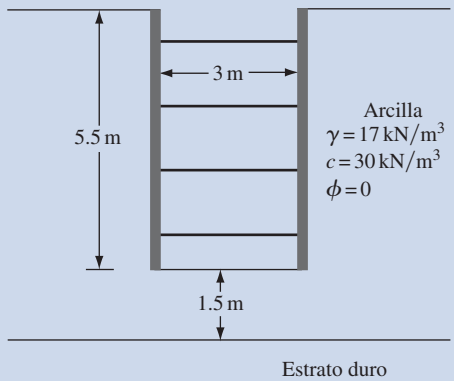


Figura 10.19 Factor de seguridad contra el levantamiento para un corte apuntalado.

y

$$\text{FS} = \frac{(5.14)(30)\left[1 + \dfrac{(0.2)(2.12)}{20}\right] + \dfrac{(30)(5.5)}{1.5}}{(17)(5.5)} = \mathbf{2.86}$$

■

www.elsolucionario.org

10.7 Estabilidad del fondo de un corte en arena

El fondo de un corte en arena es por lo general 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 (consulte la figura 10.20), el factor de seguridad contra la tubificación se debe revisar. [*Tubificación* es otro término para la falla por levantamiento, según se define en la sección 1.12; consulte la ecuación (1.45)]. La tubificación puede ocurrir cuando se crea un gradiente hidráulico alto por agua que fluye hacia la excavación. Para revisar el factor de seguridad, se trazan redes de flujo y se determina el gradiente máximo de salida [$i_{máx(salida)}$] que ocurrirá en los puntos A y B. En la figura 10.21 se muestra una red de flujo, para la cual el gradiente máximo de salida es

$$i_{máx(salida)} = \frac{\frac{h}{N_d}}{a} = \frac{h}{N_d a} \tag{10.19}$$

donde

a = longitud del elemento de flujo en A (o B)
N_d = número de caídas (*Nota:* en la figura 10.21, $N_d = 8$; consulte también la sección 1.11)

El factor de seguridad contra la tubificación se puede expresar como

$$\text{FS} = \frac{i_{cr}}{i_{máx(salida)}} \tag{10.20}$$

donde i_{cr} = gradiente hidráulico crítico.

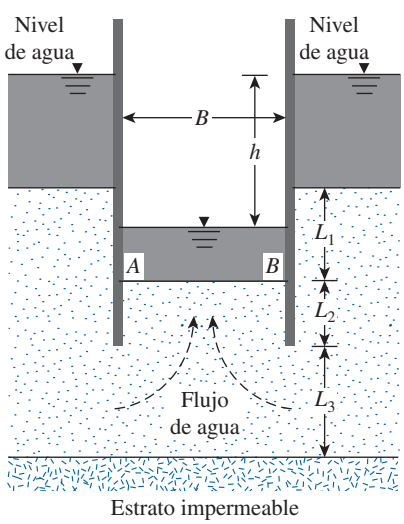


Figura 10.20 Estabilidad del fondo de un corte en arena.

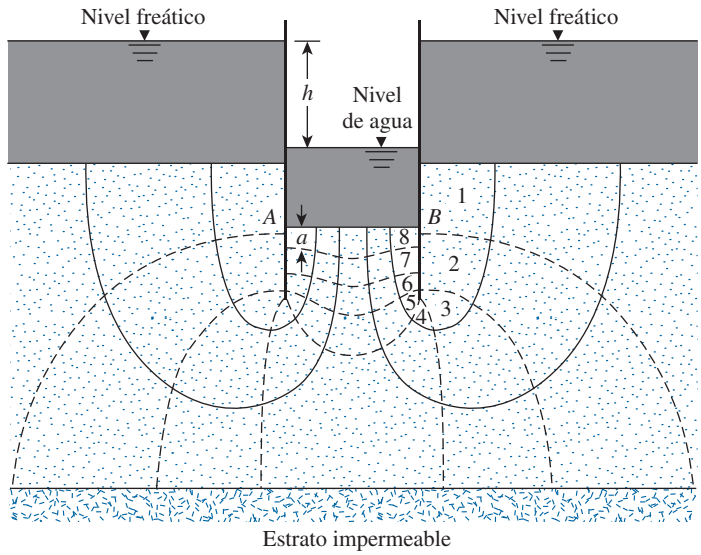


Figura 10.21 Determinación del factor de seguridad contra la tubificación trazando una red de flujo.

La relación para i_{cr} se dio en el capítulo 1 como

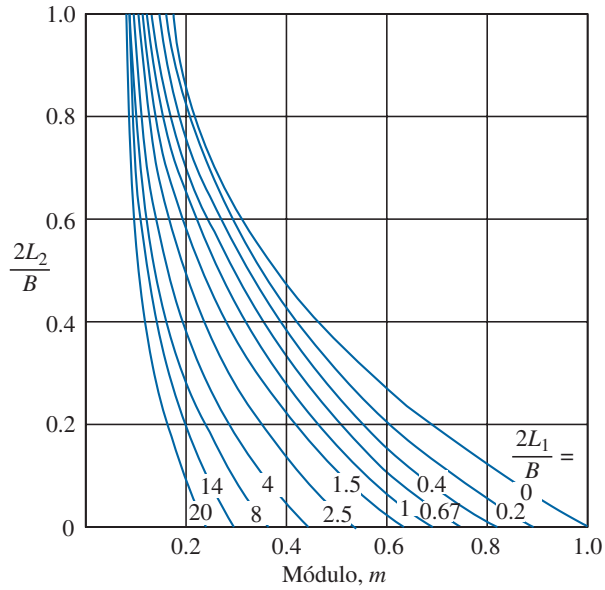
$$i_{cr} = \frac{G_s - 1}{e + 1}$$

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.

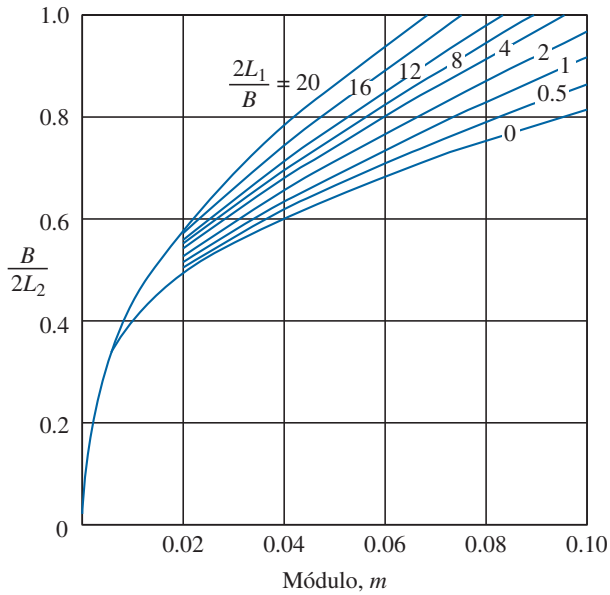
El gradiente máximo de salida para excavaciones revestidas en arenas con $L_3 = \infty$ también se puede evaluar de manera teórica (Harr, 1962). (Aquí sólo se presentan los resultados de estas deducciones matemáticas. Para más detalles, consulte el trabajo original). Para calcular el gradiente máximo de salida, se examinan las figuras 10.22 y 10.23 y se realizan los pasos siguientes:

1. Se determina el módulo, m, de la figura 10.22, obteniendo $2L_2/B$ (o B/L_2) y $2L_1/B$.
2. Con el módulo conocido y $2L_1/B$, examine la figura 10.23 y determine $L_2 i_{\text{salida(máx)}}/h$. Debido a que L_2 y h se conocerán, $i_{\text{salida(máx)}}$ se puede calcular.
3. El factor de seguridad contra la tubificación se puede evaluar utilizando la ecuación (10.20).

Marsland (1958) presentó los resultados de pruebas en modelos efectuadas para estudiar la influencia de la infiltración sobre la estabilidad de excavaciones revestidas en arena. Los resultados los resumió el U.S. Department of the Navy (1971) en NAVFAC DM-7 y se dan en la figura 10.24a, b y c. Observe que la figura 10.24b es para el caso de determinar la penetración de la tablestaca L_2 necesaria para el factor de seguridad requerido contra la tubificación cuando el estrato de arena se extiende a una gran profundidad bajo la excavación. En contraste, en la figura 10.24c se representa el caso en el que un estrato impermeable se encuentra a una profundidad limitada debajo del fondo de la excavación.



a)



b)

Figura 10.22 Variación del módulo. (De *Groundwater and Seepage*, de M.E. Harr. Copyrigth 1962 de McGraw-Hill. Utilizada con permiso).

www.elsolucionario.org

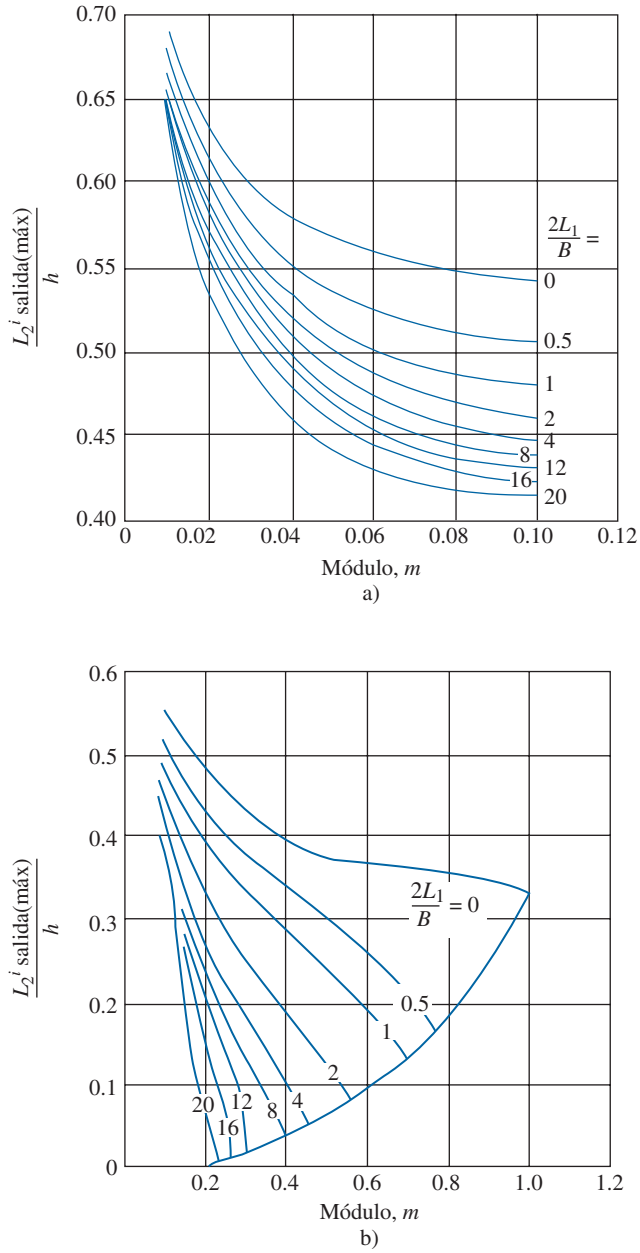
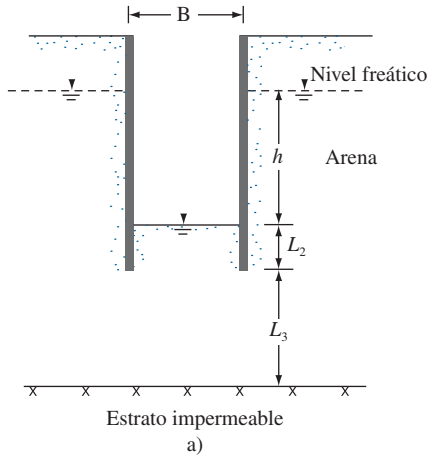
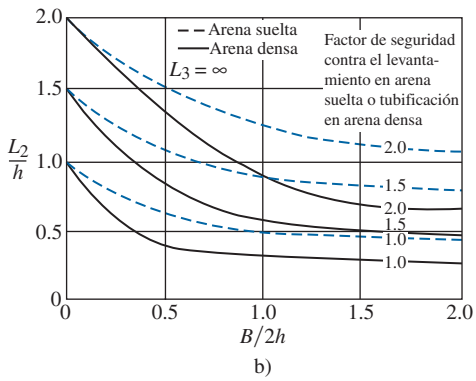


Figura 10.23 Variación del gradiente máximo de salida con el módulo. (De *Groundwater and Seepage*, de M.E. Harr. Copyrigth 1962 de McGraw-Hill. Utilizada con permiso).





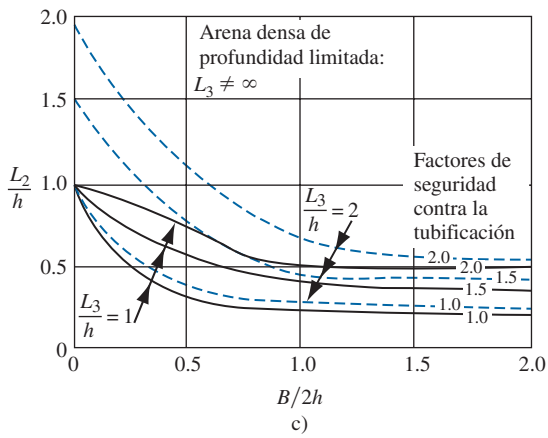


Figura 10.24 Influencia de la infiltración sobre la estabilidad de una excavación revestida (U.S. Department of the Navy, 1971).

Ejemplo 10.4

En la figura 10.20, sea $h = 4.5$ m, $L_1 = 5$ m, $L_2 = 4$ m, $B = 5$ m y $L_3 = \infty$. Determine el factor de seguridad contra la tubificación. Utilice las figuras 10.22 y 10.23.

Solución

Se tiene

$$\frac{2L_1}{B} = \frac{2(5)}{5} = 2$$

y

$$\frac{B}{2L_2} = \frac{5}{2(4)} = 0.625$$

De acuerdo con la figura 10.22b, para $2L_1/B = 2$ y $B/2L_2 = 0.625$, $m \approx 0.033$. De la figura 10.23a, para $m = 0.033$ y $2L_1/B = 2$, $L_2 i_{\text{salida(máx)}}/h = 0.54$. De aquí,

$$i_{\text{salida(máx)}} = \frac{0.54(h)}{L_2} = 0.54(4.5)/4 = 0.608$$

y

$$\text{FS} = \frac{i_{\text{cr}}}{i_{\text{máx (salida)}}} = \frac{1}{0.608} = \mathbf{1.645}$$

■

10.8 Cedencia lateral de tablestacas y asentamiento del terreno

En los cortes apuntalados se puede esperar determinado movimiento lateral de los muros de tablestacas. (Consulte la figura 10.25). La cantidad de cedencia lateral (δ_H) depende de varios factores, de los cuales el más importante es el tiempo transcurrido entre la excavación y la colocación de largueros y puntales. Como se analizó antes, en varios casos las tablestacas (o vigas montantes, según sea el caso) se hincan hasta determinada profundidad debajo del fondo de la excavación. La razón es para 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 circundante al corte se asiente. Sin embargo, el grado de cedencia lateral depende principalmente del tipo de suelo debajo del fondo del corte. Si una arcilla debajo del corte se extiende hasta una gran profundidad y $\gamma H/c$ es menor que aproximadamente 6, la extensión de las tablestacas o vigas montantes debajo del fondo del corte ayudará de manera considerable a reducir la cedencia lateral de los muros.

www.elsolucionario.org

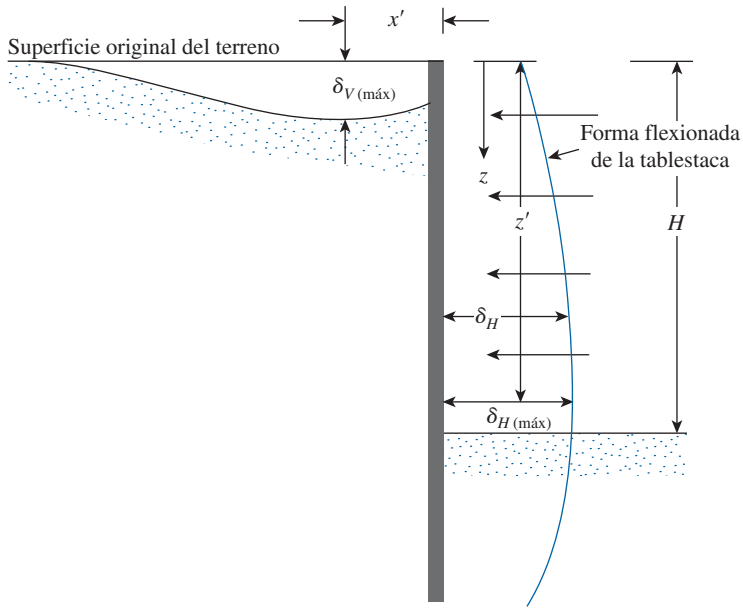


Figura 10.25 Cedencia lateral de una tablestaca y asentamiento del terreno.

Sin embargo, ante circunstancias similares, si $\gamma H/c$ es de aproximadamente 8, la extensión de las tablestacas en la arcilla debajo del corte no ayuda en gran medida. En esas circunstancias se puede esperar un grado alto de cedencia del muro que podría resultar en el colapso total de los sistemas de apuntalamiento. Si un estrato duro de suelo se encuentra debajo de un estrato de arcilla en el fondo del corte, las tablestacas se deben empotrar en el estrato más rígido. Esta acción reducirá en gran medida la cedencia lateral.

La cedencia lateral de muros induce por lo general el asentamiento del terreno, δ_V, alrededor del corte apuntalado. Al asentamiento en general se le refiere como *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. (Consulte la figura 10.26). La magnitud de la pérdida de terreno varía mucho; sin embargo, la figura se puede utilizar como una guía general.

Moormann (2004) analizó de manera aproximada 153 historias de casos que se referían principalmente a la excavación en arcilla suave (es decir, resistencia cortante no drenada, $c \leqslant 75$ kN/m^2). El siguiente es un resumen de su análisis relacionado con $\delta_{V(\text{máx})}$, x', $\delta_{H(\text{máx})}$ y z' (consulte la figura 10.25).

- Movimiento vertical máximo [$\delta_{V(\text{máx})}$]

  $\delta_{V(\text{máx})}/H \approx 0.1$ a 10.1% con promedio de 1.07% (arcilla suave)
  $\delta_{V(\text{máx})}/H \approx 0$ a 0.9% con promedio de 0.18% (arcilla firme)
  $\delta_{V(\text{máx})}/H \approx 0$ a 2.43% con promedio de 0.33% (suelos no cohesivos)

- Ubicación de $S_{V(\text{máx})}$, es decir x' (figura 10.25)

  Para 70% de todas las historias de casos consideradas, $x' \leqslant 0.5H$.
  Sin embargo, en arcillas suaves, x' puede ser hasta de $2H$.

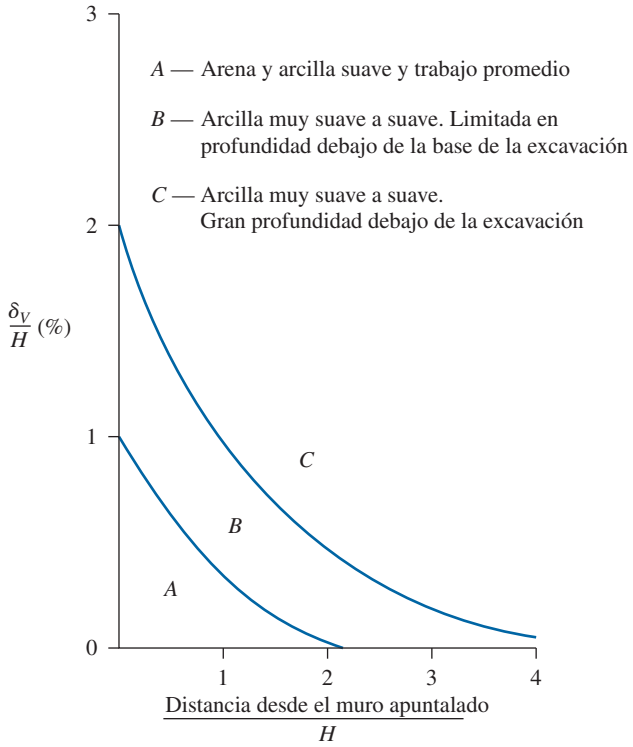


Figura 10.26 Variación del asentamiento del terreno con la distancia. [De Peck, R.B. (1969). "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground", Proceedings, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Volume, pp. 225-290. Con permiso de la ASCE].

- Deflexión horizontal máxima de tablestacas, $\delta_{H(\text{máx})}$

  Para 40% de la excavación en arcilla suave, $0.5\% \leqslant \delta_{H(\text{máx})}/H \leqslant 1\%$.
  El valor promedio de $\delta_{H(\text{máx})}/H$ es aproximadamente 0.87%.
  En arcillas firmes, el valor promedio de $\delta_{H(\text{máx})}/H$ es aproximadamente 0.25%.
  En suelos no cohesivos, $\delta_{H(\text{máx})}/H$ es aproximadamente 0.27% del promedio.

- La ubicación de $\delta_{H(\text{máx})}$, es decir, z' (figura 10.25)

Para una excavación profunda de suelos cohesivos suaves y firmes, z'/H es aproximadamente 0.5 a 1.0.

Problemas

10.1 Consulte el corte apuntalado que se muestra en la figura P10.1. Datos: $\gamma = 16\ \text{kN/m}^3$, $\phi' = 38°$ y $c' = 0$. Los puntales se ubican a 3.5 m centro a centro en planta. Trace la envolvente de presión de tierra y determine las cargas en los puntales en los niveles A, B y C.

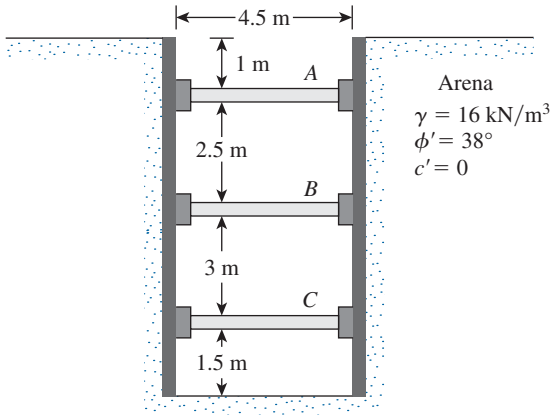


Figura P10.1

10.2 Para el corte apuntalado descrito en el problema 10.1, determine lo siguiente:

a. El módulo de sección de la tablestaca.

b. El módulo de sección de los largueros en el nivel *B*.

10.3 Consulte la figura P10.3. Vuelva a resolver el problema 10.1 con $\gamma = 18\ \text{kN/m}^3$, $\phi' = 40°$, $c' = 0$ y el espaciamiento centro a centro de los puntales en planta = 4 m.

10.4 Determine el módulo de sección de la tablestaca para el corte apuntalado descrito en el problema 10.3. Con: $\sigma_{perm} = 170\ \text{MN/m}^2$.

10.5 Consulte la figura 10.8a. Para el corte apuntalado, con $H = 6$ m; $H_s = 2.5$ m; $\gamma_s = 16.5\ \text{kN/m}^3$; ángulo de fricción de la arena, $\phi'_s = 35°$; $H_c = 3.5$ m; $r_c = 17.5\ \text{kN/m}^3$; y resistencia a la compresión simple del estrato de arcilla, $q_u = 62\ \text{kN/m}^2$.

a. Estime la cohesión promedio (c_{prom}) y el peso específico promedio (γ_{prom}) para la elaboración de la envolvente de presión de tierra.

b. Trace la envolvente de presión de tierra.

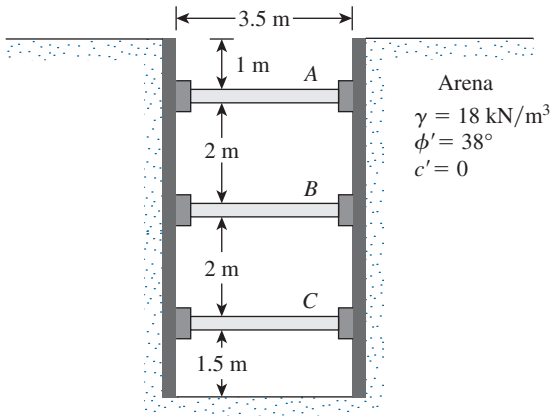
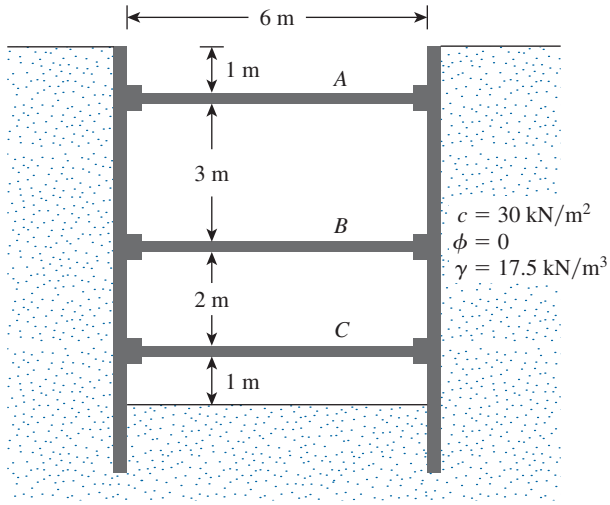


Figura P10.3

www.elsolucionario.org



10.6 Consulte la figura 10.8b, donde se muestra un corte apuntalado en arcilla. Datos: $H = 7.6$ m, $H_1 = 1.52$ m, $c_1 = 101.8$ kN/m^2, $\gamma_1 = 17.45$ kN/m^3, $H_2 = 3.04$ m, $c_2 = 74.56$ kN/m^2, $\gamma_2 = 16.83$ kN/m^3, $H_3 = 3.04$ m, $c_3 = 80.02$ kN/m^2 y $\gamma_3 = 17.14$ kN/m^3.

a. Determine la cohesión promedio (c_{prom}) y el peso específico promedio (γ_{prom}) para el trazo de la envolvente de presión de tierra.

b. Trace la envolvente de presión de tierra.

10.7 Consulte la figura P10.7. Datos: $\gamma = 17.5$ kN/m^3, $c = 30$ kN/m^2 y espaciamiento centro a centro de los puntales en planta = 5 m. Trace la envolvente de presión de tierra y determine las cargas en los puntales en los niveles *A*, *B* y *C*.

10.8 Determine el módulo de sección de la tablestaca para el corte apuntalado descrito en el problema 10.7. Utilice $\sigma_{perm} = 170$ MN/m^2.

10.9 Vuelva a resolver el problema 10.7 suponiendo que $c = 60$ kN/m^2.

10.10 Determine el factor de seguridad contra el levantamiento del fondo para el corte apuntalado descrito en el problema 10.7. Utilice la ecuación (10.16) y suponga que la longitud del corte, $L = 18$ m.

10.11 Determine el factor de seguridad contra el levantamiento del fondo para el corte apuntalado descrito en el problema 10.9. Utilice la ecuación (10.15). La longitud del corte es de 12.5 m.

Referencias

Bjerrum, L. y Eide, O. (1956). "Stability of Strutted Excavation in Clay", *Geotechnique*, vol. 6, núm. 1, pp. 32-47.

Chang, M.F. (2000). "Basal Stability Analysis of Braced Cuts in Clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 126, núm. 3, pp. 276-279.

Harr, M.E. (1962). *Groundwater and Seepage*, McGraw-Hill, Nueva York.

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.

Moormann, C. (2004). "Analysis of Wall and Ground Movements Due to Deep Excavations in Soft Soil Based on New Worldwide Data Base", *Soils and Foundations*, vol. 44, núm. 1, pp. 87-98.

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.

Swatek, E.P., Jr., Asrow, S.P. y Seitz, A. (1972). "Performance of Bracing for Deep Chicago Excavation", *Proceedings of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures*, American Society of Civil Engineers, vol. 1, parte 2, pp. 1303-1322.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, Nueva York.

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

11 Cimentaciones con pilotes

11.1 Introducción

Los pilotes son elementos estructurales que están hechos de acero, concreto o madera. Se utilizan para construir cimentaciones con pilotes, que son profundas y cuestan más que las cimentaciones superficiales. (Consulte los capítulos 3, 4 y 5). A pesar de su costo, el uso de pilotes con frecuencia es necesario para asegurar la seguridad estructural. En la lista siguiente se identifican algunas de las condiciones en las que se requieren cimentaciones con pilotes (Vesic, 1977):

1. Cuando uno o más estratos de suelo son ligeramente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura, los pilotes se utilizan para transmitir la carga al lecho de roca subyacente o a un estrato de suelo más fuerte, como se muestra en la figura 11.1a. Cuando no se encuentra un lecho de roca a una profundidad razonable debajo de la superficie del terreno, los pilotes se emplean para transmitir la carga estructural de manera gradual al suelo. La resistencia a la carga estructural aplicada se deriva principalmente de la resistencia por fricción desarrollada en la interfaz suelo-pilote. (Consulte la figura 11.1b).
2. Cuando se someten a fuerzas horizontales (consulte la figura 11.1c), las cimentaciones con pilotes resisten por flexión, mientras soportan la carga vertical transmitida por la superestructura. Este tipo de situación por lo general se encuentra en el diseño y construcción de estructuras de retención de tierra y de cimentaciones de estructuras altas que están expuestas a vientos fuertes o a fuerzas sísmicas.
3. En muchos casos, los suelos expansivos y colapsables están presentes en el emplazamiento de una estructura propuesta. Estos suelos se pueden extender hasta una gran profundidad debajo de la superficie del terreno. Los suelos expansivos se hinchan y contraen conforme su contenido de humedad aumenta o disminuye, y la presión de expansión puede ser considerable. Si en esas circunstancias se utilizan cimentaciones superficiales, la estructura puede sufrir un daño notable. Sin embargo las cimentaciones con pilotes se pueden considerar como una alternativa cuando los pilotes se extienden más allá de la zona activa, que es donde ocurre la expansión y contracción. (Consulte la figura 11.1d).

   Los suelos como los loess son de naturaleza colapsable. Cuando su contenido de humedad aumenta, su estructura puede romperse. Una disminución repentina en la relación de vacíos del suelo induce asentamientos grandes de las estructuras soportadas por cimentaciones superficiales. En esos casos, se pueden emplear cimentaciones con pilotes, en donde los

www.elsolucionario.org

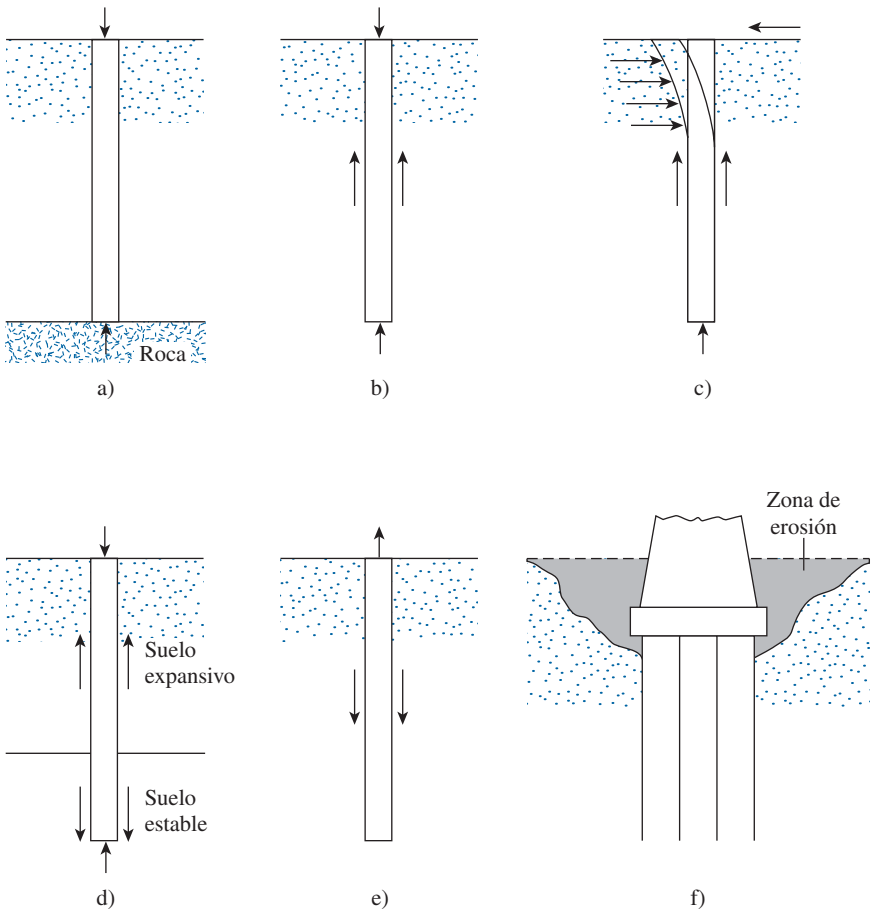


Figura 11.1 Condiciones que requieren el uso de cimentaciones con pilotes.

pilotes se extienden hasta los estratos de suelo estable más allá de la zona donde cambiará la humedad.

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. Los pilotes en ocasiones se utilizan para estas cimentaciones con el fin de resistir la fuerza de levantamiento. (Consulte la figura 11.1e).
5. Los estribos y las pilas de puentes suelen construirse sobre cimentaciones de pilotes para evitar la pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial podría sufrir debido a la erosión del suelo en la superficie del terreno. (Consulte la figura 11.1f).

Aunque en el pasado se han conducido numerosas investigaciones, tanto teóricas como experimentales, para predecir el comportamiento y la capacidad de soporte de carga de los pilotes en suelos granulares y cohesivos, los mecanismos aún no se comprenden por completo y quizá nunca lo sean. Así pues, el diseño y análisis de cimentaciones con pilotes se puede considerar un arte como resultado de las incertidumbres implicadas al lidiar con algunas de las condiciones del subsuelo. En este capítulo se analiza lo más reciente del tema.

11.2 Tipos de pilotes y sus características estructurales

En el trabajo de construcción se utilizan diferentes tipos de pilotes, dependiendo del tipo de carga que soportarán, de las condiciones del subsuelo y de la ubicación del nivel freático. Los pilotes se pueden dividir en las categorías siguientes: a) de acero, b) de concreto, c) de madera y d) compuestos.

Pilotes de acero

Los *pilotes de acero* por lo general son a base de *tubos* o de *perfiles* H de acero laminado. Los pilotes de tubo se hincan en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados. Las vigas de patín ancho y de perfil I también se pueden utilizar como pilotes. Sin embargo, los pilotes de perfil H suelen preferirse debido a que sus espesores del alma y del patín son iguales. (En las vigas de patín ancho y de perfil I, los espesores del alma son menores que los del patín). En la tabla 11.1 se indican las dimensiones de algunos pilotes de acero de perfil H estándar empleados en Estados Unidos. En la tabla 11.2 se muestran algunas secciones de tubos de uso frecuente para fines de pilotaje. En muchos casos, los pilotes de tubo se rellenan con concreto después de su hincado.

La capacidad estructural permisible para pilotes de acero es

$$Q_{\text{perm}} = A_s f_s \tag{11.1}$$

donde

A_s = área de la sección transversal del acero
f_s = esfuerzo permisible del acero ($\approx 0.33\text{-}0.5\, f_y$)

Una vez que se fija la carga de diseño para un pilote, se debe determinar, con base en consideraciones geométricas, si $Q_{(\text{diseño})}$ está dentro del intervalo permisible según su definición con la ecuación 11.1.

Cuando es necesario, los pilotes de acero se empalman por medio de soldadura, remaches o pernos. En la figura 11.2a se muestra un empalme común de un pilote H. En la figura 11.2b aparece un empalme común mediante la soldadura de un pilote. En la figura 11.2c se muestra un diagrama de un empalme de un pilote H mediante remaches o pernos.

Cuando se esperan condiciones de hincado difíciles, como a través de arena densa, esquistos o roca suave, los pilotes de acero se pueden adaptar con puntas o zapatas de hincado. En las figuras 11.2d y 11.2e se muestran los diagramas de dos tipos de zapatas utilizadas en pilotes de tubo.

Los pilotes de acero pueden estar expuestos a la corrosión. Por ejemplo, los suelos pantanosos, las turbas y otros suelos orgánicos son corrosivos. Los suelos que tienen un pH mayor que 7 no son tan corrosivos. Para compensar el efecto de la corrosión, por lo general se recomienda considerar un espesor adicional de acero (sobre el área de la sección transversal real de diseño). En muchas circunstancias los recubrimientos epóxicos, aplicados en la fábrica, sobre los pilotes funcionan satisfactoriamente contra la corrosión. Estos recubrimientos no se dañan con facilidad por el hincado del pilote. El encapsulado con concreto de los pilotes de acero en la mayoría de las zonas corrosivas también los protege contra la corrosión.

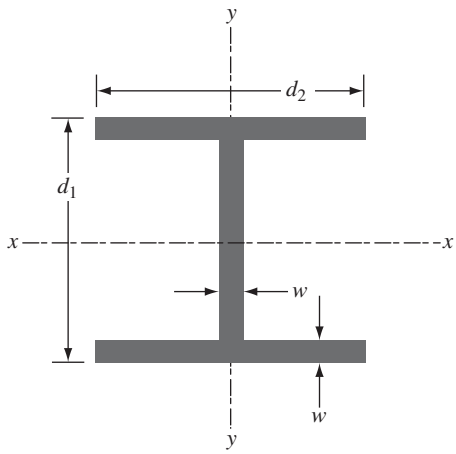
Los siguientes son algunos datos generales de los pilotes de acero:

- Longitud usual: 15 a 60 m
- Carga usual: 300 a 1200 kN

- Ventajas:
  - **a.** Fácil manejo con respecto al corte y a la extensión a la longitud deseada.
  - **b.** Pueden soportar esfuerzos de hincado altos.
  - **c.** Pueden penetrar estratos duros como grava densa y roca suave.
  - **d.** Alta capacidad de soporte de carga.
- Desventajas
  - **a.** Relativamente costosos.
  - **b.** Alto nivel de ruido durante su hincado.
  - **c.** Expuestos a la corrosión.
  - **d.** Los pilotes H se pueden dañar o flexionar de la vertical durante su hincado a través de estratos duros o al pasar por obstrucciones mayores.

Tabla 11.1 Perfiles comunes de pilotes H utilizados en Estados Unidos.

Designación, tamaño (mm) × peso (kg/m)	Profundidad d_1 (mm)	Área de sección ($m^2 \times 10^{-3}$)	Espesor del patín y del alma w (mm)	Ancho del patín d_2 (mm)	Momento de inercia ($m^4 \times 10^{-6}$)	
					I_{xx}	I_{yy}
HP 200 × 53	204	6.84	11.3	207	49.4	16.8
HP 250 × 85	254	10.8	14.4	260	123	42
× 62	246	8.0	10.6	256	87.5	24
HP 310 × 125	312	15.9	17.5	312	271	89
× 110	308	14.1	15.49	310	237	77.5
× 93	303	11.9	13.1	308	197	63.7
× 79	299	10.0	11.05	306	164	62.9
HP 330 × 149	334	19.0	19.45	335	370	123
× 129	329	16.5	16.9	333	314	104
× 109	324	13.9	14.5	330	263	86
× 89	319	11.3	11.7	328	210	69
HP 360 × 174	361	22.2	20.45	378	508	184
× 152	356	19.4	17.91	376	437	158
× 132	351	16.8	15.62	373	374	136
× 108	346	13.8	12.82	371	303	109



www.elsolucionario.org

Tabla 11.2 Perfiles seleccionados de pilotes de tubo.

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

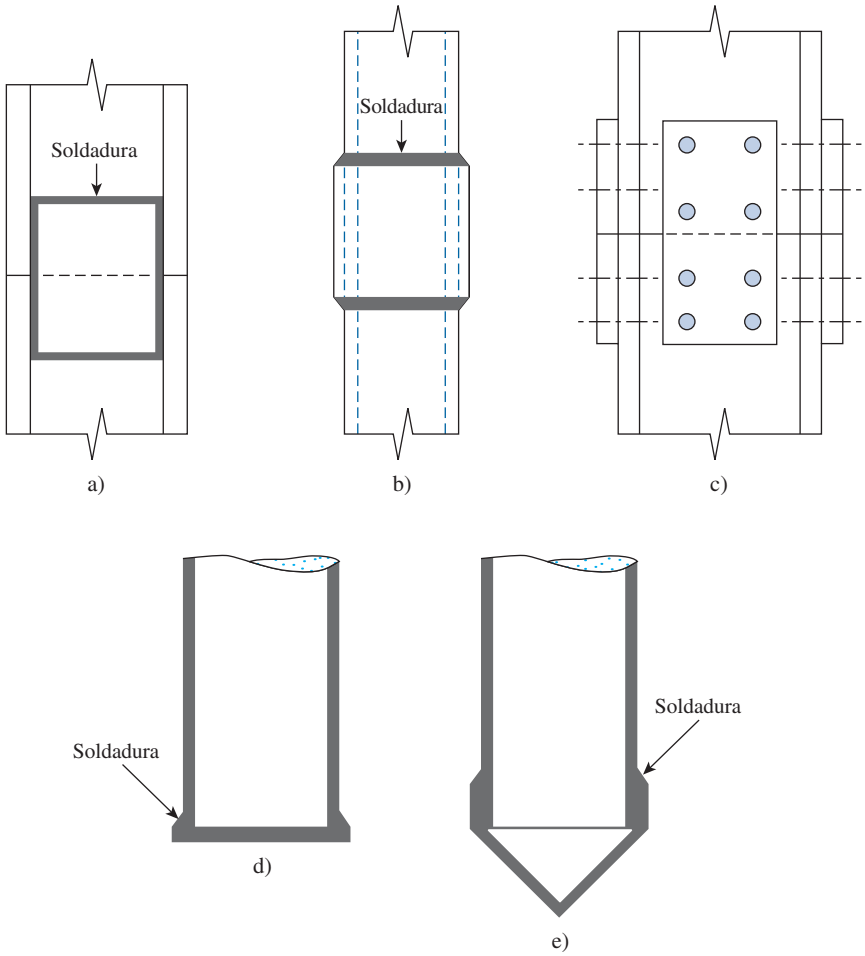


Figura 11.2 Pilotes de acero: a) empalme de un pilote H con soldadura; b) empalme de un pilote con soldadura; c) empalme de un pilote H con remaches y pernos; d) punta de hincado plana de un pilote de tubo; e) punta de hincado cónica de un pilote de tubo.

Pilotes de concreto

Los *pilotes de concreto* se pueden dividir en dos categorías básicas: a) precolados y b) colados *in situ*. Los *pilotes precolados* se pueden preparar empleando un refuerzo ordinario y pueden tener una sección transversal cuadrada u octagonal. (Consulte la figura 11.3). El refuerzo se proporciona con el fin de habilitar al pilote para resistir el momento flexionante desarrollado durante su levantamiento y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por una carga lateral. Los pilotes se cuelan a la longitud deseada y se curan antes de transportarlos a los emplazamientos de trabajo.

Los siguientes son algunos datos generales de los pilotes de concreto:

- Longitud usual: 10 a 15 m
- Carga usual: 300 a 3 000 kN
- Ventajas
  - **a.** Se pueden someter a un hincado pesado.
  - **b.** Resistentes a la corrosión.
  - **c.** Es fácil combinarlos con una superestructura de concreto.

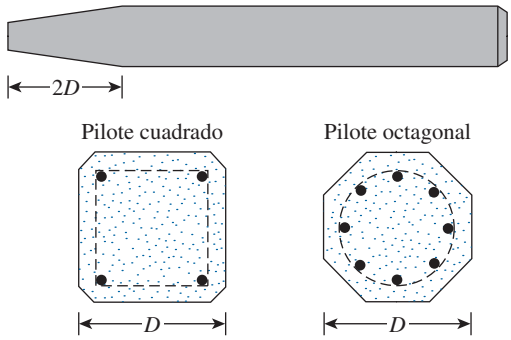


Figura 11.3 Pilotes precolados con refuerzo ordinario.

- Desventajas:
  a. Difícil de lograr su corte deseado.
  b. Difíciles de transportar.

Los pilotes precolados también se pueden presforzar mediante cables de presfuerzo de acero de alta resistencia. La resistencia última de estos cables es de casi 1800 MN/m^2. Durante el colado de los pilotes, primero los cables se pretensan entre 900 a 1300 MN/m^2 y luego se vierte el concreto alrededor de ellos. Después del curado, los cables se recortan produciéndose así una fuerza de compresión en la sección del pilote. En la tabla 11.3 se da información adicional sobre pilotes de concreto presforzado con secciones transversales cuadradas y octagonales.

Algunos datos generales de los pilotes de concreto presforzado son:

- Longitud usual: 10 a 45 m
- Longitud máxima: 60 m
- Carga máxima: 7 500 a 8 500 kN

Las ventajas y desventajas son las mismas que para los pilotes precolados.

Los *pilotes colados in situ* o *colados en el lugar* se construyen haciendo un barreno en el terreno y luego colándolo con concreto. En la actualidad en la construcción se utilizan varios tipos de pilotes de concreto colados en el lugar y la mayoría de ellos fueron patentados por sus fabricantes. Estos pilotes se pueden dividir en dos categorías generales: a) ademados b) no ademados. Los dos tipos pueden tener un pedestal en el fondo.

Los *pilotes ademados* se hacen hincando un tubo (ademe) de acero en el terreno con ayuda de un mandril colocado dentro del tubo. Cuando el pilote llega a la profundidad adecuada se retira el mandril y el tubo se llena con concreto. En las figuras 11.4a, 11.4b, 11.4c y 11.4d se muestran algunos ejemplos de pilotes ademados sin pedestal. En la figura 11.4e se muestra un pilote ademado con pedestal. El pedestal es un bulbo de concreto expandido que se forma dejando caer un martillo sobre el concreto fresco.

Algunos datos generales de pilotes ademados colados en el lugar son los siguientes:

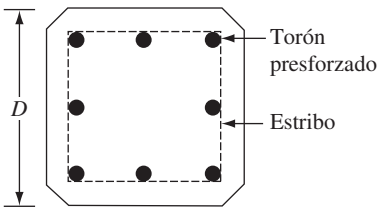
- Longitud usual: 5 a 15 m
- Longitud máxima: 30 a 40 m
- Carga usual: 200 a 500 kN
- Carga máxima aproximada: 800 kN

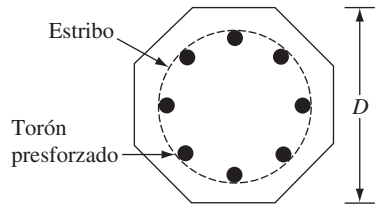
www.elsolucionario.org

Tabla 11.3 Pilotes de concreto presforzado comunes.

Forma del pilote[a]	D (mm)	Área de la sección transversal (cm^2)	Perímetro (mm)	Número de torones		Fuerza de presforzado efectiva mínima (kN)	Módulo de sección ($m^3 \times 10^{-3}$)	Capacidad de carga de diseño (kN)	
				Diámetro 12.7 mm	Diámetro 11.1 mm			Resistencia del concreto (MN/m^2)	
								34.5	41.4
S	254	645	1 016	4	4	312	2.737	556	778
O	254	536	838	4	4	258	1.786	462	555
S	305	929	1 219	5	6	449	4.719	801	962
O	305	768	1 016	4	5	369	3.097	662	795
S	356	1 265	1 422	6	8	610	7.489	1 091	1 310
O	356	1 045	1 168	5	7	503	4.916	901	1 082
S	406	1 652	1 626	8	11	796	11.192	1 425	1 710
O	406	1 368	1 346	7	9	658	7.341	1 180	1 416
S	457	2 090	1 829	10	13	1 010	15.928	1 803	2 163
O	457	1 729	1 524	8	11	836	10.455	1 491	1 790
S	508	2 581	2 032	12	16	1 245	21.844	2 226	2 672
O	508	2 136	1 677	10	14	1 032	14.355	1 842	2 239
S	559	3 123	2 235	15	20	1 508	29.087	2 694	3 232
O	559	2 587	1 854	12	16	1 250	19.107	2 231	2 678
S	610	3 658	2 438	18	23	1 793	37.756	3 155	3 786
O	610	3 078	2 032	15	19	1 486	34.794	2 655	3 186

[a]S = sección cuadrada; O = sección ortogonal





- Ventajas:
  - **a.** Relativamente baratos.
  - **b.** Permiten su inspección antes de verter el concreto.
  - **c.** Fácil de extender.
- Desventajas:
  - **a.** Difíciles de empalmar después de fraguar.
  - **b.** Los tubos delgados se pueden dañar durante el hincado.
- Carga permisible:

$$Q_{\text{perm}} = A_s f_s + A_c f_c \tag{11.2}$$

donde

A_s = área de la sección transversal del acero
A_c = área de la sección transversal del concreto
f_s = esfuerzo permisible del acero
f_c = esfuerzo permisible del concreto

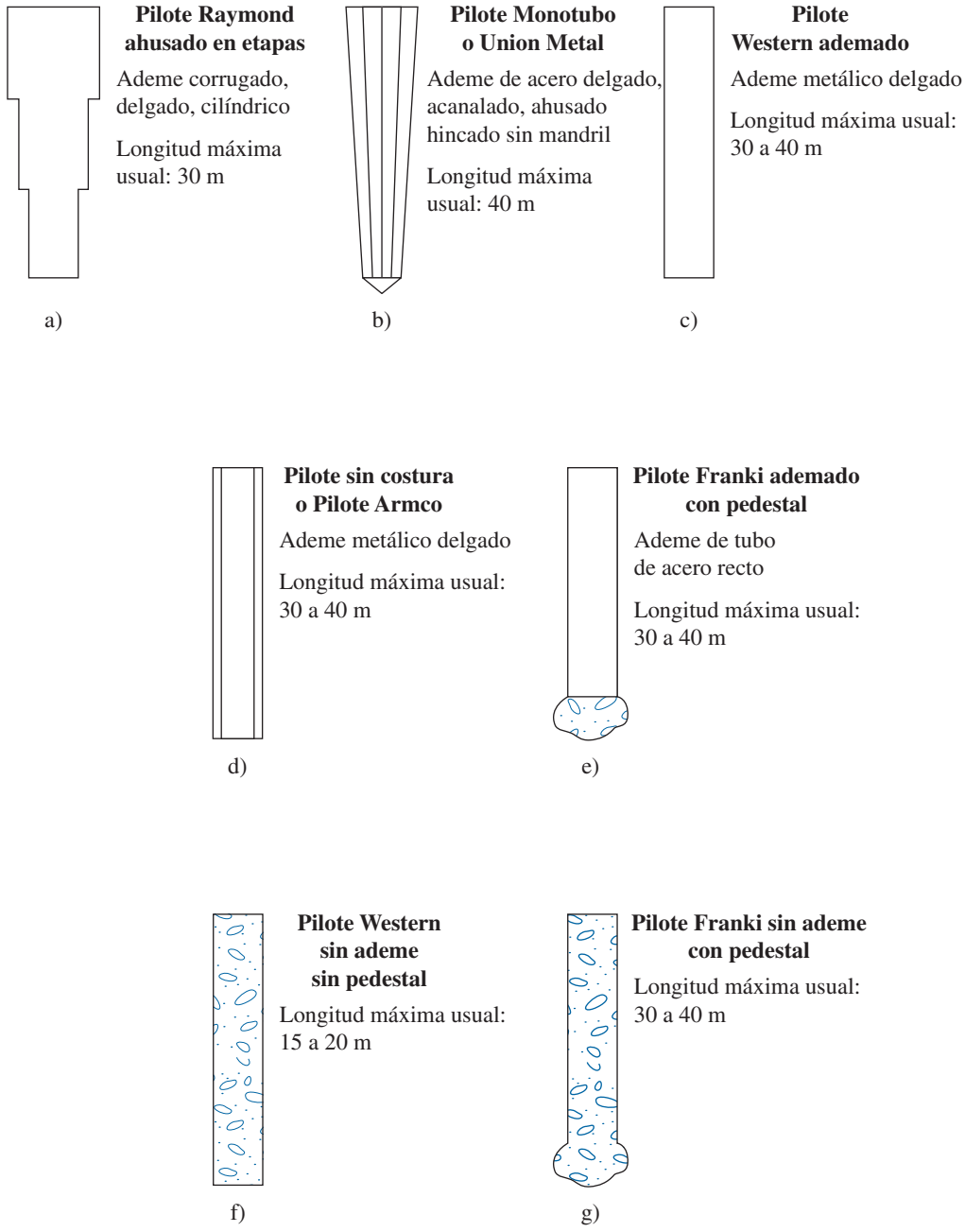


Figura 11.4 Pilotes de concreto colados en el lugar.

En las figuras 11.4f y 11.4g se muestran dos tipos de pilotes sin ademe, uno con un pedestal y otro sin pedestal. Los pilotes sin ademe se hacen primero hincando el ademe hasta la profundidad deseada y luego llenándolo con concreto fresco. Luego el ademe se saca gradualmente.

Los siguientes son algunos datos generales acerca de los pilotes de concreto colados en el lugar sin ademe:

- Longitud usual: 5 a 15 m
- Longitud máxima: 30 a 40 m
- Carga usual: 300 a 500 kN
- Carga máxima aproximada: 700 kN
- Ventajas:
  a. Económicos inicialmente.
  b. Se pueden terminar en cualquier elevación.
- Desventajas:
  a. Se pueden crear vacíos si el concreto se vierte rápidamente.
  b. Difíciles de empalmar después de fraguar.
  c. En suelos suaves, los lados del agujero se pueden derrumbar, disminuyendo la sección el concreto .
- Carga permisible:

$$Q_{\text{perm}} = A_c f_c \tag{11.3}$$

donde

A_c = área de la sección del concreto
f_c = esfuerzo permisible del concreto

Pilotes de madera

Los *pilotes de madera* son troncos de árboles a los que se les recortaron cuidadosamente las ramas y la corteza. La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de 10 a 20 m. Para calificar para su uso como pilote, la madera debe ser recta, resistente y sin defectos. El *Manual of Practice*, Núm. 17 (1959) de la American Society of Civil Engineers, dividió los pilotes de madera en tres clases:

1. *Pilotes clase A* que soportan cargas pesadas. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 356 mm.
2. *Pilotes clase B* que se utilizan para soportar cargas medias. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 305 a 330 mm.
3. *Pilotes clase C* que se utilizan en trabajos provisionales de construcción. Se pueden emplear permanentemente para estructuras cuando todo el pilote se encuentra debajo del nivel freático. El diámetro mínimo del fuste deber ser de 305 mm.

En cualquier caso, la punta de un pilote no debe tener un diámetro menor que 150 mm.

Los pilotes de madera no pueden soportar esfuerzos altos de hincado; por lo tanto, la capacidad del pilote por lo general está limitada. Se pueden utilizar zapatas de acero para evitar dañar la punta del pilote (fondo). Las partes superiores de los pilotes de madera también se pueden dañar durante la operación de hincado. Al aplastamiento de las fibras de madera ocasionado por el impacto del martinete se le refiere como *astillado*. Para evitar dañar la parte superior de un pilote, se puede utilizar una banda o un capuchón metálico.

El empalme de los pilotes de madera se debe evitar, en particular cuando se espera que soporten una carga de tensión o una carga lateral. Sin embargo, si es necesario su empalme, se puede hacer empleando *manguitos de tubo* (consulte la figura 11.5a) o *soleras metálicas y pernos* (consulte la figura 11.5b). La longitud del manguito debe ser al menos de cinco veces el diámetro del pilote. Los extremos a tope se deben cortar a escuadra tal que se mantenga un contacto completo. Las partes empalmadas se deben recortar de modo cuidadoso de manera que se ajusten estrechamente dentro de los manguitos. En el caso de soleras metálicas y pernos, los extremos a tope también se deben cortar a escuadra. Los lados de la parte empalmada se deben recortar planos antes de colocar las soleras para que asiente bien.

www.elsolucionario.org

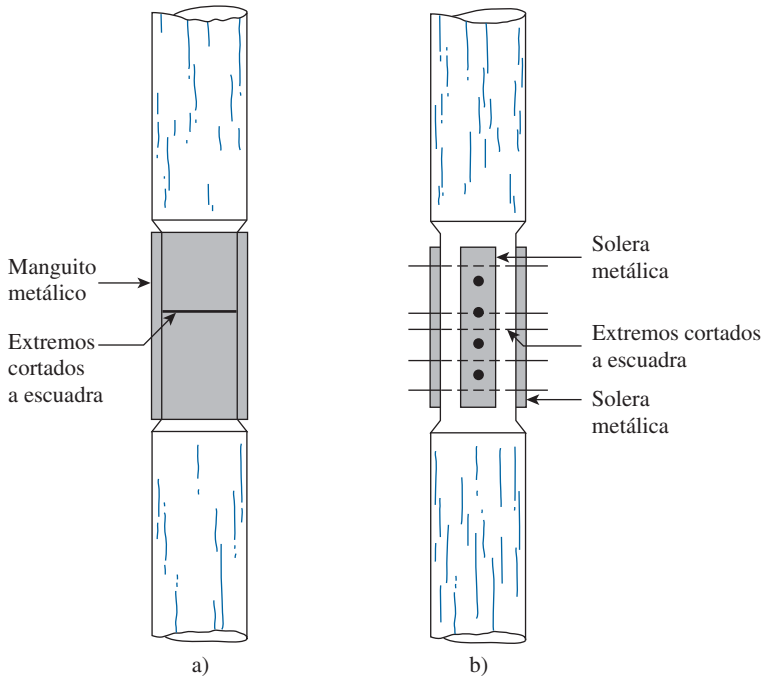


Figura 11.5 Empalme de pilotes de madera: a) con manguitos tubulares; b) con soleras metálicas y pernos.

Los pilotes de madera pueden permanecer indefinidamente sin dañarse si están rodeados por suelo saturado. Sin embargo, en un entorno marino, los pilotes de madera están expuestos al ataque de varios organismos y se pueden dañar en gran medida en algunos meses. Cuando se ubican arriba del nivel freático, los pilotes están expuestos al ataque de los insectos. La vida útil de los pilotes se puede incrementar tratándolos con preservativos como la creosota.

La capacidad de soporte de carga permisible de los pilotes de madera es

$$Q_{\text{perm}} = A_p f_w \tag{11.4}$$

donde

A_p = área promedio de la sección transversal del pilote
f_w = esfuerzo permisible de la madera

Los esfuerzos permisibles siguientes son para pilotes de madera redondos tratados a presión hechos con abeto Pacific Coast Douglas y pino Southern utilizados en estructuras hidráulicas (ASCE, 1993):

Abeto Pacific Coast Douglas

- Compresión paralela a la veta: 6.04 MN/m^2
- Flexión: 11.7 MN/m^2
- Cortante horizontal: 0.66 MN/m^2
- Compresión perpendicular a la veta: 1.31 MN/m^2

Pino Southern

- Compresión paralela a la veta: 5.7 MN/m^2
- Flexión: 11.4 MN/m^2

- Cortante horizontal: 0.62 MN/m^2
- Compresión perpendicular a la veta: 1.41 MN/m^2

La longitud usual de los pilotes de madera es de 5 a 15 m. La longitud máxima es de aproximadamente 30 a 40 m (100 a 130 pies). La carga usual soportada por los pilotes de madera es de 300 a 500 kN.

Pilotes compuestos

Las partes superior e inferior de los *pilotes compuestos* están hechas de materiales diferentes. Por ejemplo, los pilotes compuestos se pueden hacer de acero y concreto o de madera y concreto. Los pilotes de acero y concreto consisten de una parte inferior de acero y una parte superior de concreto colado en el lugar. Este tipo de pilote se utiliza cuando la longitud del pilote requerida para un soporte adecuado excede la capacidad de un pilote simple de concreto colado en el lugar. Los pilotes de madera y concreto suelen consistir de una parte inferior del pilote de madera debajo del nivel freático permanente y una parte superior de concreto. En cualquier caso, la formación de juntas apropiadas entre dos materiales disimilares es difícil, y por esa razón, los pilotes compuestos no se utilizan ampliamente.

11.3 Estimación de la longitud del pilote

La selección del tipo de pilote que se utilizará y la estimación de su longitud necesaria son tareas muy difíciles que requieren buen juicio. Además de la clasificación dada en la sección 11.2, los pilotes se pueden dividir en tres categorías principales, dependiendo de su longitud y de los mecanismos de transferencia de carga al suelo: a) pilotes de carga de punta, b) pilotes de fricción y c) pilotes de compactación.

Pilotes de carga de punta

Si los registros de perforación del suelo establecen la presencia de lecho de roca o de un material rocoso en un emplazamiento dentro de una profundidad razonable, los pilotes se pueden prolongar hasta la superficie de la roca. (Consulte la figura 11.6a). En este caso, la capacidad última de los pilotes depende completamente de la capacidad de soporte de carga del material subyacente; entonces son denominados *pilotes de carga de punta*. En la mayoría de estos casos, la longitud necesaria del pilote se puede establecer muy fácil.

Si en vez de un lecho de roca, se encuentra un estrato muy compacto y duro a una profundidad razonable, los pilotes se pueden prolongar algunos metros dentro del estrato duro. (Consulte la figura 11.6b.) Los pilotes con pedestales se pueden construir sobre el lecho del estrato duro y la carga última del pilote se puede expresar como

$$Q_u = Q_p + Q_s \tag{11.5}$$

donde

Q_p = carga soportada en la punta del pilote
Q_s = carga soportada 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,

$$Q_s \approx Q_p \tag{11.6}$$

En este caso, la longitud requerida del pilote se puede estimar con precisión si se dispone de registros apropiados de la exploración del subsuelo.

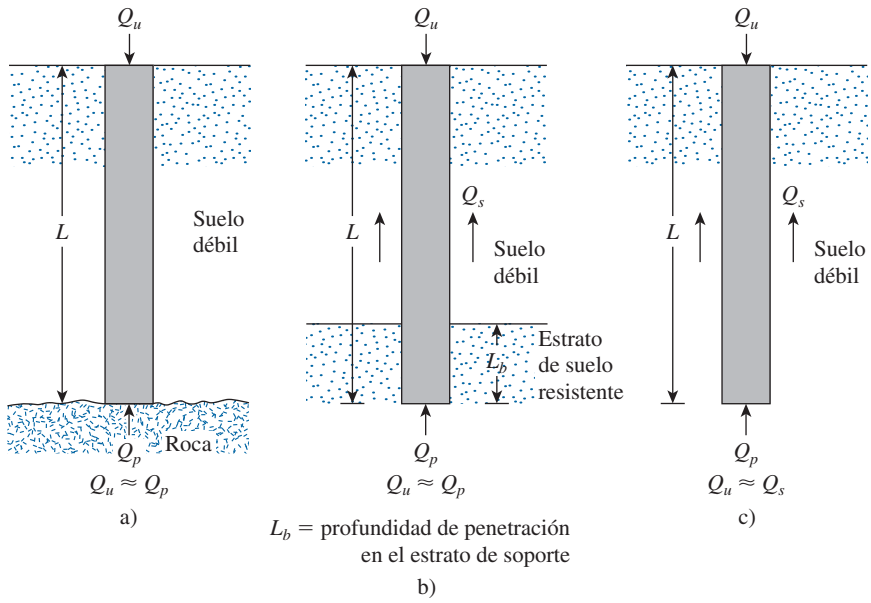


Figura 11.6 a) y b) Pilotes de carga de punta; c) pilotes de fricción.

Pilotes de fricción

Cuando no se encuentra un estrato de roca o de un material rocoso a una profundidad razonable en un emplazamiento, los pilotes de carga de punta resultan muy largos y antieconómicos. En este tipo de subsuelo, los pilotes se hincan a través del material más suave hasta las profundidades especificadas. (Consulte la figura 11.6c.) La carga última de los pilotes se puede expresar por la ecuación (11.5). Sin embargo, si el valor de Q_p es relativamente pequeño, entonces

$$Q_u \approx Q_s \tag{11.7}$$

Estos pilotes se denominan *pilotes de fricción*, debido a que la mayoría de su resistencia se deriva de la fricción superficial. Sin embargo, el término *pilote de fricción*, aunque se utiliza con frecuencia en la bibliografía técnica, es un término inapropiado: en suelos arcillosos, la resistencia a la carga aplicada también se ocasiona por *adhesión*.

La longitud de los pilotes de fricción depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote. Para determinar la longitud necesaria de estos pilotes, un ingeniero necesita comprender muy bien la interacción suelo-pilote, tener buen juicio y experiencia. Los procedimientos teóricos para calcular la capacidad de soporte de carga de pilotes se presentan más adelante en este capítulo.

Pilotes de compactación

En ciertas circunstancias, los pilotes se hincan en suelos granulares para lograr una compactación adecuada del suelo cerca de la superficie del terreno. Estos pilotes se denominan *pilotes de compactación*. La longitud de los pilotes de compactación depende de factores como a) la densidad relativa del suelo antes de la compactación, b) la densidad relativa deseada del suelo después de la compactación y c) la profundidad de compactación requerida. Estos pilotes por lo general son cortos; sin embargo, se necesitan realizar algunas pruebas de campo para determinar una longitud razonable.

www.elsolucionario.org

11.4 Instalación de pilotes

La mayoría de los pilotes se hincan en el terreno mediante *martinetes* o *impulsores vibratorios*. En circunstancias especiales, los pilotes también se pueden insertar por *chorro de agua a alta presión* o *barrenado parcial*. Entre los tipos de martinetes utilizados para el hincado de pilotes se incluyen a) el martinete de caída libre, b) el martinete de aire o vapor de acción simple, c) el martinete de aire o vapor de doble acción y diferencial y d) el martinete diesel. En la operación de hincado, se coloca un casquete en la parte superior del pilote. Se puede utilizar un amortiguador entre el pilote y el casquete. El amortiguador tiene el efecto de reducir la fuerza de impacto y difundirla sobre un tiempo más prolongado; sin embargo, el uso del amortiguador es opcional. El amortiguador para martinete se coloca sobre el casquete del pilote y el martinete cae sobre el amortiguador.

En la figura 11.7 se ilustran varios martinetes. Un martinete de caída libre (consulte la figura 11.7a) se eleva con un malacate y se deja caer desde una cierta altura H. Es el tipo más viejo de martinete utilizado para el hincado de pilotes. La desventaja principal del martinete de caída libre es su baja frecuencia de golpes. El principio del martinete de aire o vapor de acción simple se muestra en la figura 11.7b. La parte percusiva, o ariete, se eleva por presión de aire o vapor y luego cae por gravedad. En la figura 11.7c se muestra la operación del martinete de aire o vapor de doble acción y diferencial. Se utiliza aire o vapor para elevar el ariete y empujarlo hacia abajo, incrementando así la velocidad de impacto del ariete. El martinete diesel (figura 11.7d) consiste esencialmente de un ariete, de un yunque inferior del martinete y de un sistema de inyección de combustible. Primero el ariete se eleva y se inyecta combustible cerca del yunque. Luego se libera el ariete. Cuando el ariete cae, comprime la mezcla aire-combustible, que se enciende. Esta acción empuja el pilote hacia abajo y levanta el ariete. Los martinetes diesel funcionan bien ante condiciones de hincado difíciles. En suelos suaves, el movimiento hacia abajo del pilote es bastante grande y el movimiento hacia arriba del ariete es pequeño. Este diferencial puede no ser suficiente

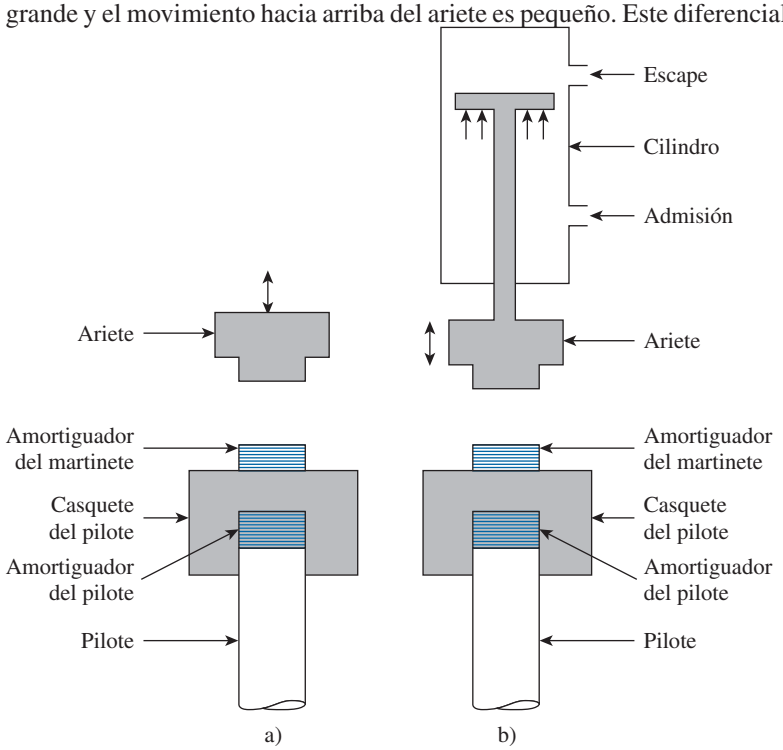


Figura 11.7 Equipo de hincado de pilotes: a) martinete de caída libre; b) martinete de aire o vapor de acción simple.

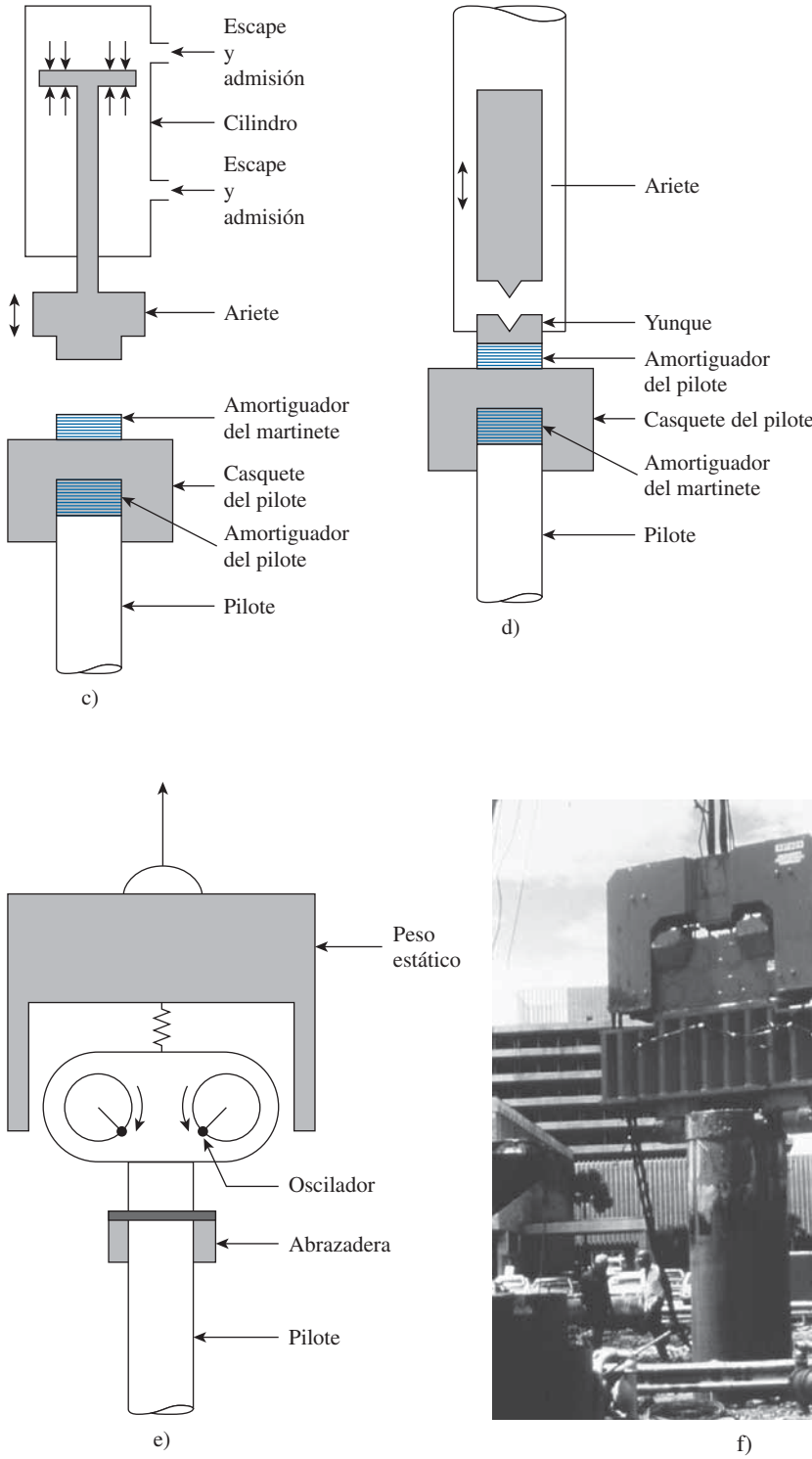


Figura 11.7 (*continuación*) Equipo de hincado de pilotes: c) martinete de aire o vapor de doble acción y diferencial; d) martinete diesel; e) impulsor de pilotes vibratorio; f) fotografía de un impulsor de pilotes vibratorio. (*Cortesía de Michael W. O'Neill, University of Houston*,

Tabla 11.4 Ejemplos de martinetes para hincado de pilotes disponibles comercialmente.

Fabricante del martinete†	Modelo núm.	Tipo de martinete	Energía nominal kN-m	Golpes/min	Peso del ariete kN
V	400C	Acción simple	159.3	100	177.9
M	S-20		81.3	60	89.0
M	S-8		35.3	53	35.6
M	S-5		22.0	60	22.2
R	5/O		77.1	44	77.8
R	2/O		44.1	50	44.5
V	200C	Doble acción	68.1	98	89.0
V	140C	o	48.8	103	62.3
V	80C	diferencial	33.1	111	35.6
V	65C		26.0	117	28.9
R	150C		66.1	95-105	66.7
V	4N100	Diesel	58.8	50-60	23.5
V	IN100		33.4	50-60	13.3
M	DE40		43.4	48	17.8
M	DE30		30.4	48	12.5

†V—Vulcan Iron Works, Florida
M—McKiernan-Terry, New Jersey
R—Raymond International, Inc., Texas

para encender la mezcla aire-combustible, por lo que el ariete se tiene que levantar manualmente. En la tabla 11.4 se proporcionan algunos ejemplos de martinetes para el hincado de pilotes disponibles comercialmente.

Los principios de operación de un impulsor de pilotes vibratorio se muestran en la figura 11.7e. Este impulsor consiste esencialmente en dos pesos contrarrotatorios. Los componentes horizontales de la fuerza centrífuga generada como resultado de las masas rotatorias se cancelan entre sí. Como resultado, se produce una fuerza vertical dinámica sinusoidal sobre el pilote que ayuda a hincarlo.

La figura 11.7f es una fotografía de un impulsor de pilotes vibratorio. En la figura 11.8 se muestra una operación de hincado de pilotes en el campo.

La *perforación por chorro de agua a alta presión* es una técnica que en ocasiones se utiliza para el hincado de pilotes cuando se necesita que el pilote penetre un estrato delgado de suelo duro (como de arena y grava) subyacente a un estrato de suelo más suave. En esta técnica, se descarga agua por la punta del pilote mediante un tubo de 50 a 75 mm de diámetro para erosionar y aflojar la arena y la grava.

A los pilotes hincados a un ángulo respecto a la vertical, comúnmente de 14 a 20°, se les refiere como *pilotes inclinados*. Los pilotes inclinados se utilizan en grupos cuando se requiere de una capacidad de soporte de carga mayor. Los pilotes también se pueden hincar mediante un barrenado parcial, con barrenas de potencia (consulte el capítulo 2) empleadas para preexcavar parcialmente los agujeros. Luego los pilotes se pueden insertar en los agujeros e hincarlos hasta la profundidad deseada.

Los pilotes se pueden dividir en dos categorías con base en la naturaleza de su colocación: *pilotes con desplazamiento* y *pilotes sin desplazamiento*. Los pilotes hincados son pilotes con desplazamiento, debido a que mueven lateralmente parte del suelo; de aquí que existe una tendencia para la densificación del suelo que los rodea. Los pilotes de concreto y los pilotes de tubo de extremo cerrado son pilotes de alto desplazamiento. Sin embargo, los pilotes H de acero desplazan menos suelo lateralmente durante su hincado, por lo que son pilotes de bajo desplazamiento. En contraste, los pilotes perforados son pilotes sin desplazamiento ya que su colocación ocasiona muy poco cambio en el estado de esfuerzo en el suelo.

www.elsolucionario.org

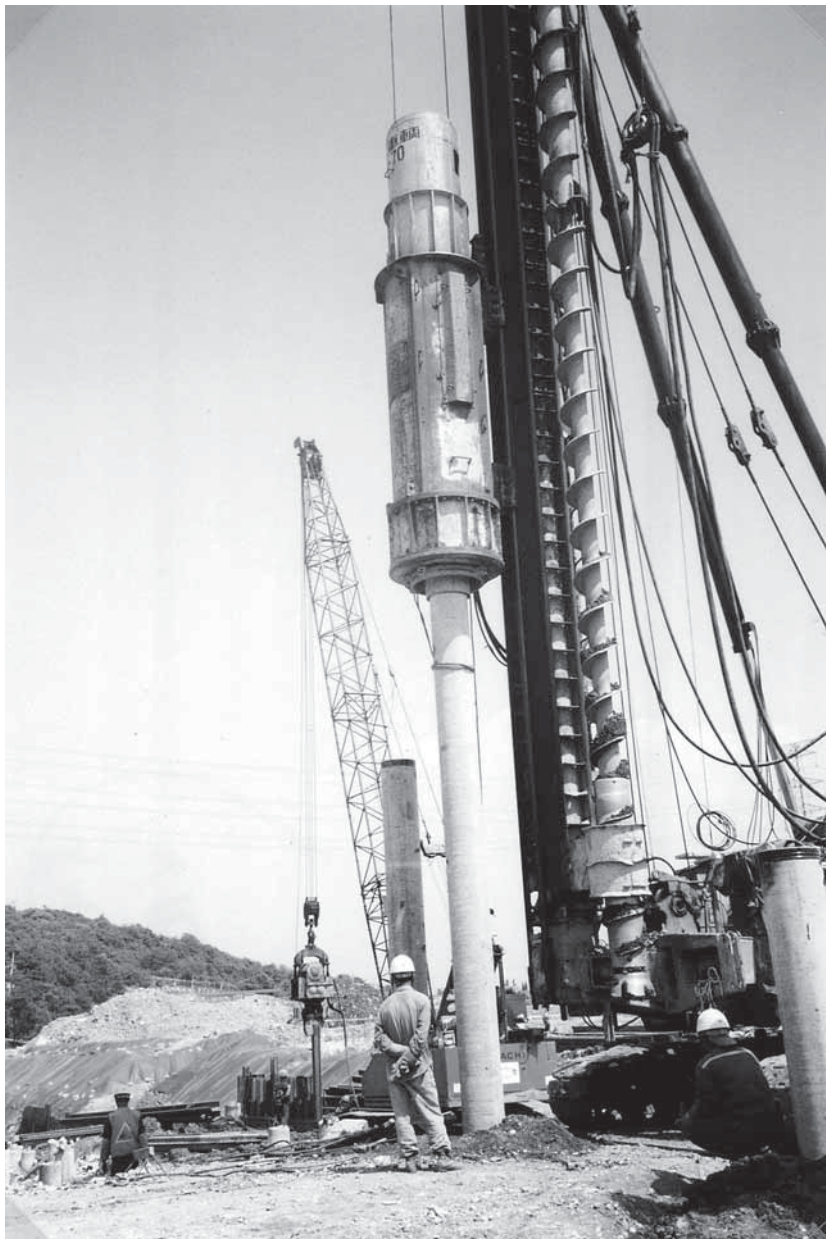


Figura 11.8 Operación de hincado de pilotes en el campo. (*Cortesía de E.C. Shin, University of Incheon, Corea.*)

11.5 Mecanismo de transferencia de carga

El mecanismo de transferencia de carga de un pilote al suelo es complicado. Para comprenderlo, considere un pilote de longitud L, como se muestra en la figura 11.9a. La carga sobre el pilote aumenta gradualmente de cero a $Q_{(z = 0)}$ en la superficie del terreno. Parte de esta carga resistirá

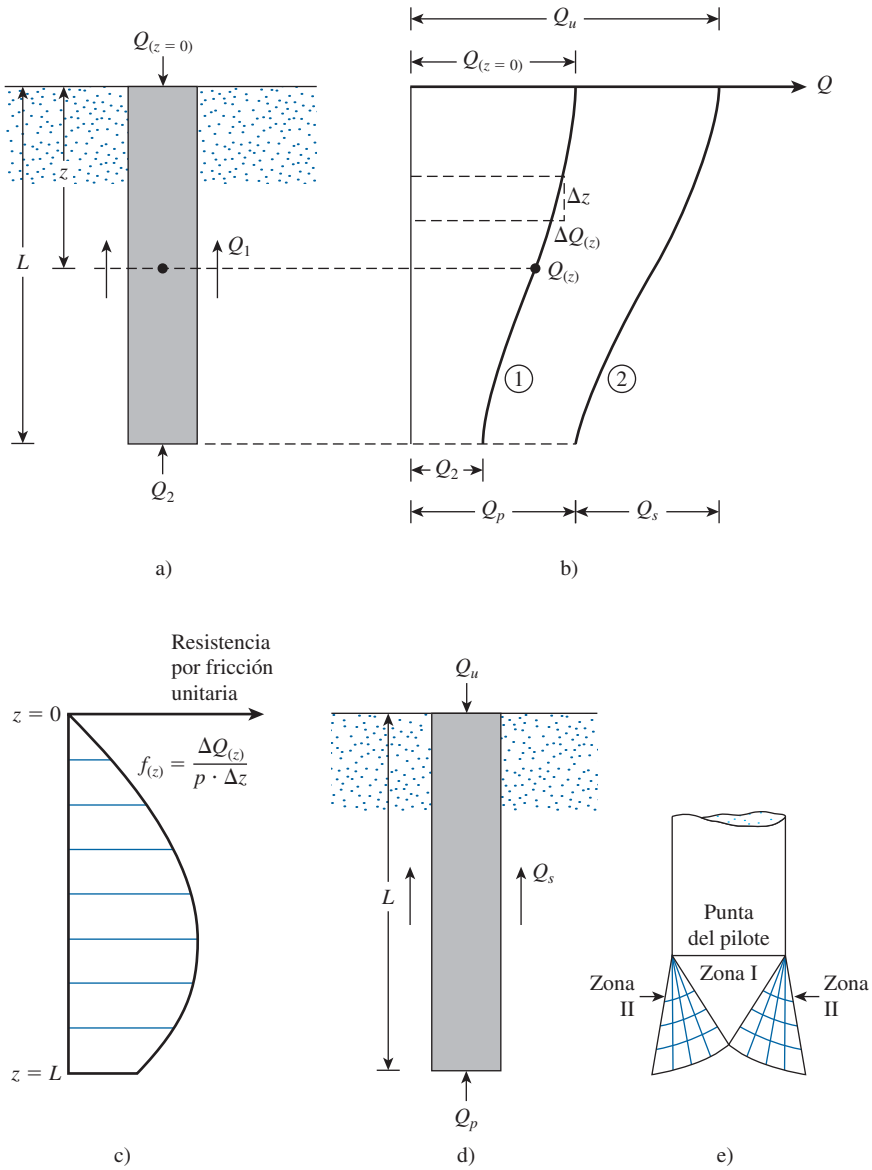


Figura 11.9 Mecanismo de transferencia de carga de pilotes.

la fricción lateral desarrollada a lo largo del fuste, Q_1 y parte por la punta del pilote, Q_2. Ahora, ¿cómo se relacionan Q_1 y Q_2 con la carga total? Si se toman mediciones para obtener la carga, $Q_{(z)}$, soportada por el fuste, a cualquier profundidad z, la naturaleza de la variación será como la que se muestra en la curva 1 de la figura 11.9b. La *resistencia por fricción por área unitaria* a cualquier profundidad z se puede determinar como

$$f_{(z)} = \frac{\Delta Q_{(z)}}{(p)(\Delta z)} \tag{11.8}$$

donde p = perímetro de la sección transversal del pilote. En la figura 11.9c se muestra la variación de $f_{(z)}$ con la profundidad.

Si la carga Q en la superficie del terreno se aumenta de manera gradual, la resistencia por fricción máxima a lo largo del fuste se movilizará por completo cuando el desplazamiento relativo entre el suelo y el pilote sea de aproximadamente 5 a 10 mm, con independencia del tamaño y de la longitud L del pilote. Sin embargo, la resistencia máxima de punta $Q_2 = Q_p$ no se movilizará hasta que la punta del pilote se haya movido aproximadamente 10 a 25% del ancho del pilote (o diámetro). (El límite inferior se aplica a pilotes hincados y el límite superior a pilotes perforados). A carga última (figura 11.9d y la curva 2 en la figura 11.9b), $Q_{(z=0)} = Q_u$. Entonces,

$$Q_1 = Q_s$$

y

$$Q_2 = Q_p$$

En la explicación anterior se indica que Q_s (o la fricción superficial unitaria, f, a lo largo del fuste del pilote) se desarrolla a un *desplazamiento mucho menor del pilote comparado con la resistencia de punta, Q_p*. A fin de demostrar este punto, considere los resultados de una prueba de carga en un pilote realizada en el campo por Mansur y Hunter (1970). Los detalles del pilote y de las condiciones del subsuelo son:

Tipo de pilote: de acero con diámetro exterior de 406 mm y espesor de pared de 8.15 mm
Tipo de subsuelo: arena
Longitud de empotramiento del pilote: 16.8 m

En la figura 11.10a se muestran los resultados de la prueba de carga, que son una gráfica de la carga en la parte superior del pilote [$Q_{(z=0)}$] contra el asentamiento (s). En la figura 11.10b se muestra la gráfica de la carga soportada por el fuste del pilote [$Q_{(z)}$] a cualquier profundidad. La gráfica la reportaron Mansur y Hunter (1970) que, para esta prueba, a la falla

$$Q_u \approx 1601\,\text{kN}$$

$$Q_p \approx 416\,\text{kN}$$

y

$$Q_s \approx 1185\ \text{kN}$$

Ahora, considere la distribución de la carga en la figura 11.10b cuando el asentamiento del pilote (s) es de aproximadamente 2.5 mm. Para esta condición

$$\begin{aligned} Q_{(z=0)} &\approx 667\ \text{kN} \\ Q_2 &\approx 93\ \text{kN} \\ Q_1 &\approx 574\ \text{kN} \end{aligned}$$

De aquí, en $s = 2.5$ mm,

$$\frac{Q_2}{Q_p} = \frac{93}{416}(100) = 22.4\%$$

y

$$\frac{Q_1}{Q_s} = \frac{574}{1185}(100) = 48.4\%$$

Así pues, es obvio que la fricción superficial se moviliza más rápido a niveles de asentamiento bajos en comparación con la carga de punta.

www.elsolucionario.org

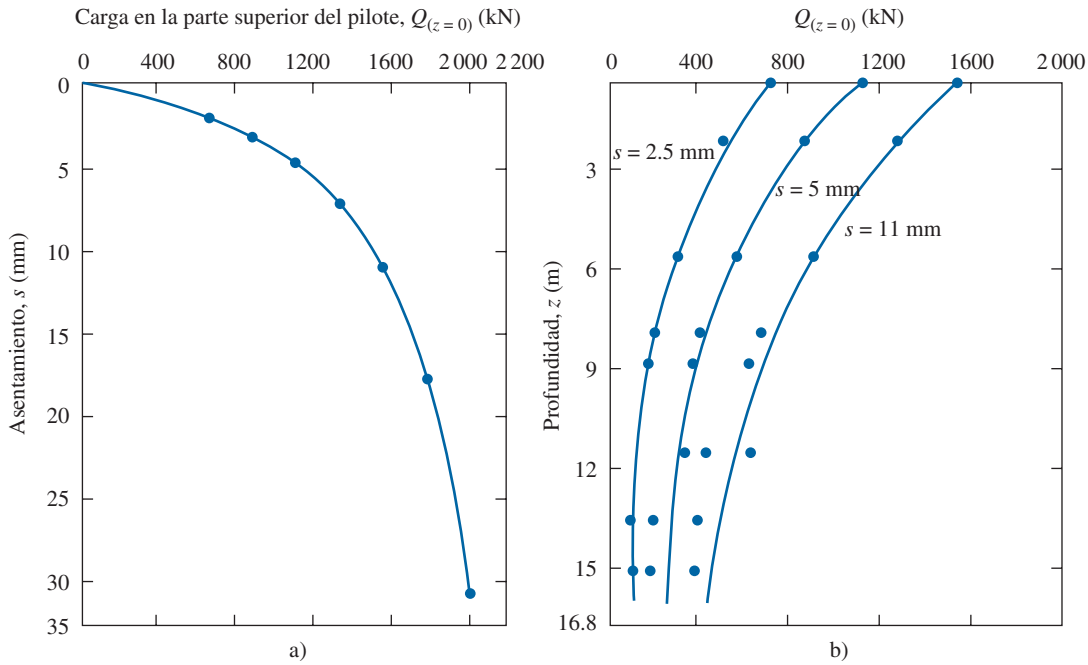


Figura 11.10 Resultados de la prueba de carga de un pilote de tubo en arena (con base en Mansur y Hunter, 1970).

A carga última, la superficie de falla en el suelo en la punta del pilote (una falla de capacidad de carga causada por Q_p) es como la que se muestra en la figura 11.9e. Observe que las cimentaciones con pilotes son profundas y que el suelo falla en su mayoría en un *modo de punzonamiento*, como se ilustró antes en las figuras 3.1c y 3.3. Es decir, en la punta del pilote se crea una *zona triangular*, I, que se empuja hacia abajo sin producir ninguna otra superficie de deslizamiento visible. En arenas densas y suelos arcillosos firmes, se puede desarrollar parcialmente una *zona radial de cortante*, II. De aquí, las curvas de desplazamiento de los pilotes se parecerán a las que se muestran en la figura 3.1c.

11.6 Ecuaciones para estimar la capacidad de un pilote

La capacidad de soporte de carga última Q_u de un pilote se determina por la ecuación

$$Q_u = Q_p + Q_s \tag{11.9}$$

donde

Q_p = capacidad de soporte de carga de la punta del pilote
Q_s = resistencia por fricción (fricción superficial) derivada de la interfaz suelo-pilote (consulte la figura 11.11)

En muchos estudios publicados se analiza la determinación de los valores de Q_p y Q_s. Vesic (1977), Meyerhof (1976) y Coyle y Castello (1981) proporcionaron reseñas excelentes de muchas de estas investigaciones. En estos estudios se presenta una visión del problema de la determinación de la capacidad última de un pilote.

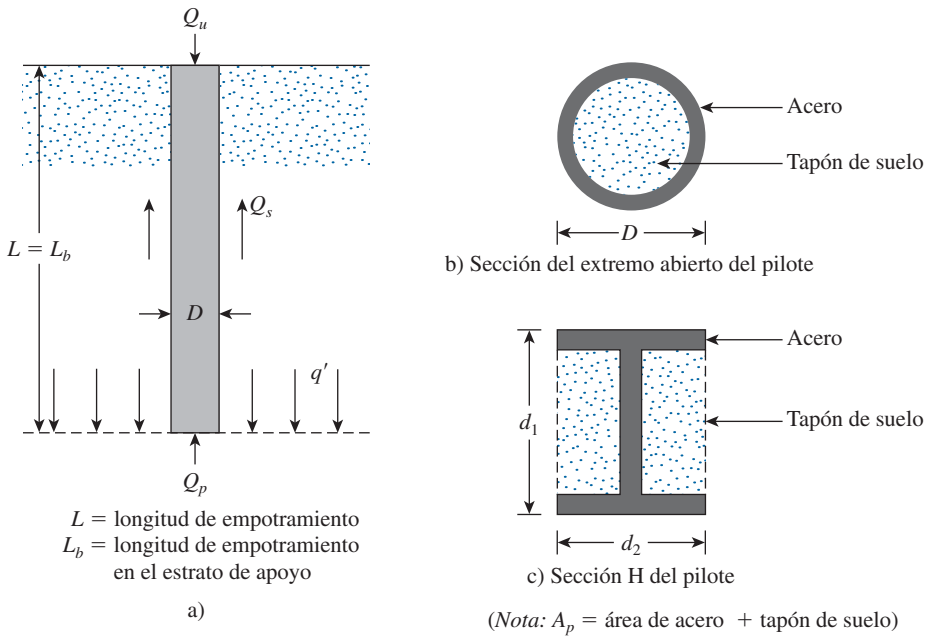


Figura 11.11 Capacidad de soporte de carga última de un pilote.

Capacidad de carga de la punta, Q_p

La capacidad de carga última de cimentaciones superficiales se analizó en el capítulo 3. De acuerdo con las ecuaciones de Terzaghi,

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \qquad \text{(para cimentaciones superficiales cuadradas)}$$

y

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \qquad \text{(para cimentaciones superficiales circulares)}$$

De manera similar, la ecuación general de la capacidad de carga para cimentaciones superficiales se dio en el capítulo 3 (para carga vertical) como

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd} + qN_qF_{qs}F_{qd} + \tfrac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}$$

De aquí, en general, la capacidad de soporte de carga última se puede expresar como

$$q_u = c'N_c^* + qN_q^* + \gamma BN_\gamma^* \tag{11.10}$$

donde N_c^*, N_q^* y N_γ^* son los factores de capacidad de carga que incluyen los factores de forma y profundidad necesarios.

Las cimentaciones con pilotes son profundas. Sin embargo, la resistencia última por área unitaria desarrollada en la punta de un pilote, q_p, se puede expresar mediante una ecuación similar en forma a la ecuación (11.10), aunque los valores de N_c^*, N_q^* y N_γ^* cambiarán. La notación utilizada en este capítulo para el ancho de un pilote es D. De aquí, al sustituir D por B en la ecuación (11.10) da

$$q_u = q_p = c'N_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^* \tag{11.11}$$

Debido a que el ancho D de un pilote es relativamente pequeño, el término γDN_{γ}^{*} se puede omitir en el lado derecho de la ecuación anterior sin introducir un error considerable; entonces, se tiene

$$q_p = c'N_c^* + q'N_q^* \tag{11.12}$$

Observe que el término q se reemplazó por q' en la ecuación (11.12), para denotar el esfuerzo vertical efectivo. Por lo tanto, la capacidad de punta de los pilotes es

$$Q_p = A_p q_p = A_p(c'N_c^* + q'N_q^*) \tag{11.13}$$

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 puede escribir como

$$Q_s = \Sigma\, p\, \Delta L f \tag{11.14}$$

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

Los diversos métodos para estimar Q_p y Q_s se analizan en varias de las secciones siguientes. Es necesario enfatizar que, en el campo, para una movilización total de la resistencia de punta (Q_p), la punta del pilote debe desplazarse de 10 a 25% del ancho del pilote (o diámetro).

Carga permisible, Q_{perm}

Después de que se ha determinado la capacidad de soporte de carga última total sumando la capacidad de carga de punta y la resistencia por fricción (o superficial), se debe utilizar un factor de seguridad razonable para obtener la carga permisible para cada pilote, o

$$Q_{\text{perm}} = \frac{Q_u}{\text{FS}}$$

donde

Q_{perm} = capacidad de soporte de carga permisible para cada pilote
FS = factor de seguridad

El factor de seguridad utilizado en general varía de 2.5 a 4, dependiendo de las incertidumbres asociadas con el cálculo de la carga última.

www.elsolucionario.org

11.7 Método de Meyerhof para estimar Q_p

Arena

La capacidad de carga de punta, q_p, de un pilote en arena aumenta con la profundidad de empotramiento en el estrato de carga y alcanza un valor máximo a una relación de empotramiento de $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$. Observe que un suelo homogéneo L_b es igual a la longitud de empotramiento real del pilote, L. Sin embargo, cuando un pilote ha penetrado en un estrato de carga, $L_b < L$. Más allá de la relación de empotramiento crítica, $(L_b/D)_{cr}$, el valor de q_p permanece constante ($q_p = q_l$). Es decir, como se muestra en la figura 11.12 para el caso de un suelo homogéneo, $L = L_b$.

Para pilotes en arena, $c' = 0$ y la ecuación (11.13) se simplifica en

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \tag{11.15}$$

La variación de N_q^* con el ángulo de fricción del suelo ϕ' se muestra en la figura 11.13. Los valores interpolados de N_q^* para varios ángulos de fricción también se dan en la tabla 11.5. Sin embargo, Q_p no debe exceder el valor límite $A_p q_l$; es decir,

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l \tag{11.16}$$

Figura 11.13 Variación de los valores máximos de N_q^* con el ángulo de fricción del suelo ϕ'. [De Meyerhof, G.G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations", Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, vol. 102, núm. GT3, pp. 197-228. Con permiso de la ASCE].

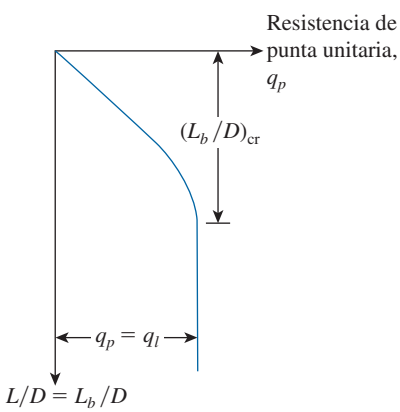


Figura 11.12 Naturaleza de la variación de la resistencia de punta en una arena homogénea.

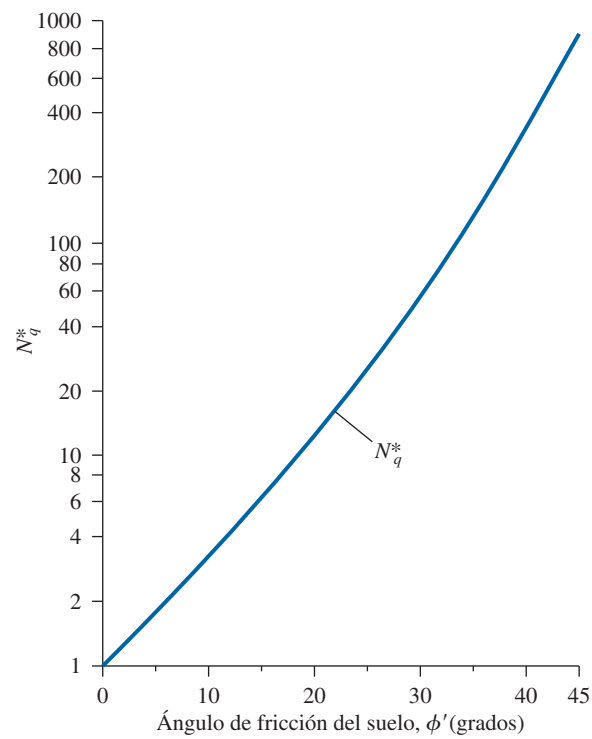


Tabla 11.5 Valores interpolados de N_q^* con base en la teoría de Meyerhof.

Ángulo de fricción del suelo, ϕ (grados)	N_q^*
20	12.4
21	13.8
22	15.5
23	17.9
24	21.4
25	26.0
26	29.5
27	34.0
28	39.7
29	46.5
30	56.7
31	68.2
32	81.0
33	96.0
34	115.0
35	143.0
36	168.0
37	194.0
38	231.0
39	276.0
40	346.0
41	420.0
42	525.0
43	650.0
44	780.0
45	930.0

La resistencia de punta límite es

$$q_l = 0.5\, p_a N_q^* \tan \phi' \tag{11.17}$$

donde

p_a = presión atmosférica (= 100 kN/m^2)
ϕ' = ángulo de fricción efectivo del suelo del estrato de apoyo

Un buen ejemplo del concepto de la relación de empotramiento crítica se puede encontrar de las pruebas de carga de campo sobre un pilote en arena en el emplazamiento del Ogeechee River reportado por Vesic (1970). El pilote probado fue uno de acero con un diámetro de 457 mm. En la tabla 11.6 se muestra la resistencia última a varias profundidades. En la figura 11.14 se muestra una gráfica de q_p con la profundidad obtenida de las pruebas de campo junto con el intervalo de resistencia a la penetración estándar en el emplazamiento. Con base en la figura, se pueden hacer las observaciones siguientes.

1. Existe un valor límite de q_p. Para las pruebas en consideración, es de aproximadamente 12 000 kN/m^2.
2. El valor $(L/D)_{cr}$ es de aproximadamente 16 a 18.

Tabla 11.6 Resistencia de punta última, q_p, de un pilote de prueba en el emplazamiento del Ogeechee River según el reporte de Vesic (1970).

Diámetro del pilote, D (m)	Profundidad de empotramiento, L (m)	L/D	q_p (kN/m^2)
0.457	3.02	6.61	3 304
0.457	6.12	13.39	9 365
0.457	8.87	19.4	11 472
0.457	12.0	26.26	11 587
0.457	15.00	32.82	13 971

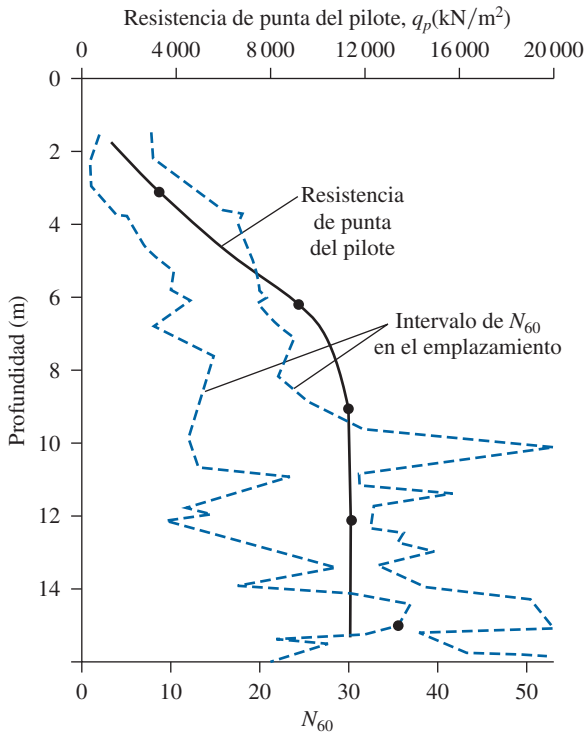


Figura 11.14 Resultados de la prueba de un pilote de Vesic (1970) de la variación de q_p y N_{60} con la profundidad.

3. El valor N_{60} promedio es de aproximadamente 30 para $L/D \geq (L/D)_{cr}$. Utilizando la ecuación (11.37), la resistencia de punta límite es $4p_aN_{60} = (4)(100(30) = 12\,000$ kN/m^2. Este valor en general es consistente con la observación de campo.

Arcilla ($\phi = 0$)

Para pilotes en *arcillas saturadas* en condiciones no drenadas ($\phi = 0$), la carga última neta se puede dar como

$$Q_p \approx N_c^* c_u A_p = 9c_u A_p \tag{11.18}$$

donde c_u = cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

www.elsolucionario.org

11.8 Método de Vesic para estimar Q_p

Arena

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 teoría, con base en los parámetros del esfuerzo efectivo, se puede escribir

$$Q_p = A_p q_p = A_p \overline{\sigma}'_o N^*_\sigma \tag{11.19}$$

donde

$\overline{\sigma}'_o$ = esfuerzo efectivo normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote

$$= \left(\frac{1 + 2K_o}{3}\right) q' \tag{11.20}$$

K_o = coeficiente de presión de tierra en reposo $= 1 - \text{sen } \phi'$ (11.21)

y

N^*_σ = factor de capacidad de carga

Observe que la ecuación (11.19) es una modificación de la ecuación (11.15) con

$$N^*_\sigma = \frac{3N^*_q}{(1 + 2K_o)} \tag{11.22}$$

De acuerdo con la teoría de Vesic,

$$N^*_\sigma = f(I_{rr}) \tag{11.23}$$

donde I_{rr} = índice de rigidez reducida para el suelo. Sin embargo,

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \tag{11.24}$$

donde

$$I_r = \text{índice de rigidez} = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)\, q' \tan \phi'} = \frac{G_s}{q' \tan \phi'} \tag{11.25}$$

E_s = módulo de elasticidad del suelo
μ_s = relación de Poisson del suelo
G_s = módulo de cortante del suelo
Δ = deformación unitaria volumétrica promedio en la zona plástica debajo de la punta del pilote

Los intervalos generales de I_r para varios suelos son

Arena (densidad relativa = 50 a 80%): 75 a 150
Limo: 50 a 75

A fin de estimar I_r [ecuación (11.25) y de aquí I_{rr} [ecuación (11.24), se puede utilizar la aproximación siguiente (Chen y Kulhawy, 1994)

$$\frac{E_s}{p_a} = m \tag{11.26}$$

donde

p_a = presión atmosférica ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$)

$$m = \begin{cases} 100 \text{ a } 200 \text{ (suelo suelto)} \\ 200 \text{ a } 500 \text{ (suelo medio denso)} \\ 500 \text{ a } 1000 \text{ (suelo denso)} \end{cases}$$

$$\mu_s = 0.1 + 0.3\left(\frac{\phi' - 25}{20}\right) \text{ (para } 25° \le \phi' \le 45°) \tag{11.27}$$

$$\Delta = 0.005\left(1 - \frac{\phi' - 25}{20}\right)\frac{q'}{p_a} \tag{11.28}$$

Con base en pruebas de penetración de cono en el campo, Baldi y colaboradores (1981) dieron las correlaciones para I_r siguientes:

$$I_r = \frac{300}{F_r(\%)} \quad \text{(para penetración de cono mecánico)} \tag{11.29}$$

y

$$I_r = \frac{170}{F_r(\%)} \quad \text{(para penetración de cono eléctrico)} \tag{11.30}$$

Para la definición de F_r, consulte la ecuación (2.41). En la tabla 11.7 se dan los valores de N_σ^* para diversos valores de I_{rr} y ϕ'.

Arcilla ($\phi = 0$)

En arcilla saturada (condición con $\phi = 0$), la capacidad de carga de punta última de un pilote se puede aproximar con

$$Q_p = A_p q_p = A_p c_u N_c^* \tag{11.31}$$

donde c_u = cohesión no drenada

De acuerdo con la teoría de *expansión de cavidades* de Vesic (1977),

$$N_c^* = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \tag{11.32}$$

Las variaciones de N_c^* con I_{rr} para la condición con $\phi = 0$ se indican en la tabla 11.8.

Ahora, con referencia a la ecuación (11.24) para arcilla saturada sin cambio en volumen, $\Delta = 0$. De aquí,

$$I_{rr} = I_r \tag{11.33}$$

Tabla 11.7 Factores de capacidad de carga N_σ^* con base en la teoría de expansión de cavidades.

	I_{rr}									
ϕ'	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
25	12.12	15.95	20.98	24.64	27.61	30.16	39.70	46.61	52.24	57.06
26	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
27	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
28	15.57	20.91	28.10	33.40	37.75	41.51	55.77	66.29	74.93	82.40
29	16.90	22.85	30.90	36.87	41.79	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
30	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
31	19.88	27.22	37.27	44.79	51.03	56.46	77.31	92.90	105.84	117.11
32	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
33	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.46	115.51	132.24	146.87
34	25.28	35.21	49.05	59.54	68.33	76.02	105.90	128.55	147.51	164.12
35	27.36	38.32	53.67	65.36	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
36	29.60	41.68	58.68	71.69	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
37	32.02	45.31	64.13	78.57	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.26
38	34.63	49.24	70.03	86.05	99.60	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
39	37.44	53.50	76.45	94.20	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
40	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
41	43.74	63.07	90.96	112.68	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
42	47.27	68.46	99.16	123.16	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.53
43	51.08	74.30	108.08	134.56	157.21	177.36	257.99	321.22	375.28	423.39
44	55.20	80.62	117.76	146.97	172.00	194.31	283.80	354.20	414.51	468.28
45	59.66	87.48	128.28	160.48	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58

De “Design of Pile Foundations”, de A.S. Vesic. SYNTHESIS OF HIGHWAY PRACTICE de la AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORT. Derechos de autor 1969 del TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Reimpresa con permiso del TRANSPORTATION RESEARCH BOARD en formato de Texbook mediante el Copyright Clearance Center.

www.elsolucionario.org

Tabla 11.8 Variación de N_c^* con I_{rr} para la condición $\phi = 0$ con base en la teoría de Vesic.

I_{rr}	N_c^*
10	6.97
20	7.90
40	8.82
60	9.36
80	9.75
100	10.04
200	10.97
300	11.51
400	11.89
500	12.19

Para $\phi = 0$,

$$I_r = \frac{E_s}{3c_u} \tag{11.34}$$

O'Neill y Reese (1999) sugirieron las relaciones aproximadas siguientes para I_r y la cohesión no drenada, c_u.

$\frac{c_u}{p_a}$	I_r
0.24	50
0.48	150
≥0.96	250-300

Nota: p_a = presión atmosférica ≈ 100 kN/m^2.

Los valores anteriores se pueden aproximar como

$$I_r = 347\left(\frac{c_u}{p_a}\right) - 33 \leq 300 \tag{11.35}$$

11.9 Método de Coyle y Castello para estimar Q_p en arena

Coyle y Castello (1981) analizaron 24 pruebas de carga de campo a gran escala de pilotes hincados en arena. Con base en los resultados de las pruebas, ellos sugirieron que, en arena,

$$Q_p = q' N_q^* A_p \tag{11.36}$$

donde

q' = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote
N_q^* = factor de capacidad de carga

En la figura 11.15 se muestra la variación de N_q^* con L/D y el ángulo de fricción del suelo ϕ'.

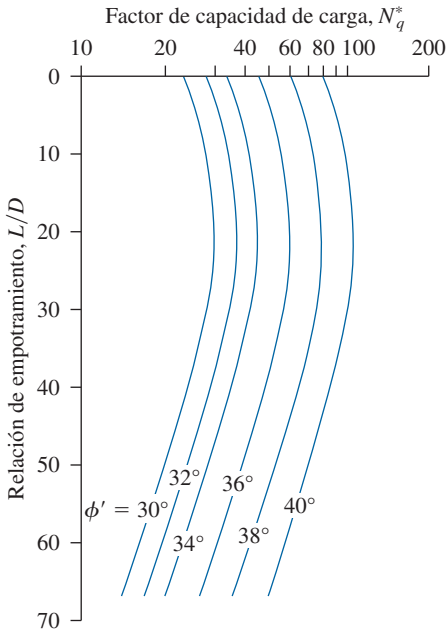


Figura 11.15 Variación de N_q^* con L/D (Vuelta a trazar según Coyle y Castello, 1981).

Ejemplo 11.1

Considere un pilote de concreto de 15 m de longitud con una sección transversal de 0.45 × 0.45 m completamente empotrado en arena. Para la arena, se tiene: peso específico, $\gamma = 17\ \text{kN/m}^3$ y ángulo de fricción del suelo, $\phi = 35°$. Estime la Q_p de punta última con cada uno de los métodos siguientes:

a. Método de Meyerhof
b. Método de Vesic
c. Método de Coyle y Castello
d. Con base en los resultados de las partes a, b y c, adopte un valor para Q_p

Solución

Parte a

De las ecuaciones (11.16) y (11.17),

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p (0.5 p_a N_q^* \tan \phi')$$

Para $\phi' = 35°$, el valor de $N_q^* \approx 143$ (tabla 11.5). Además, $q' = \gamma L = (17)(15) = 255\ \text{kN/m}^2$. Por consiguiente,

$$A_p q' N_q^* = (0.45 \times 0.45)(255)(143) \approx 7384\ \text{kN}$$

De nuevo,

$$A_p (0.5 p_a N_q^* \tan \phi') = (0.45 \times 0.45)[(0.5)(100)(143)(\tan 35)] \approx 1014\ \text{kN}$$

De aquí, $Q_p =$ **1014 kN.**

Parte b

De la ecuación (11.19),

$$Q_p = A_p \bar{\sigma}'_o N^*_\sigma$$

$$\bar{\sigma}'_o = \left[\frac{1 + 2(1 - \text{sen}\,\phi')}{3}\right] q' = \left(\frac{1 + 2(1 - \text{sen}\,35)}{3}\right)(17 \times 15)$$

$$= 139.96\ \text{kN/m}^2$$

De la ecuación (11.26),

$$\frac{E_s}{p_a} = m$$

Suponga $m \approx 250$ (arena de compacidad media). Por lo tanto,

$$E_s = (250)(100) = 25\,000\ \text{kN/m}^2$$

De la ecuación (11.27),

$$\mu_s = 0.1 + 0.3\left(\frac{\phi' - 25}{20}\right) = 0.1 + 0.3\left(\frac{35 - 25}{20}\right) = 0.25$$

De la ecuación (11.28),

$$\Delta = 0.005\left(1 - \frac{\phi' - 25}{20}\right)\left(\frac{q'}{p_a}\right) = 0.005\left(1 - \frac{35 - 25}{20}\right)\left(\frac{17 \times 15}{100}\right) = 0.0064$$

De la ecuación (11.25),

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s) q' \tan \phi'} = \frac{25\,000}{(2)(1 + 0.25)(17 \times 15)(\tan 35)} = 56$$

De la ecuación (11.24),

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} = \frac{56}{1 + (56)(0.0064)} = 41.2$$

De la tabla 11.7, para $\phi' = 35°$ e $I_{rr} = 41.2$, el valor de $N^*_q \approx 55$. De aquí,

$$Q_p = A_p \bar{\sigma}'_o N^*_\sigma = (0.45 \times 0.45)(139.96)(55) \approx \mathbf{1559\ kN}$$

Parte c

De la ecuación (11.36),

$$Q_p = q' N^*_q A_p$$

$$\frac{L}{D} = \frac{15}{0.45} = 33.3$$

Para $\phi' = 35°$ y $L/D = 33.3$, el valor de N^*_q es de aproximadamente 48 (figura 11.15). Por lo tanto,

$$Q_p = q' N^*_q A_p = (15 \times 17)(48)(0.45 \times 0.45) \approx \mathbf{2479\ kN}$$

Parte d

Parece que la Q_p obtenida con el método de Coyle y Castello es demasiado grande. Por lo que el promedio de los resultados de las partes a y b es

www.elsolucionario.org

$$\frac{1014 + 1559}{2} = 1286.5 \text{ kN}$$

Use $Q_p = \mathbf{1250\ kN}$. ■

Ejemplo 11.2

Considere un pilote de tubo (punta de hincado plana: consulte la figura 11.2d) que tiene un diámetro exterior de 406 mm. La longitud de empotramiento del pilote en arcilla estratificada saturada es de 30 m.
Los siguientes son los detalles del subsuelo:

Profundidad desde la superficie del terreno (m)	Peso específico saturado, γ (kN/m^3)	c_u (kN/m^2)
0-5	18	30
5-10	18	30
10-30	19.6	100

El nivel freático se ubica a una profundidad de 5 m desde la superficie del terreno. Estime Q_p utilizando

a. El método de Meyerhof
b. El método de Vesic

Solución

Parte a

De la ecuación (11.18),

$$Q_p = 9c_u A_p$$

La punta del pilote está apoyada en arcilla con $c_u = 100$ kN/m^2. Por lo tanto,

$$Q_p = (9)(100)\left[\left(\frac{\pi}{4}\right)\left(\frac{406}{1000}\right)^2\right] = \mathbf{116.5\ kN}$$

Parte b

De la ecuación (11.31),

$$Q_p = A_p c_u N_c^*$$

De la ecuación (11.35),

$$I_r = I_{rr} = 347\left(\frac{c_u}{p_a}\right) - 33 = 347\left(\frac{100}{100}\right) - 33 = 314$$

Por lo que se utiliza $I_{rr} = 300$.
De la tabla 11.8 para $I_{rr} = 300$, el valor de $N_c^* = 11.51$. Por consiguiente,

$$Q_p = A_p c_u N_c^* = \left[\left(\frac{\pi}{4}\right)\left(\frac{406}{1000}\right)^2\right](100)(11.51) = \mathbf{149\ kN}$$

Nota: el valor promedio de Q_p es

$$\frac{116.5 + 149}{2} \approx \mathbf{133\ kN}$$

11.10 Correlaciones para calcular Q_p con resultados SPT y CPT

Con base en observaciones de campo, Meyerhof (1976) también sugirió que la resistencia de punta última q_p en un suelo granular homogéneo ($L = L_b$) se puede obtener a partir de números de penetración estándar como

$$q_p = 0.4 p_a N_{60} \frac{L}{D} \le 4 p_a N_{60} \tag{11.37}$$

donde

N_{60} = valor promedio del número de penetración estándar cerca de la punta del pilote (casi $10D$ arriba y $4D$ debajo de la punta del pilote)
p_a = presión atmosférica ($\approx 100\ kN/m^2$ o $2000\ lb/pie^2$)

Briaud y colaboradores (1985) sugirieron la correlación siguiente para q_p en un suelo granular con la resistencia de penetración estándar N_{60},

$$q_p = 19.7 q_a (N_{60})^{0.36} \tag{11.38}$$

Meyerhof (1956) también sugirió que

$$q_p \approx q_c (\text{en suelo granular}) \tag{11.39}$$

donde q_c = resistencia a la penetración de cono.

Ejemplo 11.3

Considere un pilote de concreto con sección transversal de 0.305×0.305 m en arena. El pilote tiene una longitud de 15.2 m. Las siguientes son las variaciones de N_{60} con la profundidad.

Profundidad debajo de la superficie del terreno (m)	N_{60}
1.5	8
3.0	10
4.5	9
6.0	12
7.5	14
9.0	18
10.5	11
12.0	17
13.5	20
15.0	28
16.5	29
18.0	32
19.5	30
21.0	27

a. Estime Q_p utilizando la ecuación (11.37).
b. Estime Q_p utilizando la ecuación (11.38).

Solución

Parte a

La punta del pilote está a 15.2 m debajo de la superficie del terreno. Para el pilote, $D = 0.305$ m. El promedio de N_{60} $10D$ arriba y aproximadamente $5D$ debajo de la punta del pilote es

$$N_{60} = \frac{17 + 20 + 28 + 29}{4} = 23.5 \approx 24$$

De la ecuación (11.37),

$$Q_p = A_p(q_p) = A_p\left[0.4p_aN_{60}\left(\frac{L}{D}\right)\right] \leq A_p(4p_aN_{60})$$

$$A_p\left[0.4p_aN_{60}\left(\frac{L}{D}\right)\right] = (0.305 \times 0.305)\left[(0.4)(100)(24)\left(\frac{15.2}{0.305}\right)\right] = 4450.6 \text{ kN}$$

$$A_p(4p_aN_{60}) = (0.305 \times 0.305)[(4)(100)(24)] = 893 \text{ kN}$$

Por lo tanto, $Q_p = 893$ kN

Parte b

De la ecuación (11.38),

$$Q_p = A_pq_p = A_p[19.7p_a(N_{60})^{0.36}] = (0.305 \times 0.305)[(19.7)(100)(24)^{0.36}]$$

$$= 575.4 \text{ kN}$$

■

11.11 Resistencia por fricción (Q_s) en arena

De acuerdo con la ecuación (11.14), la resistencia por fricción

$$Q_s = \Sigma p\,\Delta L f$$

La resistencia unitaria por fricción, f, es difícil de estimar. Al hacer una estimación de f, se deben tener en cuenta varios factores importantes:

1. La naturaleza del hincado del pilote. Para pilotes hincados en arena, la vibración causada durante su hincado ayuda a densificar el suelo a su alrededor. La zona de densificación de la arena puede ser hasta de 2.5 veces el diámetro del pilote, en la arena circundante a él.
2. Se ha observado que la naturaleza de la variación de f en el campo es aproximadamente como se muestra en la figura 11.16. La fricción superficial unitaria aumenta con la profundidad más

www.elsolucionario.org

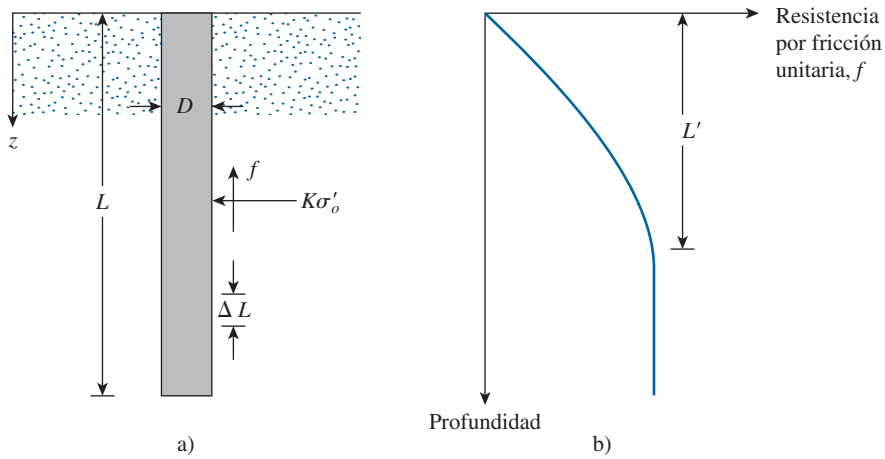


Figura 11.16 Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena.

o menos linealmente hasta una profundidad de L' y después permanece constante. La magnitud de la profundidad crítica L' puede ser de 15 a 20 diámetros del pilote. Una estimación conservadora sería

$$L' \approx 15D \tag{11.40}$$

3. A profundidades similares, la fricción superficial unitaria en arena suelta es mayor para un desplazamiento mayor del pilote, comparada con un pilote de bajo desplazamiento.
4. A profundidades similares, los pilotes perforados o hincados con ayuda de un chorro de agua tendrán una fricción superficial unitaria menor comparada con los pilotes hincados.

Tomando en cuenta los factores anteriores, se puede dar la relación aproximada siguiente para f (consulte la figura 11.16):

Para $z = 0$ a L',

$$f = K\sigma'_o \tan \delta' \tag{11.41}$$

y para $z = L'$ a L,

$$f = f_{z=L'} \tag{11.42}$$

En estas ecuaciones,

K = coeficiente efectivo de presión de tierra
σ'_o = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad en consideración
δ' = ángulo de fricción suelo-pilote

En la realidad, la magnitud de K varía con la profundidad y es aproximadamente igual al coeficiente de presión pasiva de tierra, K_p, en la parte superior del pilote y puede ser menor que

el coeficiente de presión en reposo, K_o, a una profundidad mayor. Con base en resultados actualmente disponibles, los valores promedio siguientes de K se recomiendan para utilizarlos en la ecuación (11.41):

Tipo de pilote	K
Perforado o hincado con ayuda de chorro de agua	$\approx K_o = 1 - \text{sen}\ \phi'$
Hincado de bajo desplazamiento	$\approx K_o = 1 - \text{sen}\ \phi'$ a $1.4K_o = 1.4(1 - \text{sen}\phi')$
Hincado de alto desplazamiento	$\approx K_o = 1 - \text{sen}\ \phi'$ a $1.8K_o = 1.8(1 - \text{sen}\phi')$

Los valores de δ' de varios investigadores parecen estar en el intervalo de $0.5\phi'$ a $0.8\phi'$.

Con base en resultados de pruebas en el campo, Mansur y Hunter, (1970) reportaron los valores promedio de K siguientes:

Pilotes H. . . . . $K = 1.65$

Pilotes de tubo de acero. . . . . $K = 1.26$

Pilotes de concreto precolado. . . . . $K = 1.5$

Coyle y Castello (1981), en conjunto con el material presentado en la sección 11.9, propusieron que

$$Q_s = f_{\text{prom}}\, pL = (K\overline{\sigma}'_o \tan \delta')\, pL \tag{11.43}$$

donde

$\overline{\sigma}'_o$ = presión de sobrecarga efectiva promedio
δ' = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote = $0.8\phi'$

El coeficiente de presión lateral de tierra K, que se determinó de observaciones de campo, se muestra en la figura 11.17. Así pues, si se consulta esa figura,

$$Q_s = K\overline{\sigma}'_o \tan(0.8\phi')\, pL \tag{11.44}$$

Correlación con resultados de la prueba de penetración estándar

Meyerhof (1976) indicó que la resistencia por fricción unitaria promedio, f_{prom}, para pilotes hincados de alto desplazamiento se podría obtener a partir de los valores promedio de la resistencia a la penetración estándar como

$$f_{\text{prom}} = 0.02 p_a (\overline{N}_{60}) \tag{11.45}$$

donde

$(\overline{N}_{60})$ = valor promedio de la resistencia a la penetración estándar
p_a = presión atmosférica (≈ 100 kN/m^2 o 2 000 lb/pie^2)

Para pilotes hincados de bajo desplazamiento

$$f_{\text{prom}} = 0.01 p_a (\overline{N}_{60}) \tag{11.46}$$

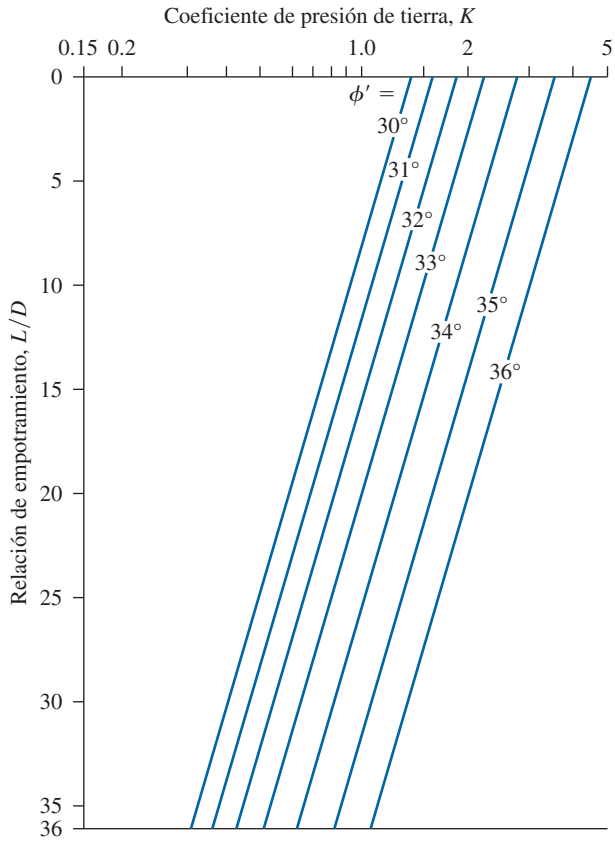


Figura 11.17 Variación de K con L/D (vuelta a trazar según Coyle y Castello, 1981).

Briaud y colaboradores (1985) sugirieron que

$$f_{\text{prom}} \approx 0.224 p_a (\overline{N}_{60})^{0.29} \tag{11.47}$$

Por consiguiente,

$$Q_s = pLf_{\text{prom}} \tag{11.48}$$

Correlación con resultados de la prueba de penetración de cono

Nottingham y Schmertmann (1975) y Schmertmann (1978) proporcionaron correlaciones para estimar Q_s utilizando la resistencia por fricción (f_c) obtenida durante pruebas de penetración de cono. De acuerdo con este método

$$f = \alpha' f_c \tag{11.49}$$

Las variaciones de α' con z/D para penetrómetros de cono eléctrico y mecánico se muestran en las figuras 11.18 y 11.19, respectivamente. Se tiene

$$Q_s = \Sigma p(\Delta L) f = \Sigma p(\Delta L) \alpha' f_c \tag{11.50}$$

www.elsolucionario.org

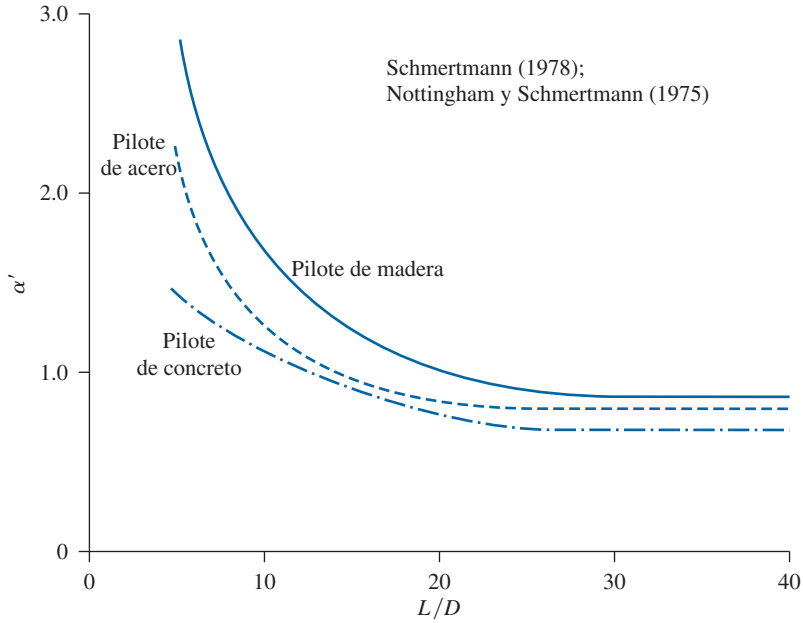


Figura 11.18 Variación de α' con la relación de empotramiento para pilotes en arena: penetrómetro de cono eléctrico.

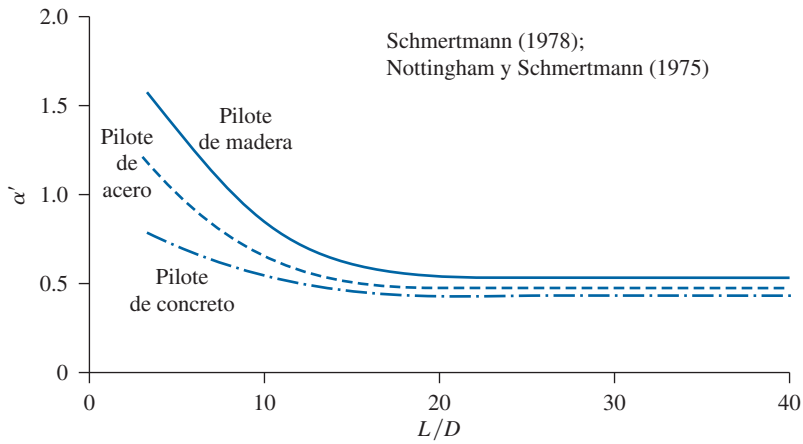


Figura 11.19 Variación de α' con la relación de empotramiento para pilotes en arena: penetrómetro de cono mecánico.

Ejemplo 11.4

Considere el pilote descrito en el ejemplo 11.3. Estime la magnitud de Q_s para el pilote.

a. Utilice la ecuación (11.45).
b. Utilice la ecuación (11.47).

c. Considerando los resultados del ejemplo 11.3, determine la capacidad de soporte de carga permisible del pilote con base en el método de Meyerhof y el método de Briaud. Utilice un factor de seguridad, FS = 3.

Solución

El valor N_{60} promedio para la arena en los 15.2 m superiores es

$$\overline{N}_{60} = \frac{8 + 10 + 9 + 12 + 14 + 18 + 11 + 17 + 20 + 28}{10} = 14.7 \approx 15$$

Parte a

De la ecuación (11.45),

$$f_{\text{prom}} = 0.02 p_a (\overline{N}_{60}) = (0.02)(100)(15) = 30 \text{ kN/m}^2$$
$$Q_s = pLf_{\text{prom}} = (4 \times 0.305)(15.2)(30) = 556.2 \text{ kN}$$

Parte b

De la ecuación (11.47),

$$f_{\text{prom}} = 0.224 p_a (\overline{N}_{60})^{0.29} = (0.224)(100)(15)^{0.29} = 49.13 \text{ kN/m}^2$$
$$Q_s = pLf_{\text{prom}} = (4 \times 0.305)(15.2)(49.13) = 911.1 \text{ kN}$$

Parte c

$$\text{Método de Meyerhof: } Q_{\text{perm}} = \frac{Q_p + Q_s}{\text{FS}} = \frac{893 + 556.2}{3} = \mathbf{483 \text{ kN}}$$
$$\text{Método de Briaud: } Q_{\text{perm}} = \frac{Q_p + Q_s}{\text{FS}} = \frac{575.4 + 911.1}{3} = \mathbf{495.5 \text{ kN}}$$

Por lo tanto, la capacidad permisible del pilote se puede tomar aproximadamente de **490 kN.** ■

Ejemplo 11.5

Consulte el ejemplo 11.1. Para el pilote, estime la resistencia por fricción Q_s

a. Con base en las ecuaciones (11.41) y (11.42). Utilice $K = 1.3$ y $\delta' = 0.8\phi'$.
b. Con base en la ecuación (11.44).
c. Utilizando los resultados de la parte d del ejemplo 11.1, estime la capacidad de carga permisible del pilote. Utilice FS = 3.

Solución

Parte a

De la ecuación (11.40), $L' = 15D = (15)(0.45) = 6.75$ m. Consulte la ecuación (11.41):

En $z = 0$: $\sigma'_o = 0$, $f = 0$

En $z = 6.75$ m: $\sigma'_o = (6.75)(17) = 114.75 \text{ kN/m}^2$

Por lo tanto,

$$f = K\sigma'_o \tan\delta = (1.3)(114.75)[\tan(0.8 \times 35)] = 79.3 \text{ kN/m}^3$$

Y entonces,

$$\begin{aligned} Q_s &= \frac{(f_{z=0} + f_{z=6.75\text{m}})}{2} pL' + f_{z=6.75\text{m}}\, p(L - L') \\ &= \left(\frac{0 + 79.3}{2}\right)(4 \times 0.45)(6.75) + (79.3)(4 \times 0.45)(15 - 6.75) \\ &= 481.75 + 1177.61 = 1659.36 \text{ kN} \approx \mathbf{1659\ kN} \end{aligned}$$

Parte b

De la ecuación (11.44),

$$Q_s = K\overline{\sigma}'_o \tan(0.8\phi')\, pL$$

$$\overline{\sigma}'_o = \frac{(15)(17)}{2} = 127.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{L}{D} = \frac{15}{0.45} = 33.3; \phi' = 35°$$

De la figura 11.17, $K = 0.93$

$$Q_s = (1.3)(127.5)\tan[(0.8 \times 35)](4 \times 0.45)(15) = \mathbf{2380\ kN}$$

Parte c

El valor promedio de Q_s de las partes a y b es

$$Q_{s(\text{promedio})} = \frac{1659 + 2380}{2} = 2019.5 \approx 2020 \text{ kN} - \text{UTILICE}$$

De la parte d del ejemplo 11.1, $Q_p = 1250$ kN. Por lo tanto,

$$Q_{\text{perm}} = \frac{Q_p + Q_s}{\text{FS}} = \frac{1250 + 2020}{3} = \mathbf{1090\ kN}$$

■

Ejemplo 11.6

Considere un pilote de concreto de 18 m de longitud (sección transversal: 0.305 × 0.305 m) completamente empotrado en un estrato de arena. Para el estrato de arena, la siguiente es una aproximación de la resistencia a la penetración de cono q_c (cono mecánico) y la resistencia por fricción f_c con la profundidad. Estime la carga permisible que puede soportar el pilote. Utilice FS = 3.

Profundidad desde la superficie del terreno (m)	q_c (kN/m²)	f_c (kN/m²)
0-5	3040	73
5-15	4560	102
15-25	9500	226

www.elsolucionario.org

Solución

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

De la ecuación (11.39),

$$q_p \approx q_c$$

En la punta del pilote (es decir, a una profundidad de 18 m), $q_c \approx 9500$ kN/m^2. Por consiguiente,

$$Q_p = A_p q_c = (0.305 \times 0.305)(9\,500) = 883.7 \text{ kN}$$

Para determinar Q_s, se puede elaborar la tabla siguiente. (*Nota:* $L/D = 18/0.305 = 59$).

Profundidad desde la superficie del terreno (m)	ΔL (m)	f_c (kN/m^2)	α' (figura 11.19)	$p\Delta L\alpha' f_c$ (kN)
0-5	5	73	0.44	195.9
5-15	10	102	0.44	547.5
15-18	3	226	0.44	363.95
				$Q_s = 1107.35$ kN

De aquí,

$$Q_u = Q_p + Q_s = 883.7 + 1107.35 = 1991.05 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{perm}} = \frac{Q_u}{\text{FS}} = \frac{1991.05}{3} = 663.68 \approx \mathbf{664\ kN}$$

■

11.12 Resistencia por fricción (superficial) en arcilla

La estimación de la resistencia por fricción (superficial) de pilotes en arcilla es casi tan difícil como la tarea de estimarla en arena (consulte la sección 11.11), debido a la presencia de diversas variables que no se pueden cuantificar con facilidad. En los libros técnicos sobre el tema se describen varios métodos para obtener la resistencia por fricción unitaria de pilotes. A continuación se examinan algunos de ellos.

Método λ

Este método, propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972), se basa en la suposición de que el desplazamiento del suelo ocasionado por el hincado del pilote da por resultado una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y que la resistencia superficial unitaria promedio es

$$f_{\text{prom}} = \lambda(\bar{\sigma}'_o + 2c_u) \tag{11.51}$$

donde

$\bar{\sigma}'_o$ = esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento
c_u = resistencia cortante no drenada media ($\phi = 0$)

Tabla 11.9 Variación de λ con la longitud de empotramiento, L.

Longitud de empotramiento, L (m)	λ
0	0.5
5	0.336
10	0.245
15	0.200
20	0.173
25	0.150
30	0.136
35	0.132
40	0.127
50	0.118
60	0.113
70	0.110
80	0.110
90	0.110

El valor de λ cambia con la profundidad de penetración del pilote. (Consulte la tabla 11.9). Por lo tanto, la resistencia por fricción total se puede calcular como

$$Q_s = pLf_{\text{prom}}$$

Se debe tener cuidado al obtener los valores de $\overline{\sigma}'_o$ y c_u en un suelo estratificado. La figura 11.20 ayuda a explicar este punto. En la figura 11.20a se muestra un pilote que penetra tres estratos de arcilla. De acuerdo con la figura 11.20b, el valor medio de c_u es $(c_{u(1)}L_1 + c_{u(2)}L_2 + \cdots)/L$. De manera similar, en la figura 11.20c se muestra la gráfica de la variación del esfuerzo efectivo con la profundidad. El esfuerzo efectivo medio es

$$\overline{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \cdots}{L} \tag{11.52}$$

donde $A_1, A_2, A_3, \ldots$ = áreas de los diagramas del esfuerzo efectivo vertical.

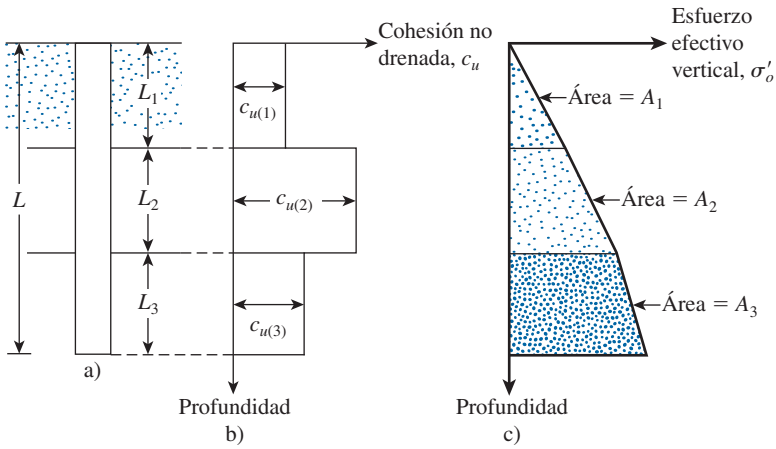


Figura 11.20 Aplicación del método λ en un suelo estratificado.

Método α

De acuerdo con el método α, la resistencia por fricción unitaria en suelos arcillosos se puede representar mediante la ecuación

$$f = \alpha c_u \tag{11.53}$$

donde α = factor empírico de adhesión. La variación aproximada del valor de α se muestra en la tabla 11.10. Es importante tener en cuenta que los valores de α indicados en la tabla 11.10 pueden variar un poco, ya que α en realidad es una función del esfuerzo vertical efectivo y de la cohesión no drenada. Sladen (1992) demostró que

$$\alpha = C\left(\frac{\overline{\sigma}'_o}{c_u}\right)^{0.45} \tag{11.54}$$

donde

$\overline{\sigma}'_o$ = esfuerzo vertical efectivo promedio
$C \approx 0.4$ a 0.5 para pilotes perforados y ≥ 0.5 para pilotes hincados

Entonces, la resistencia lateral última se puede dar como

$$Q_s = \Sigma f p\, \Delta L = \Sigma \alpha c_u p\, \Delta L \tag{11.55}$$

Tabla 11.10 Variación de α (valores interpolados basados en Terzaghi, Peck y Mesri, 1996).

$\frac{c_u}{p_a}$	α
≤ 0.1	1.00
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.74
0.6	0.62
0.8	0.54
1.0	0.48
1.2	0.42
1.4	0.40
1.6	0.38
1.8	0.36
2.0	0.35
2.4	0.34
2.8	0.34

Nota: p_a = presión atmosférica ≈ 100 kN/m^2

www.elsolucionario.org

Método β

Cuando los pilotes se hincan en arcillas saturadas, la presión de poro del agua en el suelo alrededor de los pilotes aumenta. El exceso de presión de poro del agua en arcillas normalmente consolidadas puede ser de cuatro a seis veces el valor de c_u. Sin embargo, más o menos al cabo de un mes, esta presión se disipa de manera gradual. De aquí, la resistencia por fricción unitaria para el pilote se puede determinar con base en los parámetros del esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remoldeado ($c' = 0$). Así pues, a cualquier profundidad,

$$f = \beta \sigma'_o \tag{11.56}$$

donde

σ'_o = esfuerzo vertical efectivo
$\beta = K \tan \phi'_R$ (11.57)
ϕ'_R = ángulo de fricción drenado de la arcilla remoldeada
K = coeficiente de presión de tierra

De manera conservadora, la magnitud de K es el coeficiente de presión de tierra en reposo, o

$$K = 1 - \operatorname{sen} \phi'_R \qquad \text{(para arcillas normalmente consolidadas)} \tag{11.58}$$

y

$$K = (1 - \operatorname{sen} \phi'_R)\sqrt{\text{OCR}} \qquad \text{(para arcillas sobreconsolidadas)} \tag{11.59}$$

donde OCR = relación de sobreconsolidación.

Al combinar las ecuaciones (11.56), (11.57), (11.58) y (11.59), para arcillas normalmente consolidadas se obtiene

$$f = (1 - \operatorname{sen} \phi'_R) \tan \phi'_R \sigma'_o \tag{11.60}$$

y para arcillas sobreconsolidadas,

$$f = (1 - \operatorname{sen} \phi'_R) \tan \phi'_R \sqrt{\text{OCR}}\, \sigma'_o \tag{11.61}$$

Con el valor de f determinado, la resistencia por fricción total se puede evaluar como

$$Q_s = \Sigma f p \, \Delta L$$

Correlación con los resultados de la prueba de penetración de cono

Nottingham y Schmertmann (1975) y Schmertmann (1978) determinaron que la correlación para la fricción superficial unitaria (con $\phi = 0$) es

$$f = \alpha' f_c \tag{11.62}$$

La variación de α' con la resistencia por fricción f_c se muestra en la figura 11.21. Por lo tanto,

$$Q_s = \Sigma f p(\Delta L) = \Sigma \alpha' f_c p(\Delta L) \tag{11.63}$$

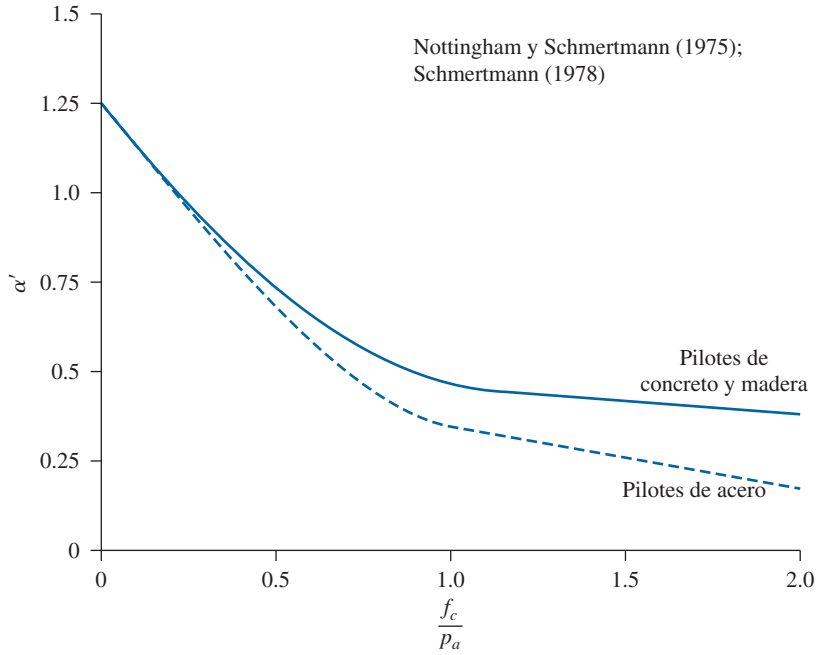


Figura 11.21 Variación de α' con f_c/p_a para pilotes en arcilla (p_a = presión atmosférica $\approx$ 100 kN/m^2).

11.13 Capacidad de carga de punta de pilotes sobre roca

En ocasiones los pilotes se hincan hasta un estrato subyacente de roca. En esos casos, el ingeniero debe evaluar la capacidad de carga de la roca. La resistencia de punta unitaria última en roca (Goodman, 1980) es aproximadamente

$$q_p = q_u(N_\phi + 1) \tag{11.64}$$

donde

$N_\phi = \tan^2(45 + \phi'/2)$
q_u = resistencia a la compresión simple de la roca
ϕ' = ángulo de fricción drenado

La resistencia a la compresión simple de la roca se puede determinar mediante pruebas de laboratorio en muestras de roca recolectadas durante la investigación de campo. Sin embargo, se debe tener mucho cuidado al obtener el valor apropiado de q_u, debido a que las muestras de laboratorio suelen ser de diámetro pequeño. A medida que el diámetro de la muestra aumenta, la resistencia a la compresión simple disminuye, lo que es un fenómeno al que se le refiere como *efecto de escala*. Para muestras mayores que aproximadamente 1 m de diámetro, el valor de q_u permanece constante de manera aproximada. Parece haber una reducción de cuatro a cinco veces en la magnitud de q_u en este proceso. El efecto de escala en roca se debe sobre todo a fracturas grandes y

pequeñas distribuidas aleatoriamente y también por rupturas progresivas a lo largo de las líneas de deslizamiento. De aquí que siempre recomendamos que

$$q_{u(\text{diseño})} = \frac{q_{u(\text{lab})}}{5} \tag{11.65}$$

En la tabla 11.11 se indican algunos valores representativos (de laboratorio) de resistencias a la compresión simple de algunas rocas. Los valores representativos del ángulo de fricción ϕ' de las rocas se dan en la tabla 11.12.

Para determinar la capacidad de carga de punta permisible de pilotes se debe emplear un factor de seguridad de al menos 3. Así pues,

$$Q_{p(\text{perm})} = \frac{[q_{u(\text{diseño})}(N_\phi + 1)]A_p}{\text{FS}} \tag{11.66}$$

Tabla 11.11 Resistencia común a la compresión simple de rocas.

Tipo de roca	q_u MN/m²
Arenisca	70-140
Caliza	105-210
Esquisto	35-70
Granito	140-210
Mármol	60-70

Tabla 11.12 Valores comunes del ángulo de fricción ϕ' de rocas.

Tipo de roca	Ángulo de fricción, ϕ' (grados)
Arenisca	27-45
Caliza	30-40
Esquisto	10-20
Granito	40-50
Mármol	25-30

Ejemplo 11.7

Consulte el pilote en arcilla saturada que se muestra en la figura 11.22. Para el pilote,

a. Calcule la resistencia superficial (Q_s) mediante (1) el método α, (2) el método λ y (3) el método β. Para el método β, utilice $\phi'_R = 30°$ para todos los estratos de arcilla. Los 10 m superiores de la arcilla están normalmente consolidados. El estrato inferior de arcilla tiene una OCR = 2. (Nota: diámetro del pilote = 406 mm).

b. Utilizando los resultados del ejemplo 11.2, estime la capacidad permisible del pilote (Q_{perm}). Utilice FS = 4.

www.elsolucionario.org

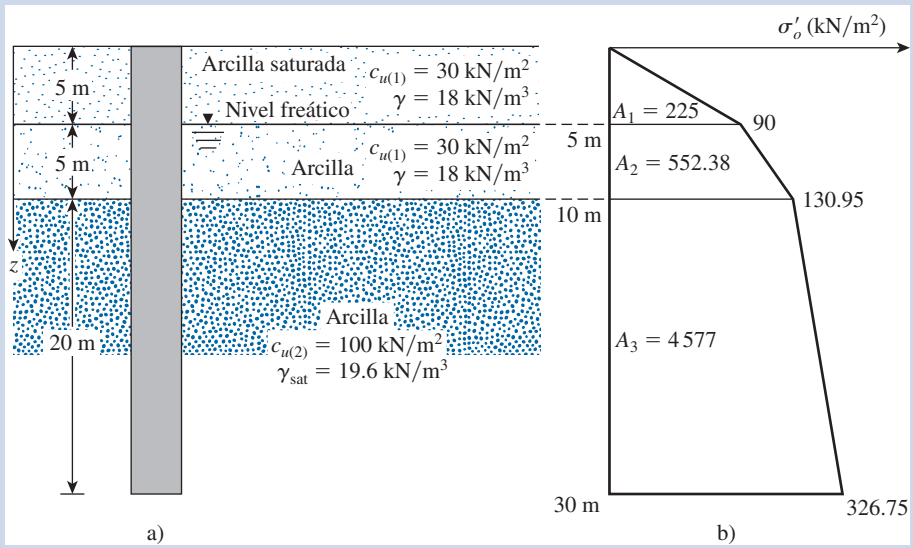


Figura 11.22 Estimación de la capacidad de soporte de carga de un pilote de tubo hincado.

Solución

Parte a

(1) De la ecuación (11.55),

$$Q_s = \Sigma \alpha c_u p \Delta L$$

[*Nota:* $p = \pi(0.406) = 1.275$ m]. Ahora se puede elaborar la tabla siguiente.

Profundidad (m)	ΔL (m)	c_u (kN/m^2)	α (Tabla 11.10)	$\alpha c_u p \Delta L$ (kN)
0-5	5	30	0.82	156.83
5-10	5	30	0.82	156.83
10-30	20	100	0.48	1224.0

$Q_s \approx$ **1 538 kN**

(2) De la ecuación 11.51, $f_{prom} = \lambda(\overline{\sigma}'_o + 2c_u)$. Ahora, 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 $\overline{\sigma}'_o$, en la figura 11.22b se traza el diagrama de la variación del esfuerzo vertical efectivo con la profundidad. De la ecuación (11.52),

$$\overline{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3}{L} = \frac{225 + 552.38 + 4577}{30} = 178.48 \text{ kN/m}^2$$

De la tabla 11.9, la magnitud de λ es 0.136. Por lo tanto,

$$f_{\text{prom}} = 0.136[178.48 + (2)(76.7)] = 45.14 \text{ kN/m}^2$$

De aquí,

$$Q_s = pLf_{\text{prom}} = \pi(0.406)(30)(45.14) = \mathbf{1727 \text{ kN}}$$

(3) El estrato superior de arcilla (10 m) está normalmente consolidado y $\phi'_R = 30°$. Para z = 0-5 m, de la ecuación (11.60), se tiene

$$f_{\text{prom}(1)} = (1 - \text{sen}\,\phi'_R)\tan\phi'_R\,\overline{\sigma}'_o$$
$$= (1 - \text{sen } 30°)(\tan 30°)\left(\frac{0 + 90}{2}\right) = 13 \text{ kN/m}^2$$

De manera similar, 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 de la ecuación (11.61),

$$f_{\text{prom}} = (1 - \text{sen}\,\phi'_R)\tan\phi'_R\sqrt{\text{OCR}}\,\sigma'_o$$

Para OCR = 2,

$$f_{\text{prom}(3)} = (1 - \text{sen } 30°)(\tan 30°)\sqrt{2}\left(\frac{130.95 + 326.75}{2}\right) = 93.43 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$Q_s = p[f_{\text{prom}(1)}(5) + f_{\text{prom}(2)}(5) + f_{\text{prom}(3)}(20)]$$
$$= (\pi)(0.406)[(13)(5) + (31.9)(5) + (93.43)(20)] = \mathbf{2\,670 \text{ kN}}$$

Parte b

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Del ejemplo 11.2,

$$Q_p \approx \frac{116.5 + 149}{2} \approx 133 \text{ kN}$$

De nuevo, los valores de Q_s del método α y del método λ resultan similares. Por lo tanto,

$$Q_s \approx \frac{1538 + 1727}{2} = 1632.5 \text{ kN}$$
$$Q_{\text{perm}} = \frac{Q_u}{\text{FS}} = \frac{133 + 1632.5}{4} = 441.4 \text{ kN} \approx \mathbf{441 \text{ kN}}$$

■

Ejemplo 11.8

Un pilote de concreto con sección transversal de 305 × 305 mm se hinca hasta una profundidad de 20 m debajo de la superficie del terreno en un suelo de arcilla saturada. Un resumen de la variación de la resistencia por fricción f_c obtenida de una prueba de penetración de cono es el siguiente:

Profundidad (m)	Resistencia por fricción, f_c (kg/cm^2)
0-6	0.35
6-12	0.56
12-20	0.72

Estime la resistencia por fricción Q_s para el pilote.

Solución

Se puede elaborar la tabla siguiente:

Profundidad (m)	f_c (kN/m^2)	α' (Figura 11.21)	ΔL (m)	$\alpha' f_c p(\Delta L)$ [Ecuación (11.63)] (kN)
0-6	34.34	0.84	6	211.5
6-12	54.94	0.71	6	285.5
12-20	70.63	0.63	8	434.2

[*Nota:* $p = (4)(0.305) = 1.22$ m]

Por lo tanto,

$$Q_s = \sum \alpha' f_c p(\Delta L) = \mathbf{931\ kN}$$

■

11.14 Pruebas de carga en pilotes

En la mayoría de los proyectos grandes, se debe realizar un número específico de pruebas de carga. La razón principal es la falta de confiabilidad de los métodos de predicción. La capacidad de carga vertical y lateral de un pilote se puede probar en el campo. En la figura 11.23a se muestra un diagrama esquemático de la configuración de carga del pilote para la prueba de *compresión axial* en el campo. La carga se aplica al pilote mediante un gato hidráulico. Se aplican cargas en etapas al pilote y se deja transcurrir un tiempo suficiente después de cada carga de manera que ocurra una cantidad pequeña de asentamiento. El asentamiento del pilote se mide con medidores de carátula. La cantidad de carga que se aplicará en cada etapa variará, dependiendo de los reglamentos de construcción locales. La mayoría de los reglamentos de construcción requiere que cada etapa de carga sea de aproximadamente de un cuarto de la carga de trabajo propuesta. La prueba de carga se debe efectuar hasta al menos una carga total de dos veces la carga de trabajo propuesta. Después de que se alcanza la carga deseada en el pilote, éste se descarga gradualmente.

www.elsolucionario.org

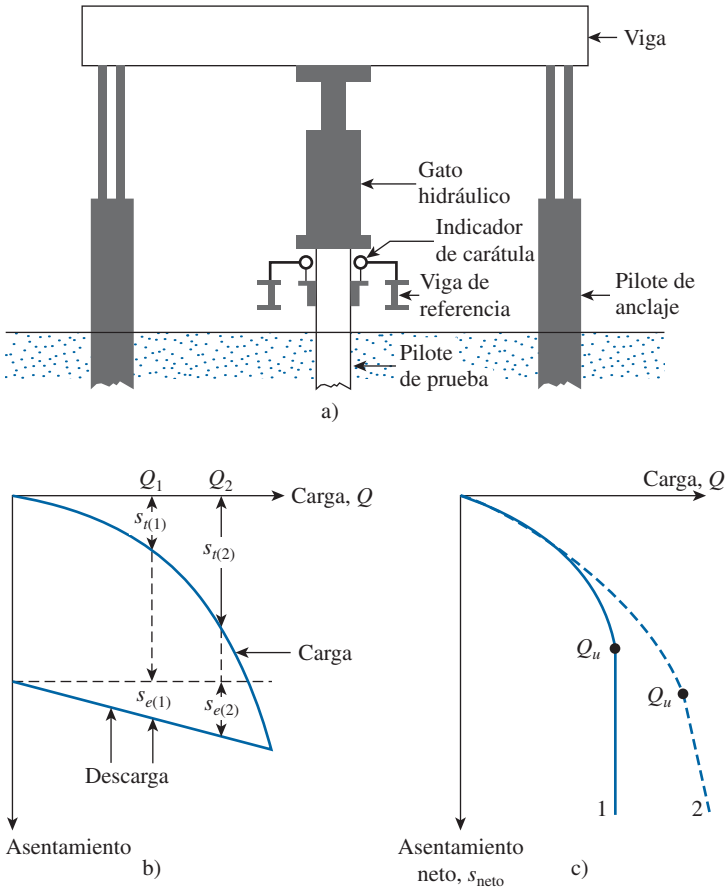


Figura 11.23 a) Diagrama esquemático de la configuración de la prueba de carga en un pilote; b) gráfica de la carga contra el asentamiento total; c) gráfica de la carga contra el asentamiento neto.

En la figura 11.23b se muestra un diagrama de carga-asentamiento obtenido al cargar y descargar un pilote en el campo. Para cualquier carga Q, el asentamiento neto del pilote se puede calcular como sigue:

Cuando $Q = Q_1$

$$\text{Asentamiento neto, } s_{\text{neto}(1)} = s_{t(1)} - s_{e(1)}$$

Cuando $Q = Q_2$,

$$\text{Asentamiento neto, } s_{\text{neto}(2)} = s_{t(2)} - s_{e(2)}$$

donde

s_{neto} = asentamiento neto
s_e = asentamiento elástico propio del pilote
s_t = asentamiento total

Estos valores de Q se pueden trazar en una gráfica del asentamiento neto correspondiente, s_{neto}, como se muestra en la figura 11.23c. Luego la carga última del pilote se puede determinar a partir

de la gráfica. El asentamiento del pilote puede aumentar con la carga hasta un cierto punto, más allá del cual la curva carga-asentamiento resulta vertical. La carga correspondiente hasta el punto donde la curva de Q contra s_{neto} resulta vertical es la carga última, Q_u, para el pilote; como se muestra por la curva 1 en la figura 11.23c. En muchos casos, la última etapa de la curva carga-asentamiento es casi lineal, lo que muestra un grado alto de asentamiento para un incremento pequeño de carga; esto se representa por la curva 2 en la figura. La carga última, Q_u, para ese caso se determina a partir del punto de la curva de Q contra s_{neto} donde empieza esta parte lineal pronunciada.

Uno de los métodos para obtener la carga última Q_u a partir de la gráfica de carga-asentamiento es el propuesto por Davisson (1973). El método de Davisson es el que se utiliza con más frecuencia en el campo y se describe a continuación. Con referencia a la figura 11.24, la carga última ocurre a un nivel de asentamiento (s_u) de

$$s_u(\text{mm}) = 0.012D_r + 0.1\left(\frac{D}{D_r}\right) + \frac{Q_u L}{A_p E_p} \tag{11.67}$$

donde

Q_u está en kN
D está en mm
D_r = diámetro o ancho del pilote de referencia (= 300 mm)
L = longitud del pilote (mm)
A_p = área de la sección transversal del pilote (mm^2)
E_p = módulo de Young del material del pilote (kN/mm^2)

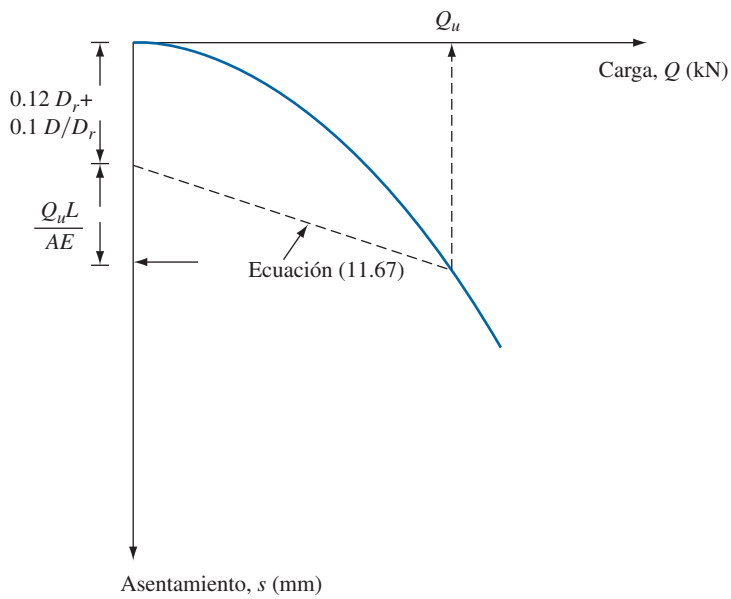


Figura 11.24 Método de Davisson para determinar Q_u.

La aplicación de este procedimiento se muestra en el ejemplo 11.9.

El procedimiento de la prueba de carga antes descrito requiere la aplicación de cargas en etapas sobre los pilotes y de la medición del asentamiento y se denominan prueba *de carga controlada*. Otra técnica empleada para la prueba de carga de pilotes es la prueba a *velocidad constante de penetración*, en donde la carga sobre el pilote se incrementa gradualmente para mantener una velocidad constante de penetración, la cual puede variar de 0.25 a 2.5 mm/min (0.01 a 0.1 pulg/min). Con esta prueba se obtiene una gráfica de carga-asentamiento similar a la obtenida a partir de la prueba de carga controlada. Otro tipo de prueba de carga de pilotes es la *carga cíclica*, en la cual se aplica y remueve repetidamente una carga incremental.

A fin de realizar un prueba de carga en pilotes, es importante tomar en cuenta el intervalo de tiempo después del hincado (EOD, por sus siglas en inglés). Cuando los pilotes se hincan en arcilla suave, una cierta zona circundante a la arcilla se remoldea o comprime, como se muestra en la figura 11.25a. Esto resulta en una reducción de la resistencia al corte sin drenaje c_u (figura 11.25b). Con el tiempo, la pérdida de resistencia cortante no drenada se vuelve a recuperar parcial o completamente. El intervalo de tiempo puede variar de 30 a 60 días.

Para pilotes hincados en arenas finas saturadas dilatantes (densas a muy densas), es posible que se tenga una relajación. La presión negativa de poro del agua, si se desarrolla durante el hincado del pilote, se disipará con el tiempo, lo que resulta en una reducción de la capacidad del pilote con el tiempo después de completarse la operación de hincado. Al mismo tiempo, el exceso de presión de poro del agua se puede generar en arenas finas contractivas durante el hincado del

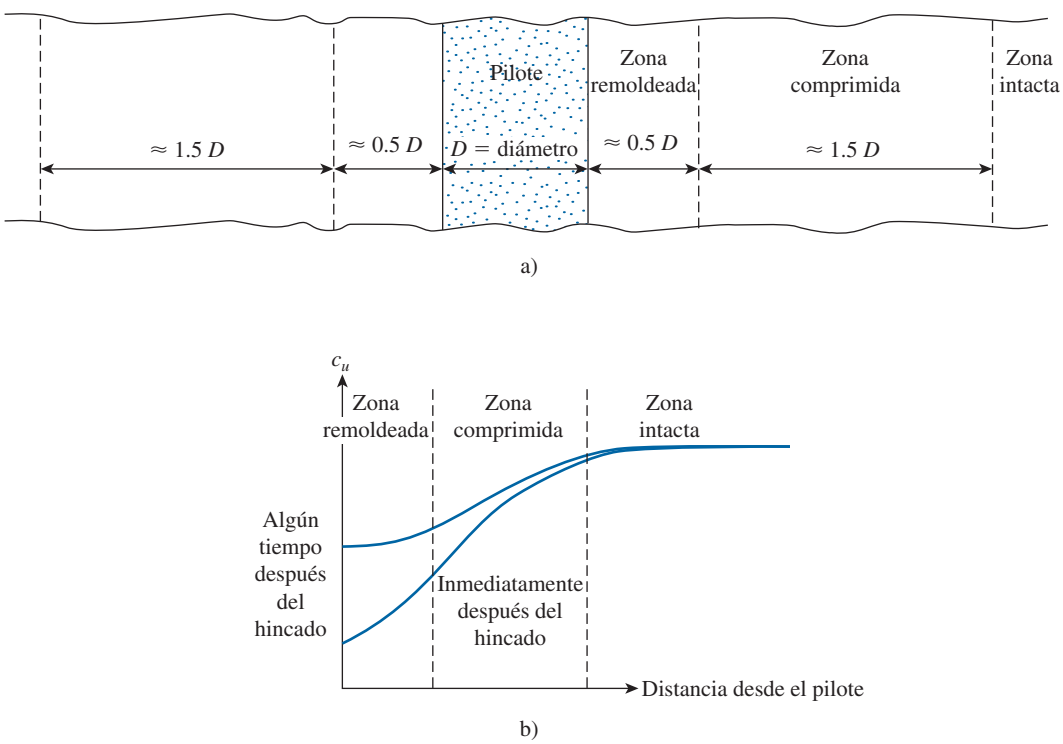


Figura 11.25 a) Zona remoldeada o compactada alrededor de un pilote hincado en arcilla suave; b) naturaleza de la variación de la resistencia cortante no drenada (c_u) con el tiempo alrededor de un pilote hincado en arcilla suave.

www.elsolucionario.org

pilote. El exceso de presión de poro del agua se disipará a la larga, lo que resulta en una mayor capacidad del pilote.

Se han desarrollado varias relaciones empíricas para predecir los cambios en la capacidad de un pilote con el tiempo.

Skov y Denver (1988)

Skov y Denver propusieron la ecuación

$$Q_t = Q_{\text{OED}}\left[A \log\left(\frac{t}{t_o}\right) + 1\right] \tag{11.68}$$

donde Q_t = capacidad del pilote t días después del final del hincado
Q_{OED} = capacidad del pilote al final del hincado
t = tiempo, en días

Para arena, $A = 0.2$ y $t_o = 0.5$ días; para arcilla, $A = 0.6$ y $t_o = 1$ día.

Guang-Yu (1988)

De acuerdo con Guang-Yu,

$$Q_{14} = (0.375S_t + 1)Q_{\text{OED}} \quad \text{(aplicable a suelo de arcilla)} \tag{11.69}$$

donde Q_{14} = capacidad del pilote 14 días después de su hincado
S_t = sensitividad de la arcilla

Svinkin (1996)

Svinkin sugirió la relación

$$Q_t = 1.4Q_{\text{OED}}t^{0.1} \quad \text{(límite superior para arena)} \tag{11.70}$$

$$Q_t = 1.025Q_{\text{OED}}t^{0.1} \quad \text{(límite inferior para arena)} \tag{11.71}$$

donde t = tiempo después del hincado, en días

Ejemplo 11.9

En la figura 11.26 se muestran los resultados de una prueba de carga de un pilote de concreto de 20 m de longitud (de 406 × 406 mm) empotrado en arena. Utilizando el método de Davisson, determine la carga última Q_u. Datos: $E_p = 30 \times 10^6$ kN/m^2.

Solución

De la ecuación (11.67),

$$s_u = 0.012D_r + 0.1\left(\frac{D}{D_r}\right) + \frac{Q_u L}{A_p E_p}$$

$D_r = 300$ mm, $D = 406$ mm, $L = 20$ m $= 20\,000$ mm, $A_p = 406$ mm $\times$ 406 mm $= 164\,836$ mm^2 y $E_p = 30 \times 10^6$ kN/m^2. De aquí,

$$s_u = (0.012)(300) + (0.1)\left(\frac{406}{300}\right) + \frac{(Q_u)(20\,000)}{(30)(164\,836)}$$
$$= 3.6 + 0.135 + 0.004Q_u = 3.735 + 0.004Q_u$$

La línea s_u (mm) $= 3.735 + 0.004Q_u$ está trazada en la figura 11.26. La intersección de esta línea con la curva carga-asentamiento da la carga de falla $Q_u =$ **1 640 kN**.

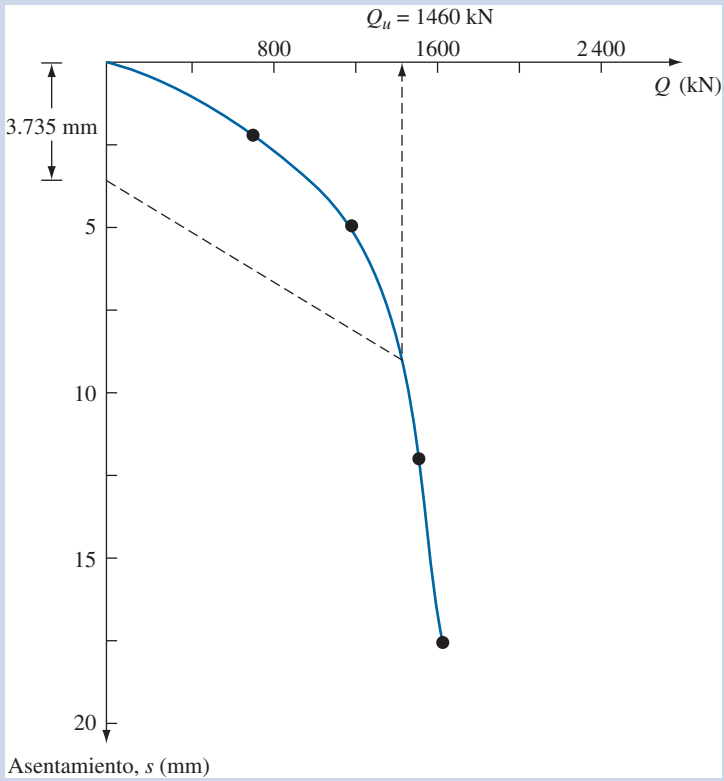


Figura 11.26

11.15 Asentamiento elástico de pilotes

El asentamiento total de un pilote ante una carga vertical de trabajo Q_w está dado por

$$s_e = s_{e(1)} + s_{e(2)} + s_{e(3)} \tag{11.72}$$

donde

$s_{e(1)}$ = asentamiento elástico del pilote
$s_{e(2)}$ = asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote
$s_{e(3)}$ = asentamiento del pilote causada por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote

Si el material del pilote se supone elástico, la deformación del fuste del pilote se puede evaluar, de acuerdo con los principios fundamentales de la mecánica de materiales, como

$$s_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \tag{11.73}$$

donde

Q_{wp} = carga soportada en la punta del pilote en condición de carga de trabajo
Q_{ws} = carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en 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 varía entre 0.5 y 0.67 y dependerá de la naturaleza de la distribución de la resistencia por fricción (superficial) unitaria f a lo largo del fuste del pilote.

El asentamiento de un pilote ocasionado por la carga soportada en la punta del pilote se puede expresar en la forma:

$$s_{e(2)} = \frac{q_{wp} D}{E_s}(1 - \mu_s^2) I_{wp} \tag{11.74}$$

donde

D = ancho o diámetro del pilote
q_{wp} = carga puntual por área unitaria en la punta del pilote = Q_{wp}/A_p
E_s = módulo de elasticidad del suelo en o debajo de 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 de $s_{e(2)}$. Su ecuación es

$$s_{e(2)} = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} \tag{11.75}$$

donde

q_p = resistencia última en la punta del pilote
C_p = un coeficiente empírico

Los valores representativos de C_p para varios suelos se indican en la tabla 11.13.

www.elsolucionario.org

Tabla 11.13 Valores comunes de C_p [de la ecuación (11.75)].

Tipo de suelo	Pilote hincado	Pilote perforado
Arena (densa a suelta)	0.02-0.04	0.09-0.18
Arcilla (firme a suave)	0.02-0.03	0.03-0.06
Limo (denso a suelto)	0.03-0.05	0.09-0.12

De "Design of Pile Foundations", de A.S. Vesic. SYNTHESIS OF HIGHWAY PRACTICE by AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORT. Derechos de autor 1969 del TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Reimpresa con permiso del TRANSPORTATION RESEARCH BOARD en formato Texbook mediante el Copyright Clearance Center.

El asentamiento de un pilote causado por la carga soportada por el fuste del pilote se obtiene de una relación similar a la ecuación (11.74), que es:

$$s_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\frac{D}{E_s}(1 - \mu_s^2)I_{ws} \tag{11.76}$$

donde

p = perímetro del pilote
L = longitud empotrada del pilote
I_{ws} = factor de influencia

Observe que el término Q_{ws}/pL en la ecuación (11.76) 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):

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}} \tag{11.77}$$

Vesic (1977) también propuso una relación empírica simple similar a la ecuación (11.75) para obtener $s_{e(3)}$:

$$s_{e(3)} = \frac{Q_{ws}C_s}{Lq_p} \tag{11.78}$$

En esta ecuación, C_s = una constante empírica = $(0.93 + 0.16\sqrt{L/D})C_p$ (11.79)

Los valores de C_p para utilizarlos en la ecuación (11.75) se pueden estimar de la tabla 11.13.

Ejemplo 11.10

La carga de trabajo permisible sobre un pilote de concreto presforzado de 21 m de longitud que se hincó en arena es de 502 kN. El pilote tiene forma octagonal con $D = 356$ mm (consulte la tabla 11.3a). La resistencia superficial soporta 350 kN de la carga permisible y la punta soporta el resto. Utilice $E_p = 21 \times 10^6$ 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 ecuación (11.73),

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

De la tabla 11.3a para $D = 356$ mm, el área de la sección transversal del pilote, $A_p = 1045$ cm^2. Además, el perímetro $p = 1.168$ m. Dato: $Q_{ws} = 350$ kN, por lo tanto,

$$Q_{wp} = 502 - 350 = 152 \text{ kN}$$

$$s_{e(1)} = \frac{[152 + 0.62(350)](21)}{(0.1045 \text{ m}^2)(21 \times 10^6)} = 0.00353 \text{ m} = 3.35 \text{ mm}$$

De la ecuación (11.74),

$$s_{e(2)} = \frac{q_{wp} D}{E_s}(1 - \mu_s^2) I_{wp} = \left(\frac{152}{0.1045}\right)\left(\frac{0.356}{25 \times 10^3}\right)(1 - 0.35^2)(0.85)$$
$$= 0.0155 \text{ m} = 15.5 \text{ mm}$$

De nuevo, de la ecuación (11.76),

$$s_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\left(\frac{D}{E_s}\right)(1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{21}{0.356}} = 4.69$$

$$s_{e(3)} = \left[\frac{350}{(1.168)(21)}\right]\left(\frac{0.356}{25 \times 10^3}\right)(1 - 0.35^2)(4.69)$$
$$= 0.00084 \text{ m} = 0.84 \text{ mm}$$

De aquí, el asentamiento total es

$$s_e = s_{e(1)} + s_{e(2)} + s_{e(3)} = 3.35 + 15.5 + 0.84 = \mathbf{19.69 \text{ mm}}$$ ■

11.16 Pilotes cargados lateralmente

Un pilote vertical resiste una carga lateral movilizando la presión pasiva en el suelo que lo rodea. (Consulte la figura 11.1c). El grado de distribución de la reacción del suelo depende a) de la rigidez del pilote, b) de la rigidez del suelo y c) de la estabilidad de los extremos del pilote. En general, los pilotes cargados lateralmente se pueden dividir en dos categorías principales: (1) pilotes cortos o rígidos y (2) pilotes largos o elásticos. En las figuras 11.27a y 11.27b se muestra la naturaleza de la variación de la deflexión de un pilote y la distribución del momento y de la fuerza cortante a lo largo de la longitud del pilote cuando éste se somete a una carga lateral. A continuación se resumen las soluciones para pilotes cargados lateralmente.

Solución elástica

Matlock y Reese (1960) proporcionaron un método general para determinar momentos y desplazamiento de un pilote vertical empotrado en un *suelo granular* y sometido a una carga lateral en la superficie del terreno. Considere un pilote de longitud L sometido a una fuerza lateral Q_g y a

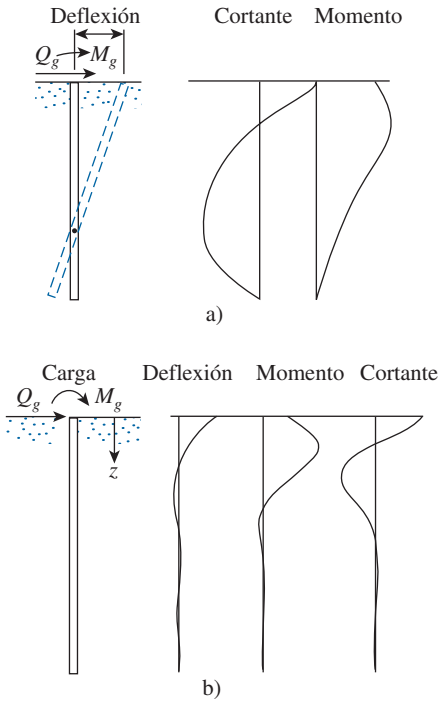


Figura 11.27 Naturaleza de la variación de la deflexión de un pilote, del momento y de la fuerza cortante para a) un pilote rígido y para b) un pilote elástico.

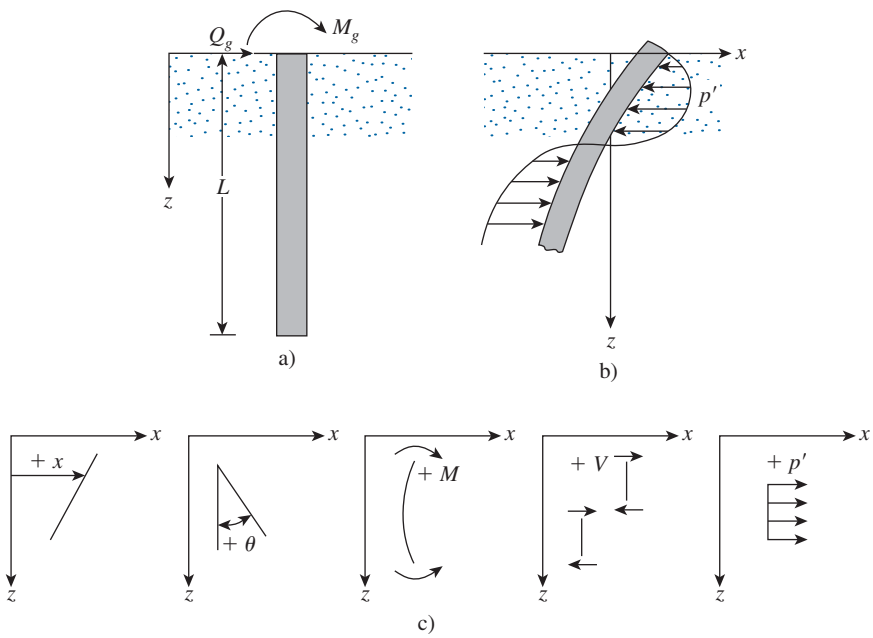


Figura 11.28 a) Pilote cargado lateralmente; b) resistencia del suelo sobre un pilote causada por la carga lateral; c) convención de signos para el desplazamiento, la pendiente, el momento, el cortante y la reacción del suelo.

www.elsolucionario.org

un momento M_g en la superficie del terreno ($z = 0$), como se muestra en la figura 11.28a. En la figura 11.28b se muestra la forma flexionada 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 (en este caso el suelo) se puede reemplazar por una serie de resortes elásticos independientes infinitamente cercanos entre sí. Con base en esta hipótesis.

$$k = \frac{p'(\text{kN/m})}{x(\text{m})} \tag{11.80}$$

donde

k = módulo de reacción del subsuelo
p' = presión sobre el suelo
x = deflexión

El módulo del subsuelo para *suelos granulares* a una profundidad z se define como

$$k_z = n_h z \tag{11.81}$$

donde n_h = constante del módulo de reacción horizontal del subsuelo.

Con referencia a la figura 11.28b y utilizando la teoría de vigas sobre una cimentación elástica, se puede escribir

$$E_p I_p \frac{d^4x}{dz^4} = p' \tag{11.82}$$

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

$$p' = -kx \tag{11.83}$$

El signo en la ecuación (11.83) es negativo debido a que la reacción del suelo es en la dirección opuesta a la de la deflexión del pilote.

Al combinar las ecuaciones (11.82) y (11.83) se obtiene

$$E_p I_p \frac{d^4x}{dz^4} + kx = 0 \tag{11.84}$$

La solución de la ecuación (11.84) resulta en las expresiones siguientes:

Deflexión del pilote a cualquier profundidad [$x_z(z)$]

$$x_z(z) = A_x \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} + B_x \frac{M_g T^2}{E_p I_p} \tag{11.85}$$

Pendiente del pilote a cualquier profundidad [$\theta_z(z)$]

$$\theta_z(z) = A_\theta \frac{Q_g T^2}{E_p I_p} + B_\theta \frac{M_g T}{E_p I_p} \tag{11.86}$$

Momento del pilote a cualquier profundidad [$M_z(z)$]

$$M_z(z) = A_m Q_g T + B_m M_g \tag{11.87}$$

Fuerza cortante sobre el pilote a cualquier profundidad [$V_z(z)$]

$$V_z(z) = A_v Q_g + B_v \frac{M_g}{T} \tag{11.88}$$

Reacción del suelo a cualquier profundidad [$p'_z(z)$]

$$p'_z(z) = A_{p'} \frac{Q_g}{T} + B_{p'} \frac{M_g}{T^2} \tag{11.89}$$

donde

A_x, B_x, A_θ, B_θ, A_m, B_m, A_v, B_v, $A_{p'}$ y $B_{p'}$ son coeficientes
T = longitud característica del sistema suelo-pilote

$$= \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \tag{11.90}$$

n_h se definió en la ecuación (11.81)

Cuando $L \geq 5T$, el pilote se considera *pilote largo*. Para $L \leq 2T$, el pilote se considera *pilote rígido*. En la tabla 11.14 se dan los valores de los coeficientes para pilotes largos ($L/T \geq 5$) en las ecuaciones (11.85) a (11.89). Observe que, en la primera columna de la tabla,

$$Z = \frac{z}{T} \tag{11.91}$$

es la profundidad adimensional.

Las convenciones de los signos positivos para $x_z(z)$, $\theta_z(z)$, $M_z(z)$, $V_z(z)$ y $p'_z(z)$ adoptadas en las deducciones en la tabla 11.14 se muestran en la figura 11.28c. En la figura 11.29 se muestra la variación de A_x, B_x, A_m y B_m para diversos valores de $L/T = Z_{\text{máx}}$. En donde se indica que, cuando L/T es mayor que aproximadamente 5, los coeficientes no cambian, lo cual es cierto sólo en pilotes largos.

El cálculo de la longitud característica T para el pilote requiere suponer un valor apropiado de n_h. En la tabla 11.15 se dan algunos valores representativos.

Davisson y Gill (1963) crearon las soluciones elásticas similares a las dadas en las ecuaciones 11.85 a 11.89 para pilotes empotrados en un *suelo cohesivo*. Sus ecuaciones son

$$x_z(z) = A'_x \frac{Q_g R^3}{E_p I_p} + B'_x \frac{M_g R^2}{E_p I_p} \tag{11.92}$$

Tabla 11.14 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

De *Drilled Pier Foundations*, de R.J. Woodward, W.S. Gardner y D.M. Greer. Derechos de autor 1972 McGraw-Hill. Utilizada con permiso de McGraw-Hill Company.

Tabla 11.15 Valores representativos de n_h.

Suelo	n_h kN/m³
Arena seca o húmeda	
Suelta	1800-2 200
Media	5500-7 000
Densa	15 000-18 000
Arena sumergida	
Suelta	1000-1400
Media	3 500-4 500
Densa	9 000-12 000

y

$$M_z(z) = A'_m Q_g R + B'_m M_g \tag{11.93}$$

donde A'_x, B'_x, A'_m y B'_m son coeficientes.
y

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{k}} \tag{11.94}$$

www.elsolucionario.org

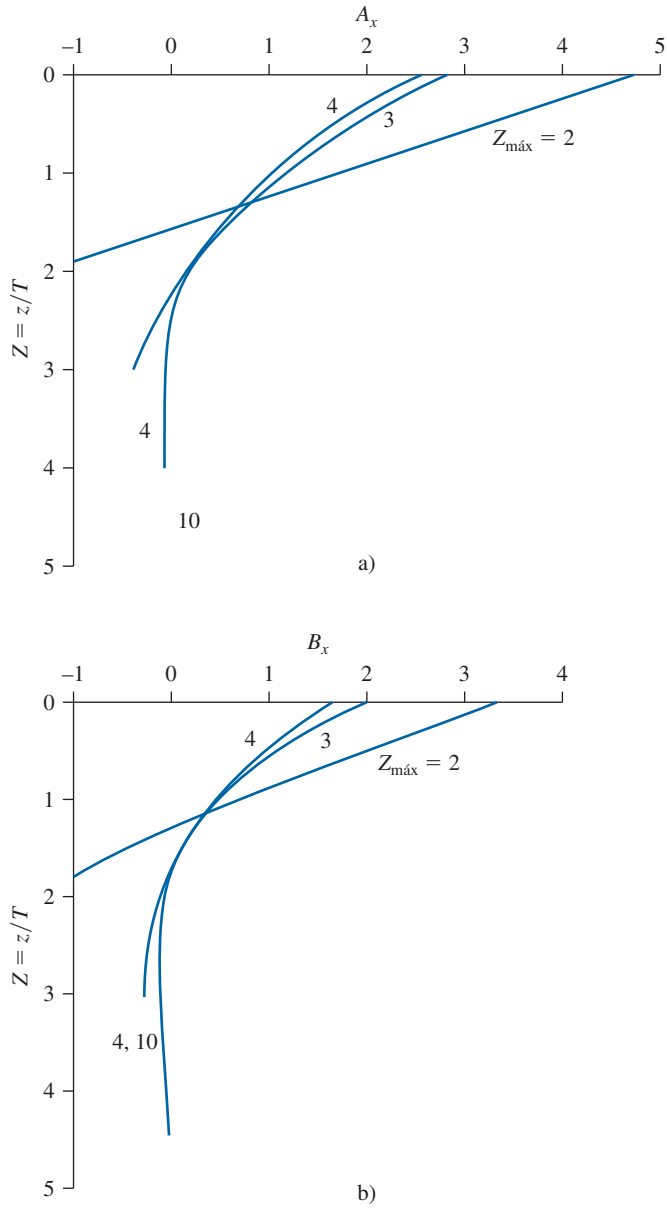


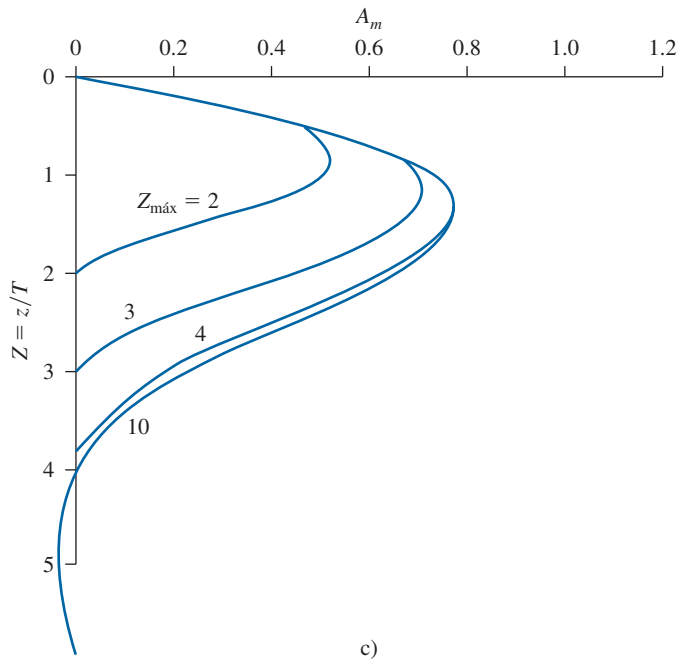
Figura 11.29 Variación de A_x, B_x, A_m y B_m con Z [de Matlock, H. y Reese, L.C. (1960). "Generalized Solution for Laterally Loaded Piles", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 86, núm. SM5, parte I, pp. 63-91. Con permiso de la ASCE].

Los valores de los coeficientes A' y B' se indican en la figura 11.30. Observe que

$$Z = \frac{z}{R} \tag{11.95}$$

y

$$Z_{máx} = \frac{L}{R} \tag{11.96}$$



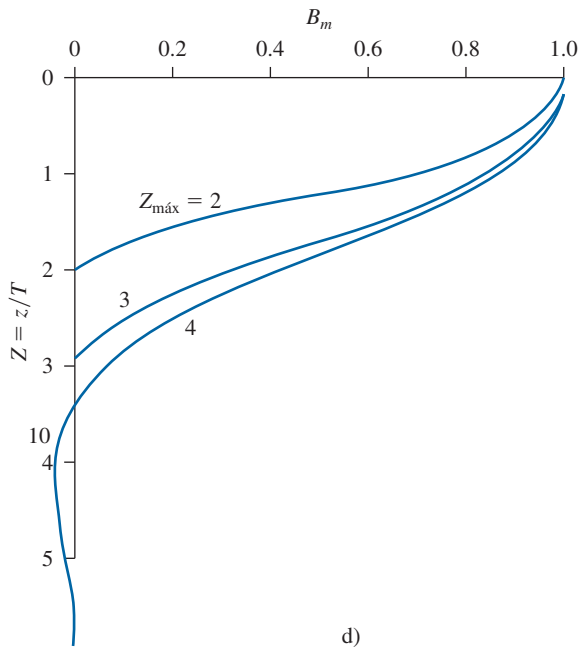


Figura 11.29 (*continuación*)

El uso de las ecuaciones (11.92) y (11.93) requiere conocer la magnitud de la longitud característica, R. Que se puede calcular con la ecuación (11.94), si se conoce el coeficiente de reacción del subsuelo. Para arenas, el coeficiente de reacción del subsuelo lo dio la ecuación (11.81), que mostró una variación lineal con la profundidad. Sin embargo, en suelos cohesivos, la

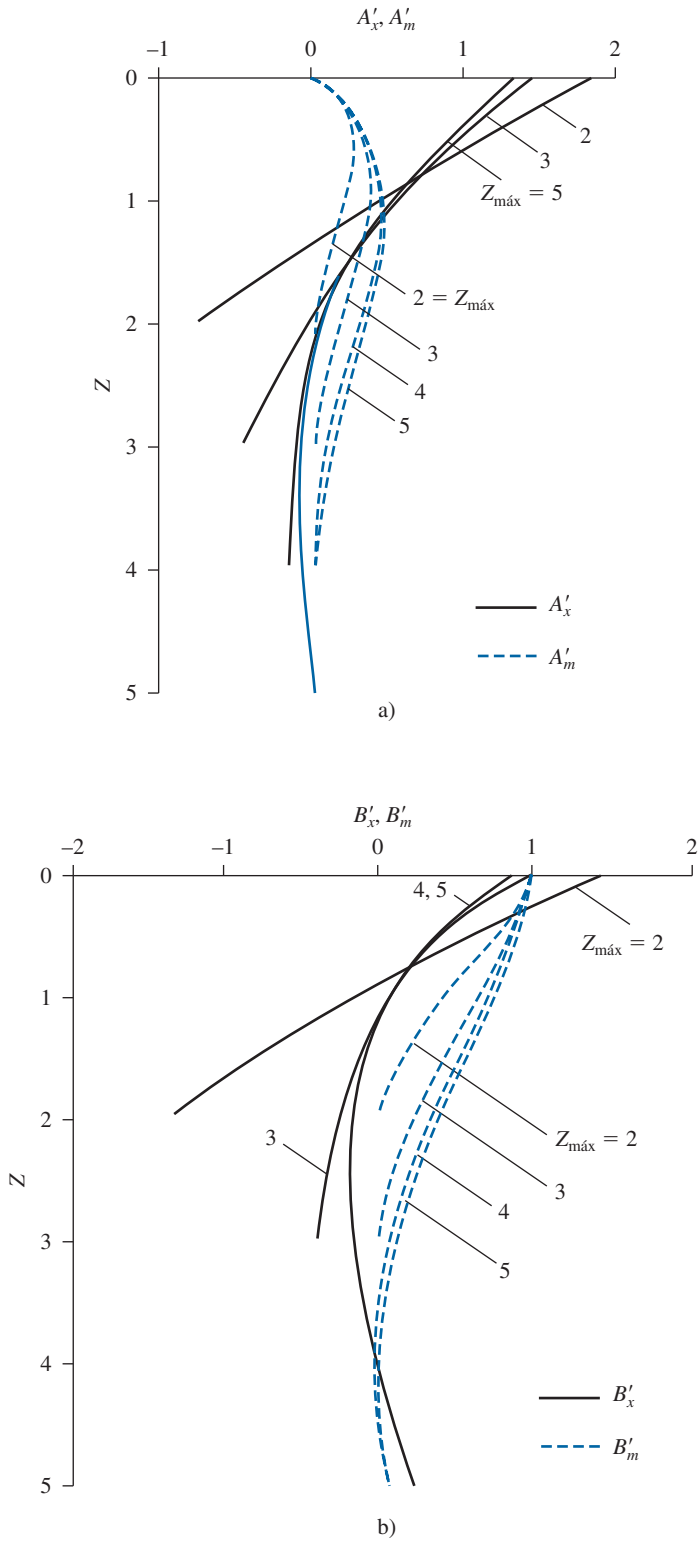


Figura 11.30 Variación de A'_x, B'_x, A'_m y B'_m con Z [de Davisson, M.T. y Gill, H.L. (1963). "Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 89, núm. SM3, pp. 63-94. Con permiso de la ASCE].

www.elsolucionario.org

reacción del subsuelo se puede suponer que es aproximadamente constante con la profundidad. Vesic (1961) propuso la ecuación siguiente para estimar el valor de k:

$$k = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1 - \mu_s^2} \tag{11.97}$$

Aquí,

E_s = módulo de elasticidad del suelo
D = ancho (o diámetro) del pilote
μ_s = relación de Poisson para el suelo

Para todos los fines prácticos, la ecuación (11.97) se puede escribir como

$$k \approx \frac{E_s}{1 - \mu_s^2} \tag{11.98}$$

Análisis de la carga última: Método de Broms

Para pilotes cargados lateralmente, Broms (1965) desarrolló una solución simplificada basada en las suposiciones de a) falla cortante en el suelo, que es el caso para pilotes cortos y b) flexión del pilote, que se rige por la resistencia a la fluencia plástica de la sección del pilote, que es aplicable a pilotes largos. La solución de Broms para calcular la resistencia a carga última, $Q_{u(g)}$, para *pilotes cortos* se da en la figura 11.31a. Una solución similar para pilotes empotrados en un suelo cohesivo se muestra en la figura 11.31b. En la figura 11.31a, observe que

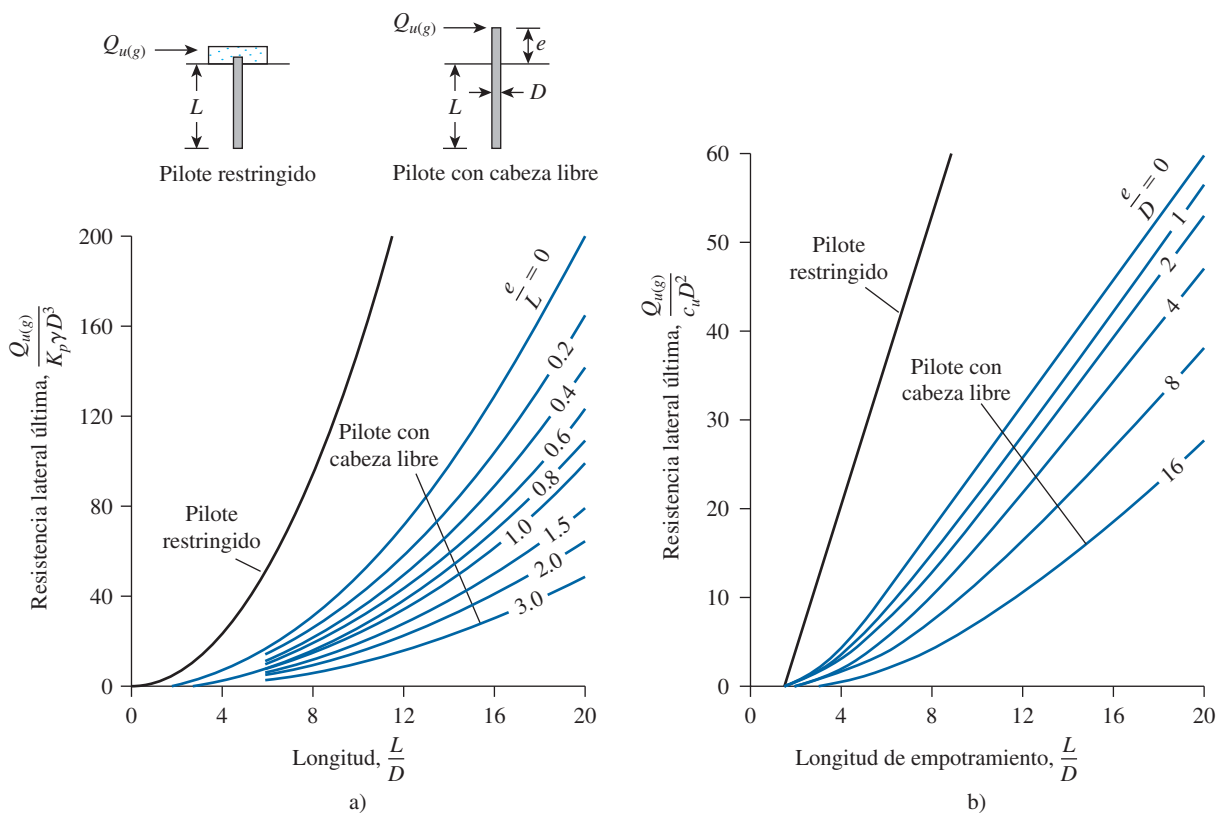


Figura 11.31 Solución de Broms para la resistencia lateral última de pilotes cortos a) en arena y b) en arcilla.

$$K_p = \text{coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \tag{11.99}$$

De manera similar, en la figura 11.31b,

$$c_u = \text{cohesión no drenada} \approx \frac{0.75q_u}{\text{FS}} = \frac{0.75q_u}{2} = 0.375q_u \tag{11.100}$$

donde

FS = factor de seguridad (= 2)
q_u = resistencia a la compresión simple

En la figura 11.32 se muestra el análisis de Broms de pilotes largos. En la figura, el momento de fluencia para el pilote es

$$M_y = SF_Y \tag{11.101}$$

donde

S = módulo de sección de la sección del pilote
F_Y = esfuerzo de fluencia del material del pilote

Al resolver un problema dado, los dos casos (es decir, la figura 11.31 y la figura 11.32) se deben revisar.

La deflexión de la cabeza del pilote, x_z ($z = 0$), en condiciones de carga de trabajo se puede estimar a partir de la figura 11.33. En la figura 11.33a, el término η se puede expresar como

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E_p I_p}} \tag{11.102}$$

El intervalo de n_h para un suelo granular se da en la tabla 11.15. De igual forma, en la figura 11.33b, que es para arcilla, el término K es el módulo horizontal del suelo y se puede definir como

$$K = \frac{\text{presión (kN/m}^2)}{\text{desplazamiento (m)}} \tag{11.103}$$

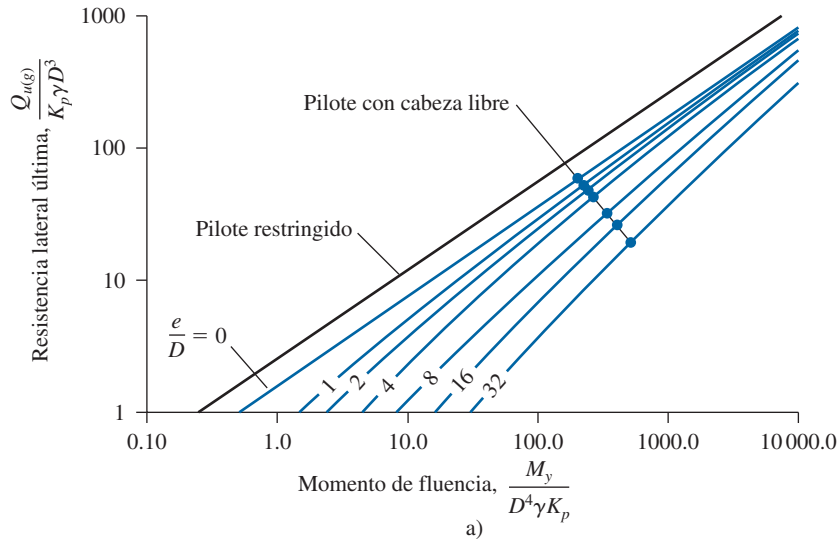
Además, el término β se puede definir como

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4E_p I_p}} \tag{11.104}$$

Observe que, en la figura 11.33, Q_g es la carga de trabajo.

El siguiente es un intervalo general de valores de K para suelos de arcilla.

Resistencia a la compresión simple, q_u kN/m^2	K kN/m^3
200	10 000-20 000
200-800	20 000-40 000
> 800	> 40 000



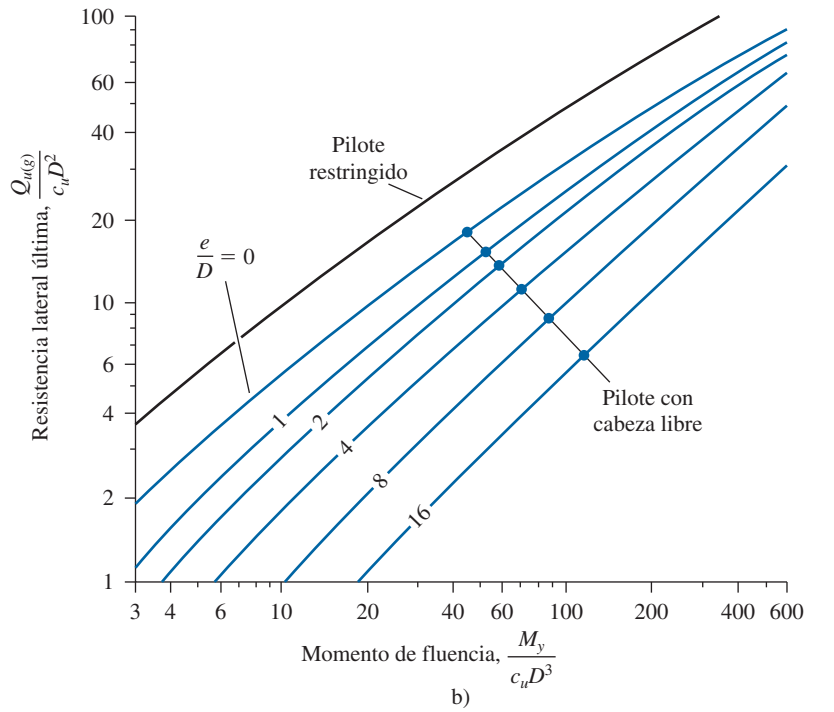
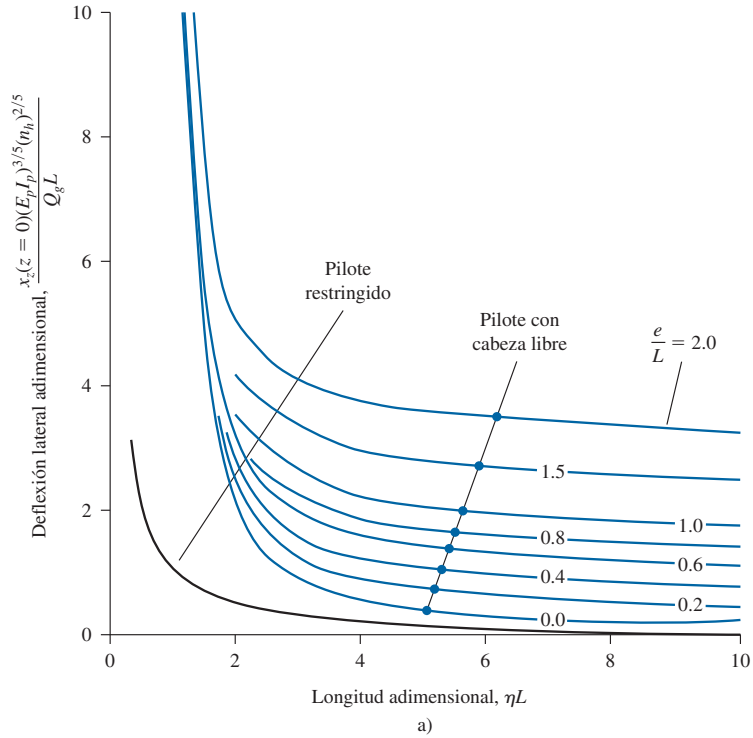


Figura 11.32 Solución de Broms para la resistencia lateral última de pilotes largos a) en arena y b) en arcilla.

www.elsolucionario.org



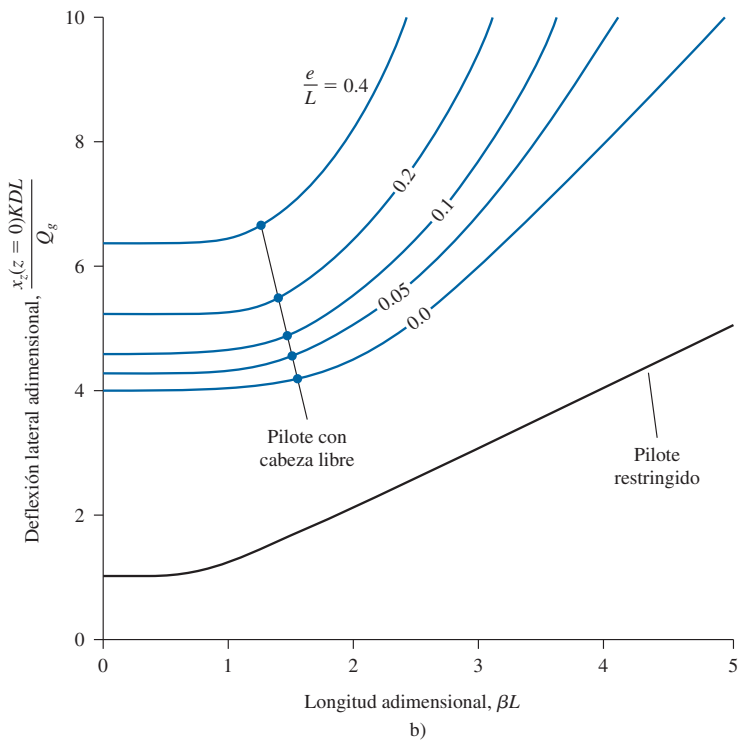


Figura 11.33 Solución de Broms para estimar la deflexión de la cabeza de un pilote a) en arena y b) en arcilla.

Ejemplo 11.11

Considere un pilote de acero con sección H (HP 250 × 85) de 25 m de longitud, empotrado totalmente en un suelo granular. Suponga que $\eta_h = 12\,000\ \text{kN/m}^3$. El desplazamiento en la punta del pilote es de 8 mm. Determine la carga lateral permisible, Q_g. Sea $M_g = 0$. Utilice la solución elástica.

Solución

De la tabla 11.1a, para un pilote H 250 × 85,

$$I_p = 123 \times 10^{-6}\,\text{m}^4 \qquad \text{(respecto al eje más resistente)}$$

y sea

$$E_p = 207 \times 10^6\,\text{kN/m}^2$$

De la ecuación (11.90),

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} = \sqrt[5]{\frac{(207 \times 10^6)(123 \times 10^{-6})}{12\,000}} = 1.16\ \text{m}$$

Aquí, $L/T = 25/1.16 = 21.55 > 5$, por lo tanto, el pilote es largo. Debido a que $M_g = 0$. La ecuación (11.85) adopta la forma,

$$x_z(z) = A_x \frac{Q_g T^3}{E_p I_p}$$

y se deduce que

$$Q_g = \frac{x_z(z) E_p I_p}{A_x T^3}$$

En $z = 0$, $x_z = 8\ \text{mm} = 0.008\ \text{m}$ y $A_x = 2.435$ (consulte la tabla 11.14), por lo tanto,

$$Q_g = \frac{(0.008)(207 \times 10^6)(123 \times 10^{-6})}{(2.435)(1.16^3)} = 53.59\ \text{kN}$$

Esta magnitud de Q_g se basa en *sólo en la condición de desplazamiento límite*. Sin embargo, la magnitud de Q_g basada en la *capacidad de momento* del pilote también se necesita determinar. Para $M_g = 0$, la ecuación (11.87) se convierte en

$$M_z(z) = A_m Q_g T$$

De acuerdo con la tabla 11.14, el valor máximo de A_m a cualquier profundidad es 0.772. El momento máximo permisible que puede soportar el pilote es

$$M_{z(\text{máx})} = F_Y \frac{I_p}{\frac{d_1}{2}}$$

Sea $F_Y = 248\,000\ \text{kN/m}^2$. De la tabla 11.1a, $I_p = 123 \times 10^{-6}\ \text{m}^4$ y $d_1 = 0.254$ m, por lo tanto

$$\frac{I_p}{\left(\frac{d_1}{2}\right)} = \frac{123 \times 10^{-6}}{\left(\frac{0.254}{2}\right)} = 968.5 \times 10^{-6}\,\text{m}^3$$

Ahora,

$$Q_g = \frac{M_{z(\text{máx})}}{A_m T} = \frac{(968.5 \times 10^{-6})\,(248\,000)}{(0.772)\,(1.16)} = 268.2\ \text{kN}$$

Debido a que $Q_g = 268.2\ \text{kN} > 53.59\ \text{kN}$, se aplica el criterio de la deflexión. De aquí, $Q_g = \mathbf{53.59\ kN}$. ■

Ejemplo 11.12

Resuelva el ejemplo 11.11 mediante el método de Broms. Suponga que el pilote es flexible y que tiene su cabeza libre. Sea el esfuerzo de fluencia del material del pilote, $F_y = 248\ \text{MN/m}^2$; el peso específico del suelo, $\gamma = 18\ \text{kN/m}^3$ y el ángulo de fricción del suelo $\phi' = 35°$.

Solución

Revisamos la falla por flexión. De la ecuación (11.101),

$$M_y = SF_y$$

De la tabla 11.1a,

$$S = \frac{I_p}{\frac{d_1}{2}} = \frac{123 \times 10^{-6}}{\frac{0.254}{2}}$$

Además,

$$M_y = \left[\frac{123 \times 10^{-6}}{\frac{0.254}{2}}\right](248 \times 10^3) = 240.2\ \text{kN-m}$$

y

$$\frac{M_y}{D^4 \gamma K_p} = \frac{M_y}{D^4 \gamma \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)} = \frac{240.2}{(0.254)^4 (18) \tan^2\left(45 + \frac{35}{2}\right)} = 868.8$$

De la figura 11.32a, para $M_y/D^4\gamma K_p = 868.8$, la magnitud de $Q_{u(g)}/K_p D^3 \gamma$ (para un pilote de cabeza libre con $e/D = 0$) es de aproximadamente 140, por lo tanto,

$$Q_{u(g)} = 140 K_p D^3 \gamma = 140 \tan^2\left(45 + \frac{35}{2}\right)(0.254)^3 (18) = 152.4\ \text{kN}$$

www.elsolucionario.org

Enseguida, se revisa la deflexión de la cabeza del pilote. De la ecuación (11.102),

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E_p I_p}} = \sqrt[5]{\frac{12\,000}{(207 \times 10^6)(123 \times 10^{-6})}} = 0.86 \text{ m}^{-1}$$

por lo tanto,

$$\eta L = (0.86)(25) = 21.5$$

De la figura 11.33a, para $\eta L = 21.5$, $e/L = 0$ (pilote con cabeza libre); por consiguiente,

$$\frac{x_o (E_p I_p)^{3/5} (n_h)^{2/5}}{Q_g L} \approx 0.15 \qquad \text{por interpolación}$$

y

$$Q_g = \frac{x_o (E_p I_p)^{3/5} (n_h)^{2/5}}{0.15L}$$

$$= \frac{(0.008)[(207 \times 10^6)(123 \times 10^{-6})]^{3/5} (12\,000)^{2/5}}{(0.15)(25)} = 40.2 \text{ kN}$$

De aquí, $Q_g =$ **40.2 kN** ($<$ **152.4 kN**). ■

Ejemplo 11.13

Suponga que el pilote de 25 m de longitud descrito en el ejemplo 11.11 es un pilote restringido y que está empotrado en un suelo de arcilla. Con los datos: $c_u = 100$ kN/m^2 y $K = 5\,000$ kN/m^3. El desplazamiento lateral permisible en la parte superior del pilote es de 10 mm. Determine la carga lateral permisible Q_g. Considere $M_y \mu_g = 0$. Utilice el método de Broms.

Solución

Del ejemplo 11.12, $M_y = 240.2$ kN-m. Por lo tanto,

$$\frac{M_y}{c_u D^3} = \frac{240.2}{(100)(0.254)^3} = 146.6$$

Para el pilote sin restricción, de la figura 11.32b,

$$\frac{Q_{u(g)}}{c_u D^2} \approx 65$$

o

$$Q_{u(g)} = (65)(100)(0.254)^2 = 419.3 \text{ kN}$$

Revisión de la deflexión de la cabeza del pilote

De la ecuación (11.104),

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4E_pI_p}} = \sqrt[4]{\frac{(5000)(0.254)}{(4)(207 \times 10^6)(123 \times 10^{-6})}} = 0.334$$

$$\beta L = (0.334)(25) = 8.35$$

De la figura 11.33b para $\beta L = 8.35$, por extrapolación la magnitud de

$$\frac{x_z(z=0)KDL}{Q_g} \approx 8$$

$$Q_g = \frac{x_z(z=0)KDL}{8} = \frac{\left(\frac{10}{1000}\right)(5000)(0.254)(25)}{8} = 39.7 \text{ kN}$$

De aquí, $Q_g =$ **39.7 kN (< 419.3 kN)**. ■

11.17 Fórmulas para el hincado de pilotes

Para desarrollar la capacidad de soporte de carga deseada, un pilote de carga de punta debe penetrar el estrato denso de suelo lo suficiente o tener un contacto suficiente con un estrato de roca. Este requerimiento no siempre se puede satisfacer hincando un pilote hasta una profundidad predeterminada, debido a que los perfiles de suelos varían. Por esa razón, se han desarrollado varias ecuaciones para calcular la capacidad última de un pilote durante su hincado. Estas ecuaciones dinámicas son de uso difundido en el campo para determinar si un pilote ha alcanzado un valor de carga satisfactorio a la profundidad predeterminada. Una de las primeras de esas ecuaciones, a la que comúnmente se le refiere como *fórmula del Engineering News Record (ENR)*, se deriva de la teoría del trabajo y la energía. Es decir,

Energía impartida por el martinete por golpe =
(resistencia del pilote)(penetración por golpe del martinete)

De acuerdo con la fórmula ENR, la resistencia del pilote es la carga última Q_u, expresada como

$$Q_u = \frac{W_R h}{S + C} \tag{11.105}$$

donde

W_R = peso del ariete
h = altura de caída del ariete
S = penetración del pilote por golpe del martinete
C = una constante

La penetración del pilote, S, suele basarse en el valor promedio obtenido de los últimos golpes de hincado. En la forma original de la ecuación, se recomiendan los valores de C siguientes:

Para martinetes de caída,

$$C = 25.4 \text{ mm si } S \text{ y } h \text{ están en mm}$$

Para martinetes de vapor,

$$C = 2.54 \text{ mm si } S \text{ y } h \text{ están en mm}$$

Además, se recomendó un FS = 6 para estimar la capacidad permisible del pilote. Observe que, para martinetes de acción simple y doble, el término $W_R h$ se puede reemplazar por EH_E, donde E es la eficiencia del martinete y H_E es la energía nominal del martinete. Entonces,

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + C} \tag{11.106}$$

La fórmula ENR se ha revisado varias veces a lo largo de los años y también se han sugerido otras fórmulas para el hincado de pilotes. Tres de las otras relaciones de uso general se encuentran tabuladas en la tabla 11.16.

El esfuerzo máximo desarrollado sobre un pilote durante la operación de hincado se puede estimar a partir de las fórmulas de hincado de pilotes presentadas en la tabla 11.16. Para ilustrar esto, se utiliza la fórmula ENR modificada:

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$$

En esta ecuación, S es la penetración promedio por golpe del martinete, que también se puede expresar como

$$S = \frac{25.4}{N} \tag{11.107}$$

donde

S está en mm
N = número de golpes del martinete por 25.4 mm de penetración

Entonces,

$$Q_u = \frac{EW_R h}{(25.4/N) + 2.54} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p} \tag{11.108}$$

Los valores diferentes de N se pueden suponer para un martinete y pilote dados, y Q_u se puede calcular. Luego el esfuerzo de hincado Q_u/A_p se puede calcular para cada valor de N. Este

www.elsolucionario.org

Tabla 11.16 Fórmulas para el hincado de pilotes.

Nombre	Fórmula
Fórmula ENR modificada	$Q_u = \dfrac{EW_R h}{S + C}\dfrac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$ donde E = eficiencia del martinete C = 2.54 mm si las unidades de S y h están en mm W_p = peso del pilote n = coeficiente de restitución entre el ariete y el casquete del pilote Valores comunes para E Martinetes de acción simple y doble 0.7-0.85 Martinetes diesel 0.8-0.9 Martinetes de caída libre 0.7-0.9 Valores comunes para n Martinete de hierro colado y pilotes de concreto (sin casquete) 0.4-0.5 Amortiguador de madera sobre pilotes de acero 0.3-0.4 Pilotes de madera 0.25-0.3
Fórmula danesa (Olson y Flaate, 1967)	$Q_u = \dfrac{EH_E}{S + \sqrt{\dfrac{EH_E L}{2A_p E_p}}}$ donde E = eficiencia del martinete H_E = energía nominal del martinete E_p = módulo de elasticidad del material del pilote L = longitud del pilote A_p = área de la sección transversal del pilote
Fórmula de Janbu (Janbu, 1953)	$Q_u = \dfrac{EH_E}{K'_u S}$ donde $K'_u = C_d\left(1 + \sqrt{1 + \dfrac{\lambda'}{C_d}}\right)$ $C_d = 0.75 + 0.14\left(\dfrac{W_p}{W_R}\right)$ $\lambda' = \left(\dfrac{EH_E L}{A_p E_p S^2}\right)$

procedimiento se puede demostrar con un conjunto de valores numéricos. Suponga que un pilote de concreto presforzado de 24.4 m de longitud se tiene que hincar con un martinete. Los lados del pilote miden 254 mm. De la tabla 11.3a, para este pilote,

$$A_p = 645 \times 10^{-4}\,\text{m}^2$$

El peso del pilote es

$$A_p L \gamma_c = (645 \times 10^{-4})\,(24.4\text{ m})\,(23.58\text{ kN/m}^3) = 37.1\text{ kN}$$

Si el peso del casquete es de 2.98 kN, entonces

$$W_p = 37.1 + 2.98 = 40.08\text{ kN}$$

Para el martinete, sean

$$\begin{aligned}\text{Energía nominal} &= 26.03\text{ kN-m} = H_E = W_R h\\ \text{Peso del ariete} &= 22.24\text{ kN}\end{aligned}$$

Suponga que la eficiencia del martinete es de 0.85 y que $n = 0.35$. Al sustituir estos valores en la ecuación (11.108) da

$$Q_u = \left[\frac{(0.85)\,(26.03 \times 1000)}{\dfrac{25.4}{N} + 2.54}\right]\left[\frac{22.24 + (0.35)^2(40.08)}{22.24 + 40.08}\right] = \frac{9639.08}{\dfrac{25.4}{N} + 2.54}\text{ kip}$$

Ahora se puede elaborar la tabla siguiente:

N	Q_u (kN)	A_p (m²)	Q_u/A_p (MN/m²)
0	0	645×10^{-4}	0
2	632	645×10^{-4}	9.79
4	1084	645×10^{-4}	16.8
6	1423	645×10^{-4}	22.06
8	1687	645×10^{-4}	26.16
10	1898	645×10^{-4}	29.43
12	2070	645×10^{-4}	32.12
20	2530	645×10^{-4}	39.22

Tanto el número de golpes del martinete por pulgada como el esfuerzo se pueden trazar en una gráfica, como se muestra en la figura 11.34. Si se traza una curva, el número de golpes por pulgada de penetración del pilote correspondiente al esfuerzo permisible de hincado del pilote se puede determinar con facilidad.

Los esfuerzos de hincado reales en pilotes de madera están limitados a aproximadamente $0.7f_u$. De manera similar, para pilotes de concreto y acero, los esfuerzos de hincado están limitados a aproximadamente $0.6f'_c$ y $0.85\,f_y$, de manera respectiva.

En la mayoría de los casos, los pilotes de madera se hincan con una energía del martinete de menos que 60 kN-m. Las resistencias de hincado están limitadas en su mayoría de 4 a 5 golpes por pulgada de penetración del pilote. Para pilotes de concreto y acero, los valores usuales de N son de 6 a 8 y de 12 a 14, respectivamente.

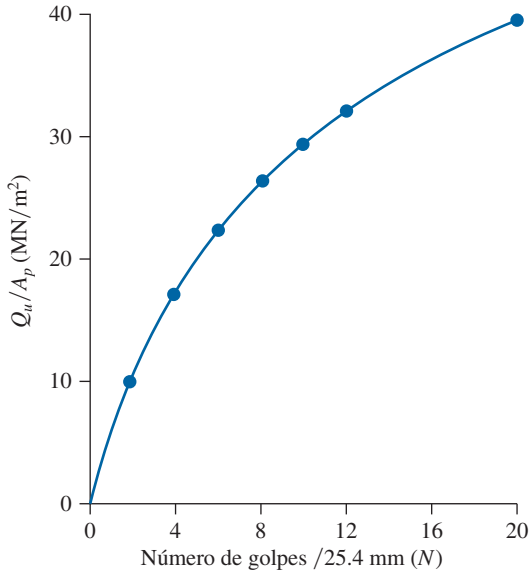


Figura 11.34 Gráfica del esfuerzo contra los golpes/25.4 mm.

Ejemplo 11.14

Un pilote de concreto precolado con sección transversal de 0.305 × 0.305 m se hinca por un martinete.
Datos:

Energía máxima nominal del martinete = 40.67 kN-m
Eficiencia del martinete = 0.8
Peso del ariete = 33.36 kN
Longitud del pilote = 24.39 m
Coeficiente de restitución = 0.4
Peso del casquete del pilote = 2.45 kN
$E_p = 20.7 \times 10^6$ kN/m^2
Número de golpes para los últimos 25.4 mm de penetración = 8

Estime la capacidad permisible del pilote mediante

a. La fórmula ENR modificada (utilice FS = 6)
b. La fórmula danesa (utilice FS = 4)

Solución

Parte a

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C}\frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$$

$$\text{Peso del pilote + casquete} = (0.305 \times 0.305 \times 24.39)(23.58 \text{ kN/m}^3) + 2.45$$
$$= 55.95 \text{ kN}$$

www.elsolucionario.org

Dato: $W_R h = 40.67$ kN-m

$$Q_u = \frac{(0.8)(40.67 \times 1000)}{\frac{25.4}{8} + 2.54} \times \frac{33.36 + (0.4)^2(55.95)}{33.36 + 55.95} = 2697 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{perm}} = \frac{Q_u}{\text{FS}} = \frac{2697}{6} \approx \mathbf{449.5\ kN}$$

Parte b

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + \sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}}}$$

Utilice $E_p = 20.7 \times 10^6$ kN/m^2

$$\sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}} = \sqrt{\frac{(0.8)(40.67)(24.39)}{2(0.305 \times 0.305)(20.7 \times 10^6 \text{ kN/m}^2)}} = 0.01435 \text{ m} = 14.35 \text{ mm}$$

$$Q_u = \frac{(0.8)(40.67)}{\frac{25.4}{8 \times 1000} + 0.01435} \approx 1857 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{perm}} = \frac{1857}{4} \approx \mathbf{464\ kN}$$

11.18 Capacidad de pilotes para pilotes hincados por vibración

Los principios de los impulsores de pilotes vibratorios (figura 11.7e) se analizaron brevemente en la sección 11.4. Como se mencionó allí, el impulsor en esencia consiste de dos pesos contrarrotatorios. La amplitud de la fuerza centrífuga de impulso generada por un martinete vibratorio se puede dar como

$$F_e = me\omega^2 \tag{11.109}$$

donde

m = masa rotatoria excéntrica total
e = distancia entre el centro de cada masa rotatoria y el centro de rotación
ω = frecuencia circular de operación

Los martinetes vibratorios por lo general incluyen un *peso estático* aislado que puede variar de 4 a 40 kN. El peso estático está aislado de la oscilación por unos resortes, por lo que actúa como una carga neta hacia abajo ayudando a la eficiencia de hincado al incrementar la velocidad de penetración del pilote.

El uso de impulsores vibratorios de pilotes comenzó a principios de la década de 1930. La instalación de pilotes con impulsores vibratorios produce menos ruido y daño al pilote, en comparación con el hincado de impacto. Sin embargo, debido a una comprensión limitada de las relaciones entre la carga, la velocidad de penetración y la capacidad de carga de los pilotes, este método no ha ganado popularidad en Estados Unidos.

Los impulsores vibratorios de pilotes están patentados. Algunos ejemplos son el Bodine Resonant Driver (BRD), el Vibro Driver de la McKiernan-Terry Corporation y el Vibro Driver de la L.B. Foster Company. Davisson (1970) proporcionó una relación para estimar la capacidad última de un pilote en suelo granular:

En unidades SI,

$$Q_u(\text{kN}) = \frac{0.746(H_p) + 98(v_p\ \text{m/s})}{(v_p\ \text{m/s}) + (S_L\ \text{m/ciclo})(f\text{Hz})} \tag{11.110}$$

donde

H_p = caballos de potencia suministrados al pilote
v_p = velocidad final de penetración del pilote
S_L = factor de pérdida
f = frecuencia, en Hz

El factor de pérdida S_L para varios tipos de suelos granulares es como sigue (Bowles, 1996):

Pilotes de tubo con extremo cerrado

- Arena suelta: 0.244×10^{-3} m/ciclo
- Arena medio densa: 0.762×10^{-3} m/ciclo
- Arena densa: 2.438×10^{-3} m/ciclo

Pilotes H

- Arena suelta: -0.213×10^{-3} m/ciclo
- Arena medio densa: 0.762×10^{-3} m/ciclo
- Arena densa: 2.134×10^{-3} m/ciclo

En 2000, Feng y Deschamps proporcionaron la relación siguiente para la capacidad última de pilotes hincados por vibración en suelo granular:

$$Q_u = \frac{3.6(F_c + 11W_B)}{1 + 1.8 \times 10^{10}\dfrac{v_p}{c}\sqrt{\text{OCR}}}\frac{L_E}{L} \tag{11.111}$$

Aquí,

F_c = fuerza centrífuga
W_B = peso estático
v_p = velocidad final de penetración del pilote
c = velocidad de la luz [1.8×10^{10} m/min]
OCR = relación de sobreconsolidación
L_E = longitud empotrada del pilote
L = longitud del pilote

Ejemplo 11.15

Considere un pilote de acero de 20 m de longitud hincado por un Bodine Resonant Driver (sección HP 310 × 125) en una arena medio densa. Si $H_p = 350$ caballos de potencia, $v_p = 0.0016$ m/s y $f = 115$ Hz, calcule la capacidad última del pilote, Q_u.

Solución

De la ecuación (11.110),

$$Q_u = \frac{0.746H_p + 98v_p}{v_p + S_L f}$$

Para un pilote HP en una arena medio densa, $S_L \approx 0.762 \times 10^{-3}$ m/ciclo. Por lo tanto,

$$Q_u = \frac{(0.746)(350) + (98)(0.0016)}{0.0016 + (0.762 \times 10^{-3})(115)} = \mathbf{2928\ kN}$$

■

11.19 Fricción superficial negativa

La fricción superficial negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre un pilote por el suelo que lo rodea. Esa fuerza puede existir en las condiciones siguientes, entre otras:

1. Si un relleno de arcilla se coloca sobre un estrato de suelo granular en el cual se hinca un pilote, el relleno gradualmente se consolidará. El proceso de consolidación ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote (consulte la figura 11.35a) durante el periodo de consolidación.
2. Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla suave, como se muestra en la figura 11.35b, inducirá el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y de esta manera ejercerá un arrastre hacia abajo sobre el pilote.
3. Al disminuir el nivel freático aumentará el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá un asentamiento por consolidación en la arcilla. Si un pilote se ubica en el estrato de arcilla, se someterá a una fuerza de arrastre hacia abajo.

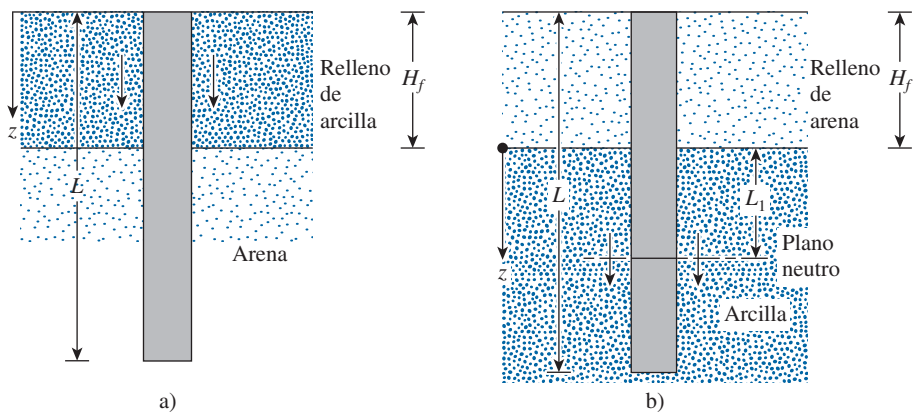


Figura 11.35 Fricción superficial negativa.

www.elsolucionario.org

En algunos casos, la fuerza de arrastre hacia abajo puede ser excesiva y ocasionar la falla de la cimentación. En esta sección se resumen dos métodos tentativos para el cálculo de la fricción superficial negativa.

Relleno de arcilla sobre suelo granular (figura 11.35a)

Similar al método β presentado en la sección 11.12, el esfuerzo superficial negativo (hacia abajo) sobre un pilote es

$$f_n = K'\sigma'_o \tan \delta' \tag{11.112}$$

donde

K' = coeficiente de presión de tierra = K_o = 1 – sen ϕ'
σ'_o = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad $z = \gamma'_f z$
γ'_f = peso específico efectivo del relleno
δ' = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote ≈ 0.5-0.7ϕ'

De aquí, la fuerza de arrastre hacia abajo sobre un pilote es

$$Q_n = \int_0^{H_f} (pK'\gamma'_f \tan \delta')z\, dz = \frac{pK'\gamma'_f H_f^2 \tan \delta'}{2} \tag{11.113}$$

donde H_f = altura del relleno. Si el relleno está arriba del nivel freático, el peso específico efectivo γ'_f se debe reemplazar por el peso específico húmedo.

Relleno de suelo granular sobre arcilla (figura 11.35b)

En este caso, la evidencia indica que el esfuerzo superficial negativo sobre el pilote puede existir de $z = 0$ a $z = L_1$, a la que se le refiere como *profundidad neutra*. (Consulte Vesic, 1977, pp. 25-26). La profundidad neutra se puede dar como (Bowles, 1982)

$$L_1 = \frac{(L - H_f)}{L_1}\left[\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f H_f}{\gamma'}\right] - \frac{2\gamma'_f H_f}{\gamma'} \tag{11.114}$$

donde γ'_f y γ' = pesos específicos efectivos del relleno y del estrato de arcilla subyacente, respectivamente.

Para pilotes de carga de punta, se puede suponer que la profundidad neutra está ubicada en la punta del pilote (es decir, $L_1 = L - H_f$).

Una vez que se determina el valor de L_1, la fuerza de arrastre hacia abajo se obtiene de la manera siguiente: la fricción superficial negativa unitaria a cualquier profundidad de $z = 0$ a $z = L_1$ es

$$f_n = K'\sigma'_o \tan \delta' \tag{11.115}$$

donde

$K' = K_o = 1 - \text{sen } \phi'$
$\sigma'_o = \gamma'_f H_f + \gamma' z$
$\delta' = 0.5\text{-}0.7\phi'$

$$Q_n = \int_0^{L_1} pf_n\,dz = \int_0^{L_1} pK'(\gamma'_f H_f + \gamma' z)\tan\delta'\,dz$$
$$= (pK'\gamma'_f H_f \tan\delta')L_1 + \frac{L_1^2 pK'\gamma'\tan\delta'}{2} \qquad (11.116)$$

Si el suelo y el relleno están arriba del nivel freático, los pesos específicos efectivos se deben reemplazar por pesos específicos húmedos. En algunos casos, los pilotes se pueden recubrir con bitumen en la zona de arrastre hacia abajo para evitar este problema.

Un número limitado de estudios de casos de fricción superficial negativa se encuentra en la bibliografía sobre el tema. Bjerrum y colaboradores (1969) reportaron el monitoreo de la fuerza de arrastre hacia abajo sobre un pilote de prueba en Sorenja en la bahía de Oslo, Noruega (denotado como pilote G en el artículo original). El estudio de Bjerrum y colaboradores (1969) también lo analizaron Wong y Teh (1995) en términos del pilote hincado en un lecho de roca a 40 m. En la figura 11.36a se muestra el perfil del suelo y el pilote. Wong y Teh estimaron las cantidades siguientes:

- *Relleno:* Peso específico húmedo, $\gamma_f = 16\ \text{kN/m}^3$
  Peso específico saturado, $\gamma_{\text{sat}(f)} = 18.5\ \text{kN/m}^3$
  Por lo tanto
  $$\gamma'_f = 18.5 - 9.81 = 8.69\ \text{kN/m}^3$$
  y
  $$H_f = 13\ \text{m}$$

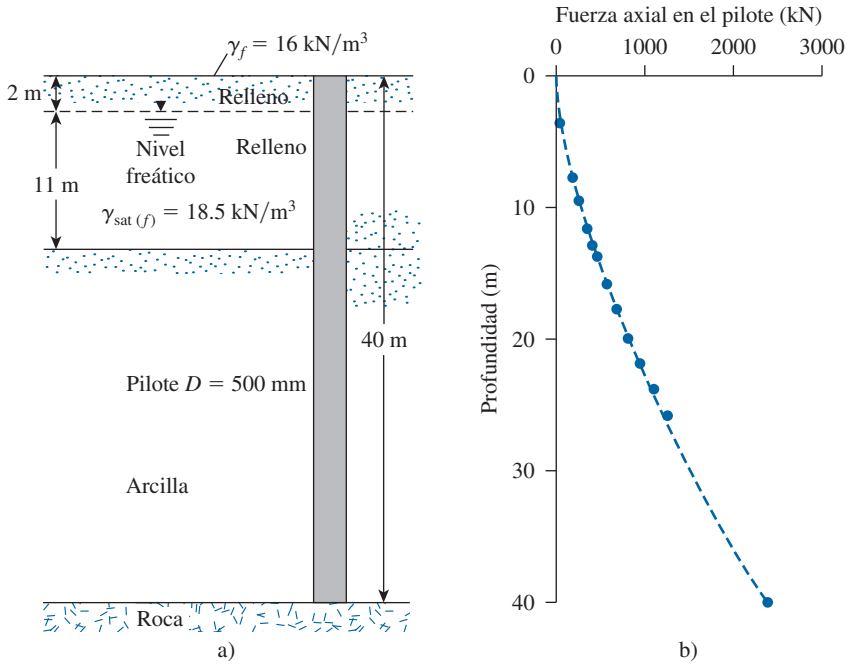


Figura 11.36 Fricción superficial negativa sobre un pilote en la bahía de Oslo, Noruega [basada en Bjerrum y colaboradores (1969) y Wong y Teh (1995)].

- *Arcilla:* $K' \tan \delta' \approx 0.22$
  Peso específico efectivo saturado, $\gamma' = 19 - 9.81 = 9.19 \text{ kN/m}^3$
- *Pilote:* $L = 40$ m
  Diámetro, $D = 500$ mm

Así pues, la fuerza de arrastre hacia abajo máxima sobre el pilote se puede estimar con la ecuación (11.116). Como en este caso el pilote es uno de carga de punta, la magnitud de $L_1 = 27$ m y

$$Q_n = (p)(K' \tan \delta')[\gamma_f \times 2 + (13 - 2)\gamma'_f](L_1) + \frac{L_1^2 p \gamma' (K' \tan \delta')}{2}$$

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 máxima fue de aproximadamente 2500 kN (figura 11.36b), que concuerda bien con el valor calculado.

Ejemplo 11.16

En la figura 11.35a, sea $H_f = 2$ m. El pilote tiene sección transversal circular con un diámetro de 0.305 m. Para el relleno que está arriba del nivel freático, $\gamma_f = 16 \text{ kN/m}^3$ y $\phi' = 32°$. Determine la fuerza de arrastre total. Utilice $\delta' = 0.6\phi'$.

Solución

De la ecuación (11.113),

$$Q_n = \frac{pK'\gamma_f H_f^2 \tan \delta'}{2}$$

con

$$p = \pi(0.305) = 0.958 \text{ m}$$
$$K' = 1 - \text{sen } \phi' = 1 - \text{sen } 32 = 0.47$$

y

$$\delta' = (0.6)(32) = 19.2°$$

Por consiguiente,

$$Q_n = \frac{(0.958)(0.47)(16)(2)^2 \tan 19.2}{2} = \mathbf{5.02 \text{ kN}}$$ ■

Ejemplo 11.17

En la figura 11.35b, sea $H_f = 2$ m, diámetro del pilote = 0.305 m, $\gamma_f = 16.5 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_{\text{arcilla}} = 34°$, $\gamma_{\text{sat(arcilla)}} = 17.2 \text{ kN/m}^3$ y $L = 20$ m. El nivel freático coincide con la parte superior del estrato de arcilla. Determine la fuerza de arrastre hacia abajo. Suponga que $\delta' = 0.6\phi'_{\text{arcilla}}$.

www.elsolucionario.org

Solución

La profundidad del plano neutro se da en la ecuación (11.114) como

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1}\left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma_f H_f}{\gamma'}\right) - \frac{2\gamma_f H_f}{\gamma'}$$

Observe que γ'_f en la ecuación (11.114) se reemplazó por γ_f debido a que el relleno está arriba del nivel freático, por lo tanto,

$$L_1 = \frac{(20 - 2)}{L_1}\left[\frac{(20 - 2)}{2} + \frac{(16.5)(2)}{17.2 - 9.81)}\right] - \frac{(2)(16.5)(2)}{(17.2 - 9.81)}$$

o

$$L_1 = \frac{242.4}{L_1} - 8.93;\ L_1 = 11.75 \text{ m}$$

Ahora, de la ecuación (11.116), se tiene

$$Q_n = (pK'\gamma_f H_f \tan\delta')L_1 + \frac{L_1^2 pK'\gamma' \tan\delta'}{2}$$

con

$$p = \pi(0.305) = 0.958 \text{ m}$$

y

$$K' = 1 - \text{sen } 34° = 0.44$$

De aquí,

$$Q_n = (0.958)(0.44)(16.5)(2)[\tan(0.6 \times 34)](11.75) + \frac{(11.75)^2(0.958)(0.44)(17.2 - 9.81)[\tan(0.6 \times 34)]}{2}$$

$$= 60.78 + 79.97 = \mathbf{140.75\ kN}$$

■

Grupos de pilotes

11.20 Eficiencia de grupo

En la mayoría de los casos, los pilotes se utilizan en grupos, como se muestra en la figura 11.37, para transmitir la carga estructural al suelo. Un *larguero de pilotes* se construye sobre un *grupo de pilotes*. El larguero puede estar en contacto con el terreno, como en la mayoría de los casos (consulte la figura 11.37a), o bien arriba del terreno, como en el caso de plataformas fuera de la costa (consulte la figura 11.37b).

La determinación de la capacidad de soporte de carga de grupos de pilotes es extremadamente complicada y aún no se ha resuelto por completo. Cuando los pilotes se colocan cerca

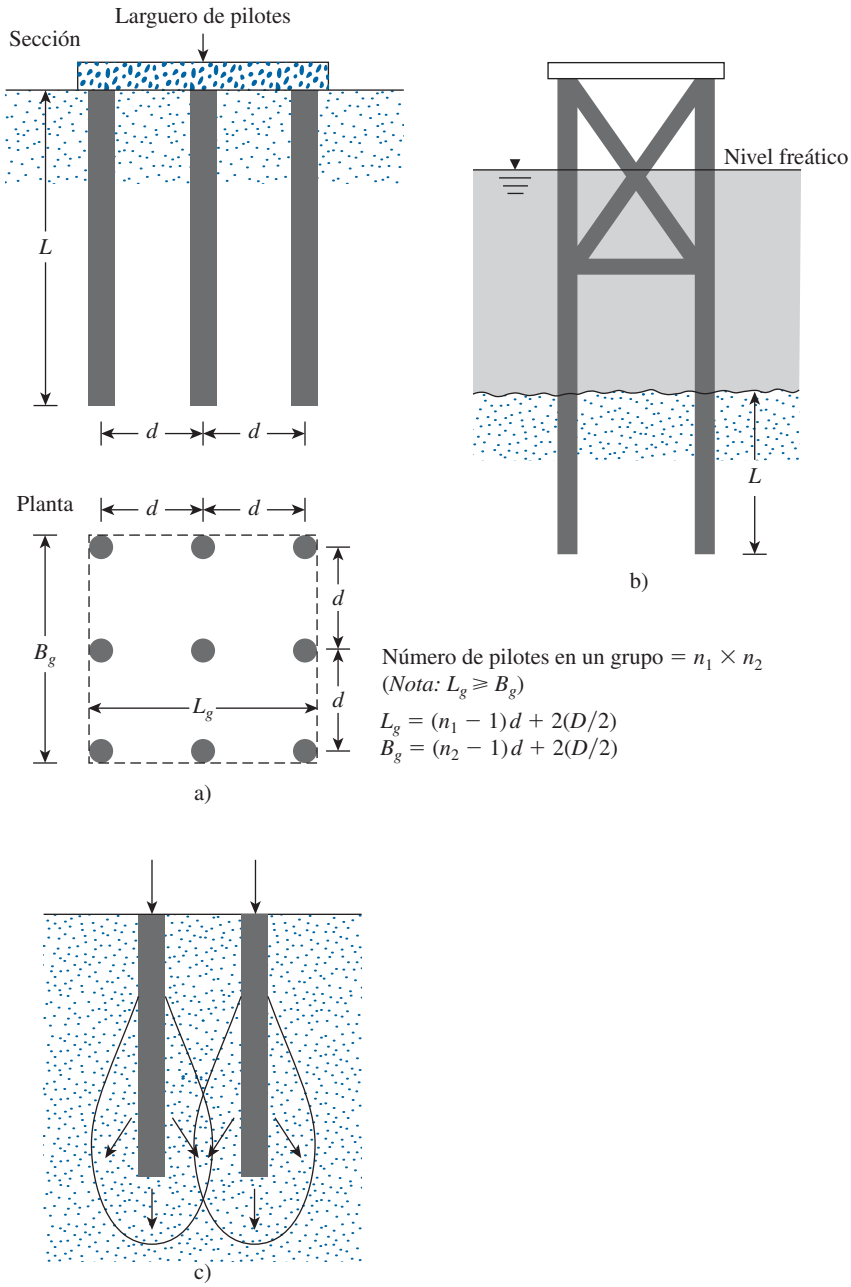


Figura 11.37 Grupos de pilotes.

unos de otros, una suposición razonable es que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo se traslaparán (consulte la figura 11.37c), reduciendo la capacidad de soporte de carga de los pilotes. Idealmente, los pilotes en un grupo se deben espaciar de manera que la capacidad de soporte de carga del grupo no sea menor que la suma de la capacidad de carga de los pilotes individuales. En la práctica, el espaciamiento centro a centro mínimo, d, es de $2.5D$ y, en situaciones ordinarias, en realidad es de aproximadamente 3 a $3.5D$.

La eficiencia de la capacidad de soporte de carga de un grupo de pilotes se puede definir como

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma Q_u} \tag{11.117}$$

donde

η = eficiencia de grupo
$Q_{g(u)}$ = capacidad de soporte de carga última del grupo de pilotes
Q_u = capacidad de soporte de carga última de cada pilote sin el efecto de grupo

Muchos ingenieros estructurales utilizan un análisis simplificado para obtener la eficiencia de grupo para *pilotes de fricción*, en particular en arena. Este tipo de análisis se puede explicar con ayuda de la figura 11.37a. Dependiendo de su espaciamiento dentro del grupo, los pilotes actúan de una 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]. De manera similar, para cada pilote que actúa individualmente, $Q_u \approx pLf_{\text{prom}}$. (*Nota:* p = perímetro de la sección transversal de cada pilote). Entonces,

$$\begin{aligned}\eta &= \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma Q_u} = \frac{f_{\text{prom}}[2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D]L}{n_1 n_2 p L f_{\text{prom}}} \\ &= \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{p n_1 n_2}\end{aligned} \tag{11.118}$$

De aquí,

$$Q_{g(u)} = \left[\frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{p n_1 n_2}\right]\Sigma Q_u \tag{11.119}$$

De la ecuación (11.119), si el espaciamiento centro a centro d es lo suficientemente grande, $\eta > 1$. En ese caso, los pilotes se comportarán como pilotes individuales. Así pues, en la práctica, si $\eta < 1$, entonces

$$Q_{g(u)} = \eta \Sigma Q_u$$

y si $\eta \geq 1$, entonces

$$Q_{g(u)} = \Sigma Q_u$$

Existen algunas otras ecuaciones como la ecuación (11.119) para calcular la eficiencia de grupo de pilotes de fricción. Algunas se indican en la tabla 11.17.

Sin embargo, es importante reconocer que las relaciones como la ecuación (11.119) son simplistas y no se deben emplear. De hecho, en un grupo de pilotes, la magnitud de f_{prom} depende de la ubicación del pilote en el grupo (por ejemplo como en la figura 11.38).

www.elsolucionario.org

Tabla 11.17 Ecuaciones para la eficiencia de grupo de pilotes de fricción.

Nombre	Ecuación
Ecuación de Converse-Labarre	$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 n_1 n_2}\right]\theta$ donde $\theta(\text{grados}) = \tan^{-1}(D/d)$
Ecuación de 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 de 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

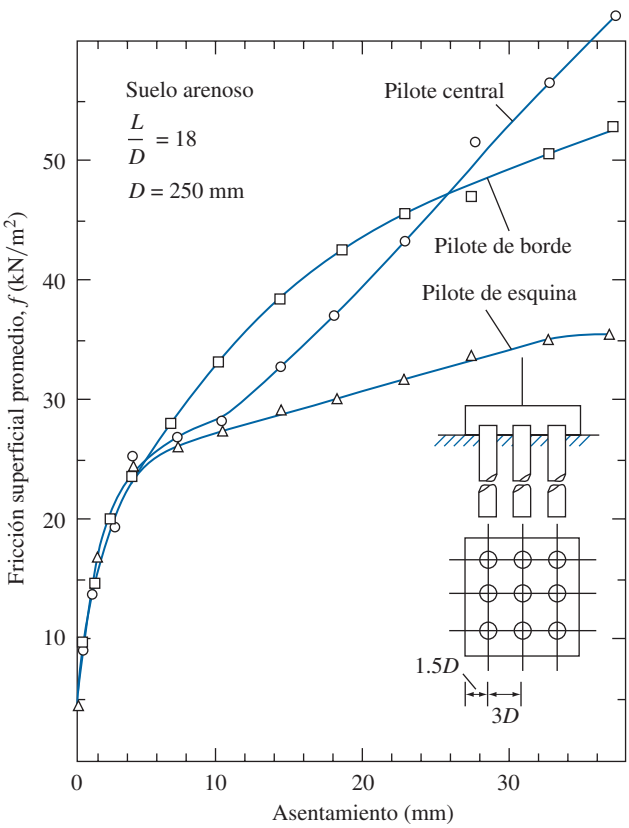


Figura 11.38 Fricción superficial promedio (f_{prom}) basada en la ubicación del pilote (según Liu y colaboradores, 1985).

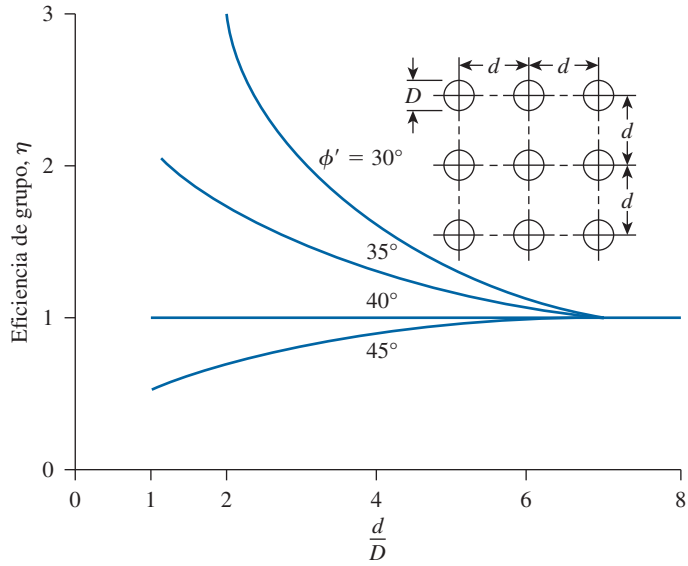


Figura 11.39 Variación de la eficiencia de grupos de pilotes en arena (basada en Kishida y Meyerhof, 1965).

En la figura 11.39 se muestra la variación de la eficiencia de grupo η para un grupo de pilotes de 3×3 en arena (Kishida y Meyerhof, 1965). Se puede observar que, para arenas suelta y media, la magnitud de la eficiencia de grupo puede ser mayor que 1. Esto se debe principalmente a la densificación de la arena alrededor del pilote.

11.21 Capacidad última de grupos de pilotes en arcilla saturada

En la figura 11.40 se muestra un grupo de pilotes en arcilla saturada. Por medio de la figura, se puede estimar la capacidad de soporte de carga de grupos de pilotes de la manera siguiente:

Paso 1. Se determina $\sum Q_u = n_1 n_2 (Q_p + Q_s)$. De la ecuación (11.18),

$$Q_p = A_p[9c_{u(p)}]$$

donde $c_{u(p)}$ = cohesión no drenada de la arcilla en la punta del pilote. Además, de la ecuación (11.55),

$$Q_s = \Sigma\, \alpha p c_u \Delta L$$

Por lo tanto,

$$\Sigma\, Q_u = n_1 n_2 [9A_p c_{u(p)} + \Sigma\, \alpha p c_u \Delta L] \tag{11.120}$$

Paso 2. Se determina la capacidad última suponiendo que los pilotes en el grupo actúan como un bloque con dimensiones $L_g \times B_g \times L$. 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:

$$A_p q_p = A_p c_{u(p)} N_c^* = (L_g B_g) c_{u(p)} N_c^*$$

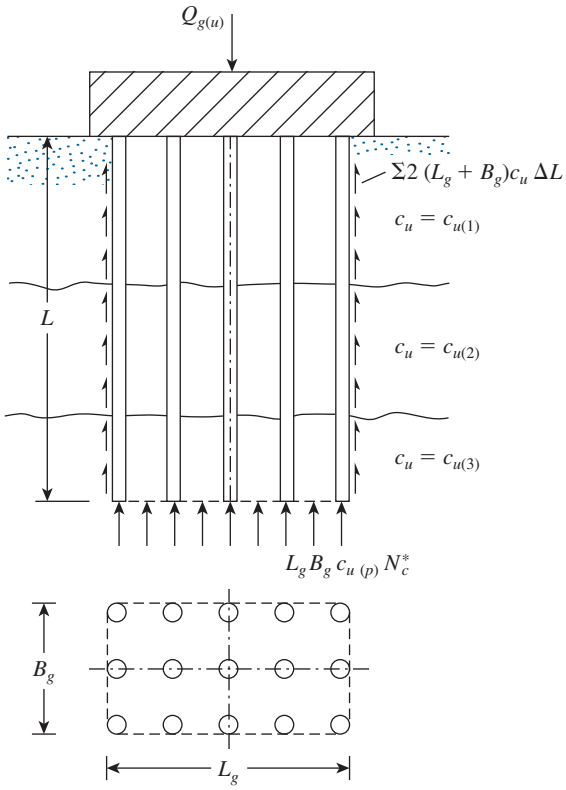


Figura 11.40 Capacidad última de grupos de pilotes en arcilla.

Se obtiene el valor del factor de capacidad de carga N_c^* de la figura 11.41. Entonces, la carga última es

$$\Sigma\, Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \Sigma\, 2(L_g + B_g)c_u \Delta L \tag{11.121}$$

Paso 3. Se comparan los valores obtenidos con las ecuaciones (11.120) y (11.121). El *menor* de los dos valores es $Q_{g(u)}$.

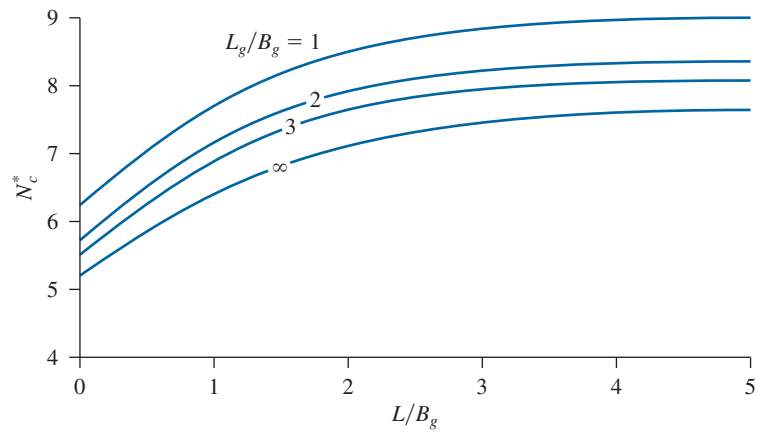


Figura 11.41 Variación de N_c^* con L_g/B_g y L/B_g.

www.elsolucionario.org

Ejemplo 11.18

La sección de un grupo de pilotes de 3 × 4 en una arcilla saturada estratificada se muestra en la figura 11.42. Los pilotes tienen sección transversal cuadrada (356 × 356 mm). El espaciamiento centro a centro, d, de los pilotes es de 889 mm. Determine la capacidad de soporte de carga permisible del grupo de pilotes. Utilice FS = 4. Observe que el nivel freático coincide con la superficie del terreno.

Solución

De la ecuación (11.120),

$$\Sigma Q_u = n_1 n_2 [9 A_p c_{u(p)} + \alpha_1 p c_{u(1)} L_1 + \alpha_2 p c_{u(2)} L_2]$$

De la figura 11.42, $c_{u(1)} = 50.3$ kN/m^2 y $c_{u(2)} = 85.1$ kN/m^2.

Para el estrato superior con $c_{u(1)} = 50.3$ kN/m^2,

$$\frac{c_{u(1)}}{p_a} = \frac{50.3}{100} = 0.503$$

De la tabla 11.10, $\alpha_1 \approx 0.68$. De manera similar,

$$\frac{c_{u(2)}}{p_a} = \frac{85.1}{100} \approx 0.85$$

$$\alpha_2 = 0.51$$

$$\Sigma Q_u = (3)(4)\left[\begin{array}{c}(9)(0.356)^2(85.1) + (0.68)(4 \times 0.356)(50.3)(4.57) \\ + (0.51)(4 \times 0.356)(85.1)(13.72)\end{array}\right]$$

$$= 14011 \text{ kN}$$

Para pilotes que actúan como un grupo,

$$L_g = (3)(0.889) + 0.356 = 3.023 \text{ m}$$

$$B_g = (2)(0.889) + 0.356 = 2.134 \text{ m}$$

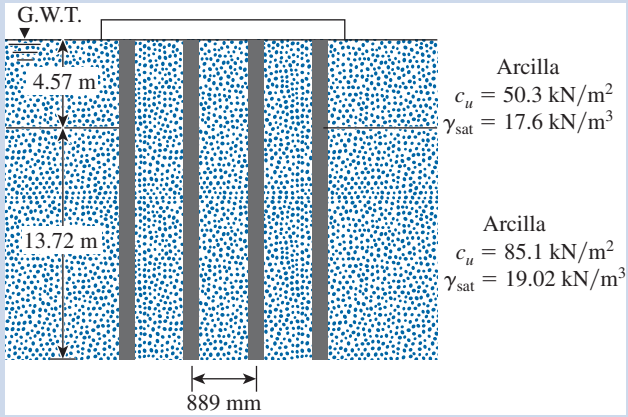


Figura 11.42 Grupo de pilotes en una arcilla saturada estratificada.

$$\frac{L_g}{B_g} = \frac{3.023}{2.134} = 1.42$$

$$\frac{L}{B_g} = \frac{18.29}{2.134} = 8.57$$

De la figura 11.41, $N_c^* = 8.75$. De la ecuación (11.121),

$$\begin{aligned}\Sigma Q_u &= L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \Sigma 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \\ &= (3.023)(2.134)(85.1)(8.75) + (2)(3.023 + 2.134)[(50.3)(4.57) \\ &\quad + (85.1)(13.72)] \\ &= 19217 \text{ kN}\end{aligned}$$

De aquí, $\sum Q_u = 14\,011$ kN.

$$\Sigma Q_{\text{perm}} = \frac{14011}{\text{FS}} = \frac{14011}{4} \approx \mathbf{3503\ kN}$$

■

11.22 Asentamiento elástico de grupo de pilotes

En general, el asentamiento de un grupo de pilotes ante una carga de trabajo similar por pilote aumenta con el acho del grupo (B_g) y con el espaciamiento centro a centro de los pilotes (d). En la bibliografía correspondiente se han reportado varias investigaciones relacionadas con el asentamiento de grupos de pilotes. La relación más simple para el asentamiento de grupos de pilotes la dio Vesic (1969), y es,

$$s_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} s_e \tag{11.122}$$

donde

$S_{g(e)}$ = asentamiento elástico del grupo de pilotes
B_g = ancho de la sección del grupo de pilotes
D = ancho o diámetro de cada pilote en el grupo
s_e = asentamiento elástico de cada pilote a una carga de trabajo comparable (consulte la sección 11.15)

Meyerhof (1976) sugirió, para grupos de pilotes en arena y grava, en el asentamiento elástico, la relación empírica

$$s_{g(e)}(\text{mm}) = \frac{0.96q\sqrt{B_g I}}{N_{60}} \tag{11.123}$$

donde

$$q = Q_g/(L_g B_g)\,(\text{en kN/m}^2) \tag{11.124}$$

y

L_g y B_g = longitud y ancho de la sección del grupo de pilotes, respectivamente (m)
N_{60} = número de penetración estándar promedio dentro del asiento del asentamiento ($\approx B_g$ de profundidad debajo de la punta de los pilotes)
I = factor de influencia = $1 - L/8B_g \geqslant 0.5$ (11.125)
L = longitud de empotramiento de los pilotes (m)

De manera similar, el asentamiento del grupo de pilotes está relacionado con la resistencia a la penetración de cono mediante la fórmula

$$S_{g(e)} = \frac{qB_g I}{2q_c} \tag{11.126}$$

donde q_c = resistencia a la penetración de cono promedio dentro del asiento del asentamiento. (Observe que, en la ecuación (11.126), todas las cantidades están expresadas en unidades consistentes).

Ejemplo 11.19

Considere un grupo de pilotes de concreto presforzado de 3×4, cada uno de 21 m de longitud, en un estrato de arena. Los detalles de cada pilote y de la arena son similares a los descritos en el ejemplo 11.10. La carga de trabajo para el grupo de pilotes es de 6024 kN ($3 \times 4 \times Q_{\text{perm}}$; donde $Q_{\text{perm}} = 502$ kN como en el ejemplo 11.10) y $d/D = 3$. Estime el asentamiento elástico del grupo de pilotes. Utilice la ecuación (11.123).

Solución

$$s_{e(g)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}}\, s_e$$

$$B_g = (3-1)d + \frac{2D}{2} = (2)(3D) + D = 7D = (7)(0.356\text{ m}) = 2.492\text{ m}$$

Del ejemplo 11.10, $s_e = 19.69$ mm. De aquí,

$$s_{e(g)} = \sqrt{\frac{2.492}{0.356}}(19.69) = \mathbf{52.09\ mm}$$

■

www.elsolucionario.org

11.23 Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes

El asentamiento por consolidación de un grupo de pilotes en arcilla se puede estimar utilizando el método 2:1 de distribución del esfuerzo. El cálculo comprende los pasos siguientes (consulte la figura 11.43):

Paso 1. Sea la profundidad de empotramiento de los pilotes L. El grupo se somete a una carga total de Q_g. Si el casquete del pilote está debajo de la superficie original del terreno, Q_g es igual a la carga total de la superestructura sobre los pilotes, menos el peso efectivo de suelo arriba del grupo de pilotes removido por la excavación.

Paso 2. Se supone que la carga Q_g se transmite al suelo iniciando a una profundidad de $2L/3$ desde la parte superior del pilote, como se muestra en la figura. La carga Q_g se difunde a lo largo de la línea dos vertical a uno horizontal desde esta profundidad. Las líneas aa' y bb' son las dos líneas 2:1.

Paso 3. Se calcula el incremento en el esfuerzo efectivo causado en la mitad de cada estrato de suelo por la carga Q_g. La fórmula es

$$\Delta\sigma_i' = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)} \tag{11.127}$$

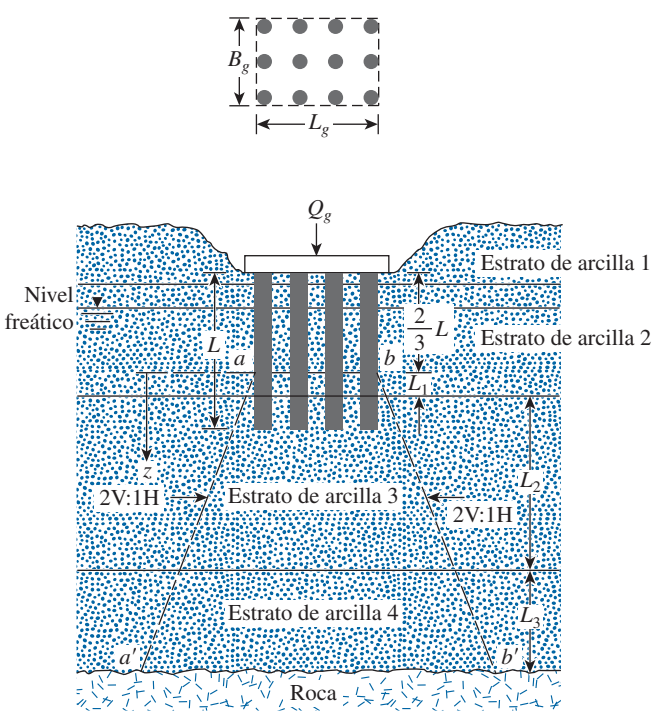


Figura 11.43 Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes.

donde

$\Delta\sigma'_i$ = incremento en el esfuerzo efectivo a la mitad del estrato i
L_g, B_g = longitud y ancho, respectivamente, del grupo de pilotes planeado
z_i = distancia desde el plano en que los pilotes transmiten la carga al suelo hasta la mitad del estrato de arcilla i

Por ejemplo, en la figura 11.43, 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, observe que no habrá incremento en el esfuerzo en el estrato de arcilla 1, debido a que se encuentra arriba del plano horizontal ($z = 0$) desde el cual empieza la distribución del esfuerzo hasta el suelo.

Paso 4. Se calcula el asentamiento por consolidación de cada estrato causado por el esfuerzo incrementado. La fórmula es

$$\Delta s_{c(i)} = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{o(i)}}\right] H_i \tag{11.128}$$

donde

$\Delta s_{c(i)}$ = asentamiento por consolidación del estrato i
$\Delta e_{(i)}$ = cambio en la relación de vacíos causado por el incremento en el esfuerzo en el estrato i
$e_{o(i)}$ = relación de vacíos inicial del estrato i (antes de la construcción)
H_i = espesor del estrato i. (*Nota:* en la figura 11.43, para el estrato 2, $H_i = L_1$; para el estrato 3, $H_i = L_2$ y para el estrato 4, $H_i = L_3$)

Las relaciones que comprenden $\Delta e_{(i)}$ se dan en el capítulo 1.

Paso 5. Entonces el asentamiento por consolidación del grupo de pilotes es

$$\Delta s_{c(g)} = \Sigma \Delta s_{c(i)} \tag{11.129}$$

Observe que el asentamiento por consolidación de los pilotes se puede iniciar por rellenos colocados en la cercanía, por cargas en pisos adyacentes o por la disminución de los niveles freáticos.

Ejemplo 11.20

En la figura 11.44 se muestra un grupo de pilotes en arcilla. Determine el asentamiento por consolidación de los pilotes. Todas las arcillas están normalmente consolidadas.

Solución

Como las longitudes de los pilotes son de 15 m cada una, la distribución del esfuerzo empieza a una profundidad de 10 m debajo de la parte superior del pilote. Se sabe que $Q_g = 2000$ kN.

Cálculo del asentamiento del estrato de arcilla 1

Para arcillas normalmente consolidadas

$$\Delta s_{c(1)} = \left[\frac{(C_{c(1)}H_1)}{1 + e_{o(1)}}\right] \log\left[\frac{\sigma'_{o(1)} + \Delta\sigma'_{(1)}}{\sigma'_{o(1)}}\right]$$

$$\Delta\sigma'_{(1)} = \frac{Q_g}{(L_g + z_1)(B_g + z_1)} = \frac{2000}{(3.3 + 3.5)(2.2 + 3.5)} = 51.6 \text{ kN/m}^2$$

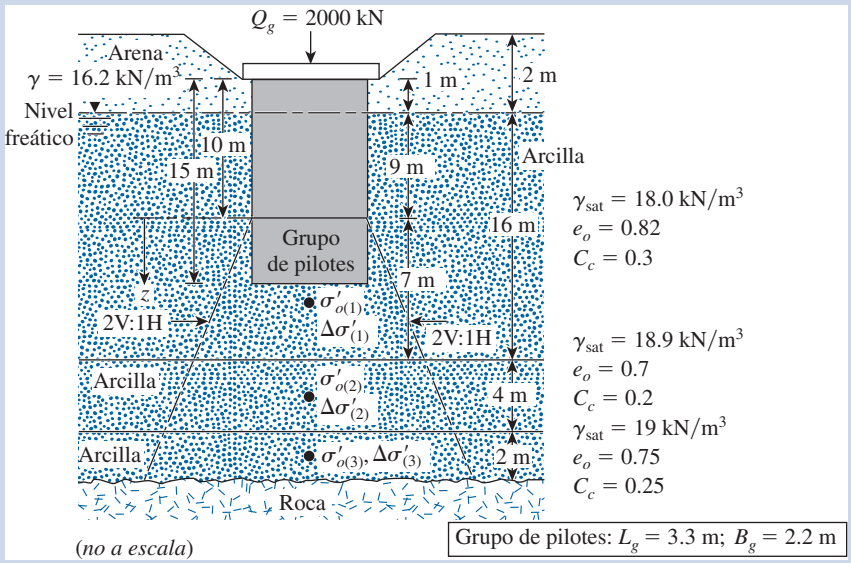


Figura 11.44 Asentamiento por consolidación de un grupo de pilotes.

y

$$\sigma'_{o(1)} = 2(16.2) + 12.5(18 - 9.81) = 134.8 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$\Delta s_{c(1)} = \frac{(0.3)(7)}{1 + 0.82} \log\left[\frac{134.8 + 51.6}{134.8}\right] = 0.1624 \text{ m} = \mathbf{162.4 \text{ mm}}$$

Asentamiento del estrato 2

Igual que para el estrato 1,

$$\Delta s_{c(2)} = \frac{C_{c(2)} H_2}{1 + e_{o(2)}} \log\left[\frac{\sigma'_{o(2)} + \Delta\sigma_{(2)}}{\sigma'_{o(2)}}\right]$$

$$\sigma'_{\sigma(2)} = 2(16.2) + 16(18 - 9.81) + 2(18.9 - 9.81) = 181.62 \text{ kN/m}^2$$

y

$$\Delta\sigma'_{(2)} = \frac{2000}{(3.3 + 9)(2.2 + 9)} = 14.52 \text{ kN/m}^2$$

De aquí,

$$\Delta s_{c(2)} = \frac{(0.2)(4)}{1 + 0.7} \log\left[\frac{181.62 + 14.52}{181.62}\right] = 0.0157 \text{ m} = \mathbf{15.7 \text{ mm}}$$

www.elsolucionario.org

Asentamiento del estrato 3

Continuando de forma análoga, se tiene

$$\sigma'_{o(3)} = 181.62 + 2(18.9 - 9.81) + 1(19 - 9.81) = 208.99 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma'_{(3)} = \frac{2000}{(3.3 + 12)(2.2 + 12)} = 9.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta s_{c(3)} = \frac{(0.25)(2)}{1 + 0.75} \log\left(\frac{208.99 + 9.2}{208.99}\right) = 0.0054 \text{ m} = \mathbf{5.4 \text{ mm}}$$

De aquí, el asentamiento total es

$$\Delta s_{c(g)} = 162.4 + 15.7 + 5.4 = \mathbf{183.5 \text{ mm}}$$ ■

11.24 Pilotes en roca

Para pilotes de carga de punta apoyados sobre roca, en la mayoría de los reglamentos de construcción se especifica que $Q_{g(u)} = \sum Q_u$, siempre que el espaciamiento mínimo centro a centro de los pilotes sea $D + 300$ mm. Para pilotes H y pilotes con sección transversal cuadrada, la magnitud de D es igual a la dimensión diagonal de la sección transversal del pilote.

Problemas

11.1 En la figura P11.1 se muestra un pilote de concreto de 12 m de longitud. Estime la carga de punta última Q_p mediante
- **a.** El método de Meyerhof
- **b.** El método de Vesic
- **c.** El método de Coyle y Castello

Use $m = 600$ en la ecuación (11.26)

11.2 Remítase al pilote que se muestra en la figura P11.1. Estime la resistencia lateral Q_s
- **a.** Utilizando las ecuaciones (11.40) a (11.42). Utilice $K = 1.3$ y $\delta' = 0.8\phi'$
- **b.** El método de Coyle y Castello [ecuación (11.44)]

11.3 Con base en los resultados de los problemas 11.1 y 11.2, recomiende una carga permisible para el pilote. Utilice FS = 4.

11.4 En la figura P11.4 se muestra un pilote hincado con extremo cerrado, de sección transversal circular. Calcule lo siguiente:
- **a.** La carga de punta última utilizando el procedimiento de Meyerhof.
- **b.** La carga de punta última utilizando el procedimiento de Vesic, Tome $I_{rr} = 50$.
- **c.** Una carga de punta última aproximada con base en las partes a) y b).
- **d.** La resistencia por fricción última Q_s. [Utilice las ecuaciones (11.40) a (11.42) y tome $K = 1.4$ y $\delta' = 0.6\phi'$].
- **e.** La carga permisible del pilote (utilice FS = 4).

11.5 La siguiente es la variación de N_{60} con la profundidad en un depósito de suelo granular. Un pilote de concreto de 9 m de longitud (sección transversal de 0.305 × 0.305 m) se hinca y se empotra totalmente en la arena.

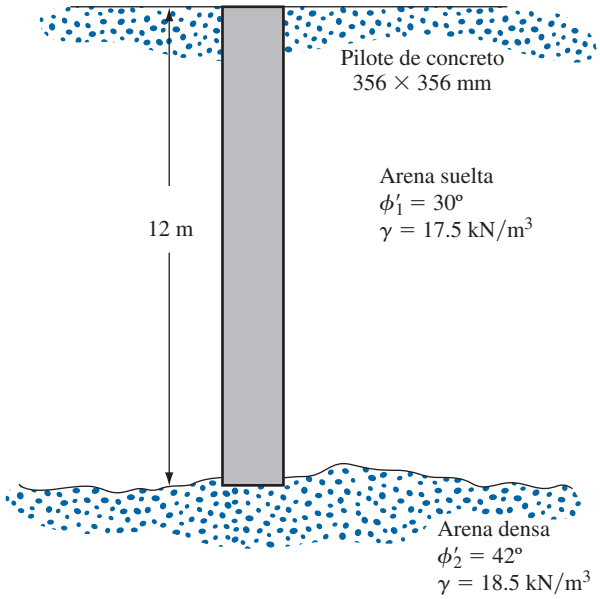


Figura P11.1

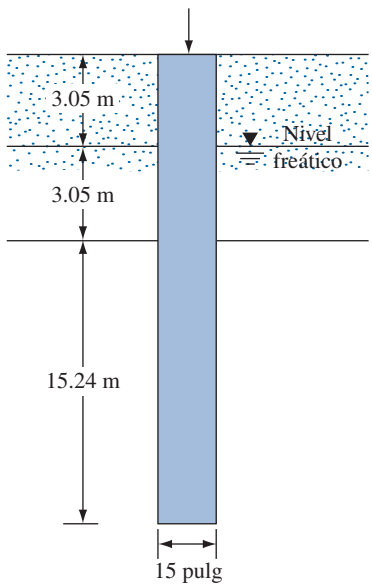


Figura P11.4

Profundidad (m)	N_{60}
1.5	4
3.0	8
4.5	7
6.0	5
7.5	16
9.0	18
10.5	21
11.0	24
12.5	20
14.0	19

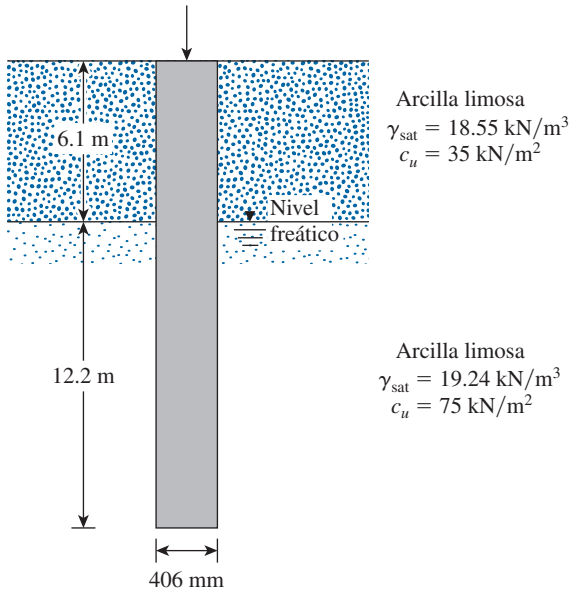


Figura P11.10

Estime la capacidad de soporte de carga permisible del pilote (Q_{perm}). Utilice FS = 4 y las ecuaciones de Meyerhof [ecuaciones (11.37) y (11.45)].

11.6 Resuelva el problema 11.5 utilizando la ecuación de Briaud y colaboradores [ecuaciones (11.38) y (11.47)].

11.7 Un pilote de concreto de 15.24 m de longitud que tiene una sección transversal de 406 × 406 mm está completamente empotrado en un estrato de arcilla saturada, para la cual $\gamma_{sat} = 19.02$ kN/m^3, $\phi = 0$ y $c_u = 76.7$ kN/m^2. Determine la carga permisible que puede soportar el pilote. (Sea FS = 3). Utilice el método α para estimar la fricción superficial y el método de Vesic para la estimación de la carga de punta.

11.8 Vuelva a resolver el problema 11.7 aplicando el método λ para estimar la fricción superficial y el método de Meyerhof para la estimación de la carga de punta.

11.9 Un pilote de concreto de 15 m de longitud que tiene una sección transversal de 0.38 × 0.38 m está completamente empotrado en un estrato de arcilla saturada. Para la arcilla, se conoce: $\gamma_{sat} = 18$ kN/m^3, $\phi = 0$ y $c_u = 80$ kN/m^2. Determine la carga permisible que puede soportar el pilote (FS = 3). Utilice el método λ para estimar la resistencia superficial.

11.10 En la figura P11.10 se muestra un pilote de concreto de sección transversal de 406 × 406 mm. Calcule la resistencia última por fricción superficial aplicando el

a. método α
b. método λ
c. método β

Utilice $\phi'_R = 20°$ para todas las arcillas, que están normalmente consolidadas.

11.11 Un pilote de acero (sección H; HP 360 × 152; consulte la tabla 11.1) se hinca en un estrato de arenisca. La longitud del pilote es de 18.9 m. Las siguientes son las propiedades de la arenisca: resistencia a la compresión simple = $q_{u(lab)} = 78.7$ MN/m^2 y ángulo de fricción = 36°. Al aplicar un factor de seguridad de 3, estime la carga de punta permisible que puede soportar el pilote. Utilice [$q_{u(diseño)} = q_{u(lab)}/5$].

11.12 Un pilote de concreto mide 18 m de longitud y tiene una sección transversal de 0.406 × 0.406 m. El pilote está empotrado en una arena que tiene $\gamma = 16$ kN/m^3 y $\phi' = 37°$. La carga de trabajo permisible es de 900 kN. Si 600 kN los contribuye la resistencia

www.elsolucionario.org

por fricción y 300 kN la carga de punta, determine el asentamiento elástico del pilote. Datos: $E_p = 2.1 \times 10^6$ kN/m^2, $E_s = 30 \times 10^3$ kN/m^2, $\mu_s = 0.38$ y $\xi = 0.57$ [ecuación (11.37)].

11.13 Resuelva el problema 11.12 con lo siguiente: longitud del pilote = 15 m, sección transversal del pilote = 0.305 × 0.305 m, carga de trabajo permisible = 338 kN, contribución de la resistencia por fricción a la carga de trabajo = 280 kN, $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m^2, $E_s = 30\,000$ kN/m^2, $\mu_s = 0.3$ y $\xi = 0.62$ [ecuación (11.73)].

11.14 Un pilote de concreto de 30 m de longitud tiene una sección transversal de 305 × 305 mm y está completamente empotrado en un depósito de arena. Si $\eta_h = 9200$ kN/m^2, el momento al nivel del terreno, $M_g = 0$, el desplazamiento permisible de la cabeza del pilote = 12 mm; $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m^2 y $F_{Y(\text{pilote})} = 21\,000$ kN/m^2, calcule la carga lateral permisible, Q_g, al nivel del terreno. Utilice el método de la solución elástica.

11.15 Resuelva el problema 11.14 con el método de Broms. Suponga que el pilote es flexible y con cabeza libre. Sea el peso específico del suelo, $\gamma = 16$ kN/m^3; el ángulo de fricción del suelo, $\phi' = 30°$ y el esfuerzo de fluencia del material del pilote, $F_Y = 21$ MN/m^2.

11.16 Un pilote de acero H (sección HP 330 × 149) se hinca por un martinete. La energía nominal máxima del martinete es de 54.23 kN-m, el peso del ariete es de 53.4 kN y la longitud del pilote es de 27.44 m. Además, se conoce el coeficiente de restitución que es igual a 0.35, el peso del casquete del pilote = 10.7 kN, la eficiencia del martinete = 0.85, número de golpes para la última pulgada de penetración = 10 y $E_p = 207 \times 10^6$ kN/m^2. Estime la capacidad del pilote utilizando la ecuación (11.106). Tome FS = 6.

11.17 Resuelva el problema 11.16 utilizando la fórmula ENR (consulte la tabla 11.16). Utilice FS = 4.

11.18 Resuelva el problema 11.16 utilizando la fórmula danesa (consulte la tabla 11.16). Utilice FS = 3.

11.19 En la figura 11.35a se muestra un pilote. Sea $L = 20$ m, D (diámetro del pilote) = 450 mm, $H_f = 4$ m, $\gamma_{\text{relleno}} = 17.5$ kN/m^3 y $\phi'_{\text{relleno}} = 25°$. Determine la fuerza de arrastre hacia abajo total sobre el pilote. Suponga que el relleno se ubica arriba del nivel freático y que $\delta' = 0.5\phi'_{\text{relleno}}$.

11.20 Vuelva a resolver el problema 11.19 suponiendo que el nivel freático coincide con la parte superior del relleno y que $\gamma_{\text{sat(relleno)}} = 19.8$ kN/m^3. Si las otras cantidades permanecen iguales, ¿cuál será la fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote? Suponga $\delta' = 0.5\,\phi'_{\text{relleno}}$.

11.21 Consulte la figura 11.35b. Sea $L = 15.24$ m, $\gamma_{\text{relleno}} = 17.29$ kN/m^3, $\gamma_{\text{sat(arcilla)}} = 19.49$ kN/m^3, $\phi'_{\text{arcilla}} = 20°$, $H_f = 3.05$ m y D (diámetro del pilote) = 406 mm. El nivel freático coincide con la parte superior del estrato de arcilla. Determine la fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote. Suponga $\delta' = 0.6\phi'_{\text{arcilla}}$.

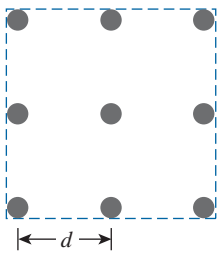


Figura P11.23

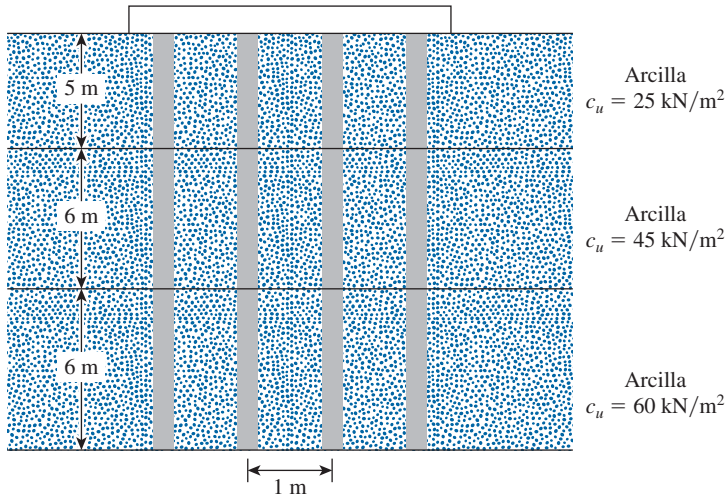


Figura P11.25

11.22 Un pilote de concreto con sección transversal de 0.406 × 0.406 m tiene una longitud de 18.3 m y está completamente empotrado en un estrato de arena. La siguiente es una aproximación de la resistencia de penetración con cono mecánico (q_c) y la relación de fricción (F_r) para el estrato de arena. Estime la capacidad de carga permisible del pilote. Utilice FS = 4.

Profundidad debajo de la superficie del terreno (m)	q_c (kN/m^2)	F_r (%)
0–6.1	2803	2.3
6.1–13.7	3747	2.7
13.7–19.8	8055	2.8

11.23 En la figura P11.23 se muestra la planta de un grupo de pilotes. Suponga que los pilotes están empotrados en una arcilla saturada homogénea que tiene $c_u = 86$ kN/m^2. Datos: diámetro de los pilotes (D) = 316 mm, espaciamiento centro a centro de los pilotes = 600 mm y longitud de los pilotes = 20 m. Encuentre la capacidad de soporte de carga permisible del grupo de pilotes. Utilice FS = 3.

11.24 Vuelva a resolver el problema 11.23 con lo siguiente: espaciamiento centro a centro de los pilotes = 762 mm, longitud de los pilotes = 13.7 m, D = 305 mm, $c_u = 41.2$ kN/m^2, $\gamma_{sat} = 19.24$ kN/m^3 y FS = 3.

11.25 La sección de un grupo de pilotes de 4 × 4 en una arcilla saturada estratificada se muestra en la figura P11.25. Los pilotes tienen una sección cuadrada (356 × 356 mm). El espaciamiento centro a centro (d) de los pilotes es de 1 m. Determine la capacidad de soporte de carga permisible del grupo de pilotes. Utilice FS = 3.

11.26 En la figura P11.26 se muestra un grupo de pilotes en arcilla. Determine el asentamiento por consolidación del grupo. Utilice el método 2:1 para estimar el esfuerzo efectivo promedio en los estratos de arcilla.

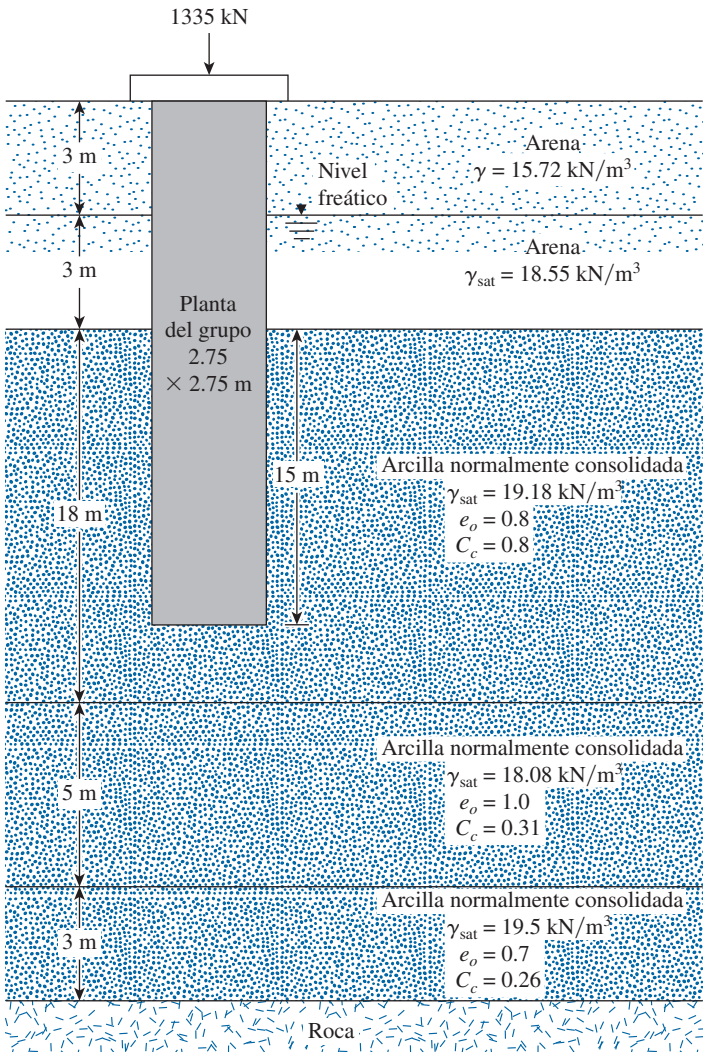


Figura P11.26

Referencias

American Society of Civil Engineers (1959). "Timber Piles and Construction Timbers", *Manual of Practice*, núm. 17, American Society of Civil Engineers, Nueva 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*, núm. 1), American Society of Civil Engineers, Nueva York.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. y Pasqualine, E. (1981). "Cone Resistance in Dry N.C. and O.C. Sands, Cone Penetration Testing and Experience", *Proceedings, ASCE Specialty Conference*, St. Louis, pp. 145-177.

Bjerrum, L., Johannessen, I.J. y Eide, O. (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.

www.elsolucionario.org

Bowles, J.E. (1982). *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill, Nueva York.

Bowles, J.E. (1996). *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill, Nueva York,

Briaud, J.L., Tucker, L., Lytton, R.L. y Coyle, H.M. (1985). *Behavior of Piles and Pile Groups*, Report No. FHWA/RD-83/0.38, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Broms, B.B. (1965). "Design of Laterally Loaded Piles", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 91, núm. SM3, pp. 79-99.

Chen, Y.J. y Kulhawy, F.H. (1994). "Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts under Axial and Lateral Loading", *Final Report, Project 1493-04, EPRI TR-104601*, Geotechnical Group, Cornell University, Ithaca, Nueva York, diciembre.

Coyle, H.M. y Castello, R.R. (1981). "New Design Correlations for Piles in Sand", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 107, núm. GT7, pp. 965-986.

Davisson, M.T. (1973). "High Capacity Piles", en *Innovations in Foundation Construction,* Proceedings of a Lecture Series, Illinois Section, American Society of Civil Engineers, Chicago.

Davisson, M.T. (1970). "BRD Vibratory Driving Formula", *Foundation Facts*, vol. VI, núm. 1, pp. 9-11.

Davisson, M.T. y 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, núm. SM3, pp. 63-94.

Feng, Z. y Deschamps. R.J. (2000). "A Study of the Factors Influencing the Penetration and Capacity of Vibratory Driven Piles", *Soils and Foundations*, vol. 40, núm.3, pp. 43-54.

Goodman, R.E. (1980). *Introduction to Rock Mechanics*, Wiley, Nueva York.

Guang-Yu, Z. (1988). "Wave Equation Applications for Piles in Soft Ground", *Proceedings, Third International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles* (B.H. Fellenius, ed.), Ottawa, Ontario, Canadá, pp. 831-836.

Janbu, N. (1953). *An Energy Analysis of Pile Driving with the use of Dimensionless Parameters*, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Publicación núm. 3.

Kishida, H. y 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.I. y 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.

Mansur, C.I. y Hunter, A.H. (1970). "Pile Tests-Arkansas River Project", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 96, núm. SM6. pp. 1545-1582.

Matlock, H. y 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, núm. SM5, parte I, pp. 63-91.

Meyerhof, G.G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 102, núm. GT3, pp. 197-228.

Notthingam, L.C. y Schmertmann, J.H. (1975). *An Investigation of Pile Capacity Design Procedures*, Research Report No. D629, Department of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville, FL.

Olson, R.E. y 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, núm. SM6, pp. 279-296.

O'neill, M.W. y Reese, L.C. (1999). *Drilled Shafts: Construction Procedure and Design Methods*, FHWA Report núm. IF-99-025.

Schmertmann, J.H. (1978). *Guidelines for Cone Penetration Test: Performance and Design*, Report FHWA-TS-78-209. Federal Highway Administration, Washington, DC.

Seiler, J.F. y Keeney, W.D. (1944). "The Efficiency of Piles in Groups", *World Preserving News*, vol. 22, núm. 11 (noviembre).

Skov, R. y Denver, H. (1988). "Time Dependence of Bearing Capacity Piles", *Proceedings, Third International Conference on Application of Stress Wave Theory to Piles*, Ottawa, Canadá, pp. 879-889.

Sladen, J.A. (1992). "The Adhesion Factor: Applications and Limitations", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, núm. 2, pp. 323-326.

Svinkin, M. (1996). Discussion on "Setup and Relaxation in Glacial Sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 22, pp. 319-321.

Terzaghi, K., Peck, R.B. y Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley, NY.

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. núm. EM2, pp. 35-53.

Vesic, A.S. (1969). *Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand*, American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication núm. 444, pp. 177-222.

Vesic, A.S. (1970). "Tests on Instrumental Piles-Ogeechee River Site", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 96, núm. SM2, pp. 561-584.

Vesic, A.S. (1977). *Design of Pile Foundations*, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice núm. 42, Transportation Research Board, Washington, DC.

Vijayvergiya, V.N. y 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. y 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, núm. 6, pp. 457-465.

Woodward, R.J., Gardner, W.S. y Greer, D.M. (1972). *Drilled Pier Foundations*, McGraw-Hill, Nueva York.

12 Cimentaciones con pilas perforadas

12.1 Introducción

Los términos *pilote de tubo llenado con concreto, pilar, pila perforada* y *pilar perforado* se utilizan con frecuencia indistintamente en la ingeniería de cimentaciones; todos se refieren a una *pila colada en el lugar que por lo general tiene un diámetro de aproximadamente 750 mm* o más, con y sin refuerzo de acero y con o sin un fondo ensanchado. En ocasiones el diámetro puede ser tan pequeño como de 305 mm.

A fin de evitar confusiones, utilizamos el término *pila perforada* para un agujero perforado o excavado hasta el fondo de la cimentación de una estructura y luego llenado con concreto. Dependiendo de las condiciones del suelo, se pueden utilizar revestimientos para evitar que el suelo alrededor del agujero se derrumbe durante la construcción. El diámetro de la pila suele ser lo suficientemente grande para que una persona pueda entrar a inspeccionar.

El uso de cimentaciones con pilas perforadas tiene varias ventajas:

1. Se puede emplear una sola pila perforada en vez de un grupo de pilotes con larguero.
2. La construcción de pilas perforadas en depósitos de arena densa y grava es más fácil que hincar pilotes.
3. Las pilas perforadas se pueden construir antes de completar las operaciones de nivelación.
4. Cuando los pilotes se hincan con un martinete, la vibración del suelo puede dañar las estructuras cercanas, problema que se evita empleando pilas perforadas.
5. Los pilotes hincados en suelos de arcilla pueden producir levantamiento del terreno y ocasionar que los pilotes previamente hincados se muevan de manera lateral. Esto no ocurre durante la construcción de pilas perforadas.
6. Se evita generar ruido por un martinete durante la construcción de pilas perforadas, como en el caso del hincado de pilotes.
7. Debido a que la base de una pila perforada se puede ampliar, ésta proporciona una gran resistencia a la carga de levantamiento.
8. La superficie sobre la cual se construye la base de una pila perforada se puede inspeccionar visualmente.
9. En la construcción de pilas perforadas en general se utiliza equipo móvil, que, en condiciones apropiadas del suelo, puede ser más económico que los métodos de construcción de cimentaciones con pilotes.
10. Las pilas perforadas tienen una alta resistencia a las cargas laterales.

www.elsolucionario.org

También se tiene un par de desventajas en la construcción de pilas perforadas. Una es que la operación de vertido del concreto se puede retrasar por mal clima y siempre se requiere de una supervisión cuidadosa. Otra desventaja es que al igual que en los cortes apuntalados, las excavaciones profundas para las pilas perforadas pueden inducir una pérdida significativa de suelo y, por lo tanto, producir daño a estructuras cercanas.

12.2 Tipos de pilas perforadas

Las pilas perforadas se clasifican de acuerdo con las formas en que se diseñan para transferir la carga estructural al subsuelo. En la figura 12.1 se muestra una *pila perforada recta*, que se extiende a través del o de los estratos superiores de suelo débil y su punta se apoya sobre un estrato de suelo o roca con gran capacidad de soporte de carga. La pila se puede revestir con un ademe o tubo de acero cuando así se requiera (como en el caso de pilotes de concreto revestidos colados en el lugar; consulte la figura 11.4). Para estas pilas, la resistencia a la carga aplicada se puede desarrollar por el soporte de su extremo y también por la fricción lateral en la interfaz entre el perímetro de la pila y el suelo.

Una *pila acampanada* (consulte la figura 12.1b y c) consiste en un fuste recto con una campana en el fondo, la cual se apoya sobre suelo de buena capacidad. La campana se puede construir con forma de domo (consulte la figura 12.1b) o inclinada (vea la figura 12.1c). Para las campanas inclinadas, las herramientas para ensanchar el fondo disponibles comercialmente pueden formar excavaciones a ángulos de 30 a 45° con la vertical. En la mayoría de pilas perforadas construidas en Estados Unidos, toda la capacidad de soporte de carga se asigna sólo al apoyo del extremo. Sin embargo, en ciertas circunstancias, la capacidad de apoyo del extremo y la fricción lateral se toman en cuenta. En Europa siempre se consideran la resistencia por fricción lateral y la capacidad de apoyo del extremo.

Las pilas rectas también se pueden ampliar hacia un estrato de roca subyacente. (Consulte la figura 12.1d). En el cálculo de la capacidad de soporte de carga de estas pilas, el soporte del extremo y el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la interfaz entre el perímetro de la pila y la roca también se pueden tomar en cuenta.

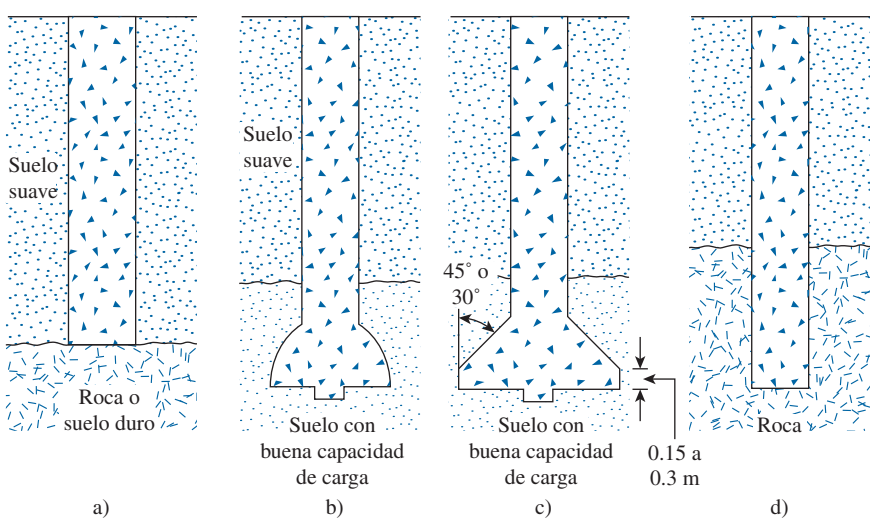


Figura 12.1 Tipos de pilas perforadas: a) pila recta; b) y c) pila acampanada; d) pila recta empotrada en roca.

12.3 Procedimientos de construcción

El procedimiento de construcción más común utilizado en Estados Unidos comprende la perforación rotatoria. Existen tres tipos principales de métodos de construcción: el método seco, el método con ademe y el método húmedo.

Método de construcción seca

Este método se emplea en suelos y rocas que se encuentran arriba del nivel freático y que no se desplomarán cuando la perforación se excave hasta su profundidad total. La secuencia de construcción, como se muestra en la figura 12.2, es la siguiente:

Paso 1. La excavación se termina (y se acampana si se desea), utilizando herramientas de perforación apropiadas y la rezaga de la perforación se depositan en un lugar cercano. (Consulte la figura 12.2a).
Paso 2. Luego se vierte concreto en la perforación cilíndrica. (Consulte la figura 12.2b).
Paso 3. Si se desea, se coloca una jaula de varillas de refuerzo en la parte superior de la pila. (Consulte la figura 12.2c).
Paso 4. Después se termina el colado del concreto y la pila perforada será como se muestra en la figura 12.2d.

Método de construcción con ademe

Este método se utiliza en suelos o rocas en las que es probable que ocurran derrumbes o una deformación excesiva cuando se haga la excavación de la perforación. La secuencia de construcción se muestra en la figura 12.3 y se puede explicar como sigue:

Paso 1. El procedimiento de excavación se inicia igual que en el caso del método de construcción seca. (Consulte la figura 12.3a).
Paso 2. Cuando se encuentre un suelo susceptible a derrumbarse, se introduce una lechada de bentonita en la excavación. (Consulte la figura 12.3b). La perforación continúa hasta que la excavación pasa el estrato de suelo susceptible a derrumbarse y se encuentra un estrato de suelo o roca impermeable.
Paso 3. Se introduce un ademe en la perforación. (Consulte la figura 12.3c).
Paso 4. Se saca la lechada del ademe con una bomba sumergible. (Consulte la figura 12.3d).
Paso 5. Se introduce en la perforación un taladro menor que pase a través del ademe y se continúa la excavación. (Consulte la figura 12.3e).
Paso 6. Si se necesita, la base del agujero excavado se puede alargar con un ensanchador de fondo. (Consulte la figura 12.3f).
Paso 7. Si se requiere acero de refuerzo, la jaula con varillas necesita extenderse a toda la longitud de la excavación. Luego se vierte concreto en la excavación y el ademe se saca gradualmente. (Consulte la figura 12.3g).
Paso 8. En la figura 12.3h se muestra la pila perforada completada.

Método de construcción húmedo

A este método en ocasiones se le refiere como *método con lechada de desplazamiento*. La lechada se emplea para mantener abierto el barreno durante toda la profundidad de la excavación. (Consulte la figura 12.4). Los siguientes son los pasos comprendidos en el método de construcción húmedo.

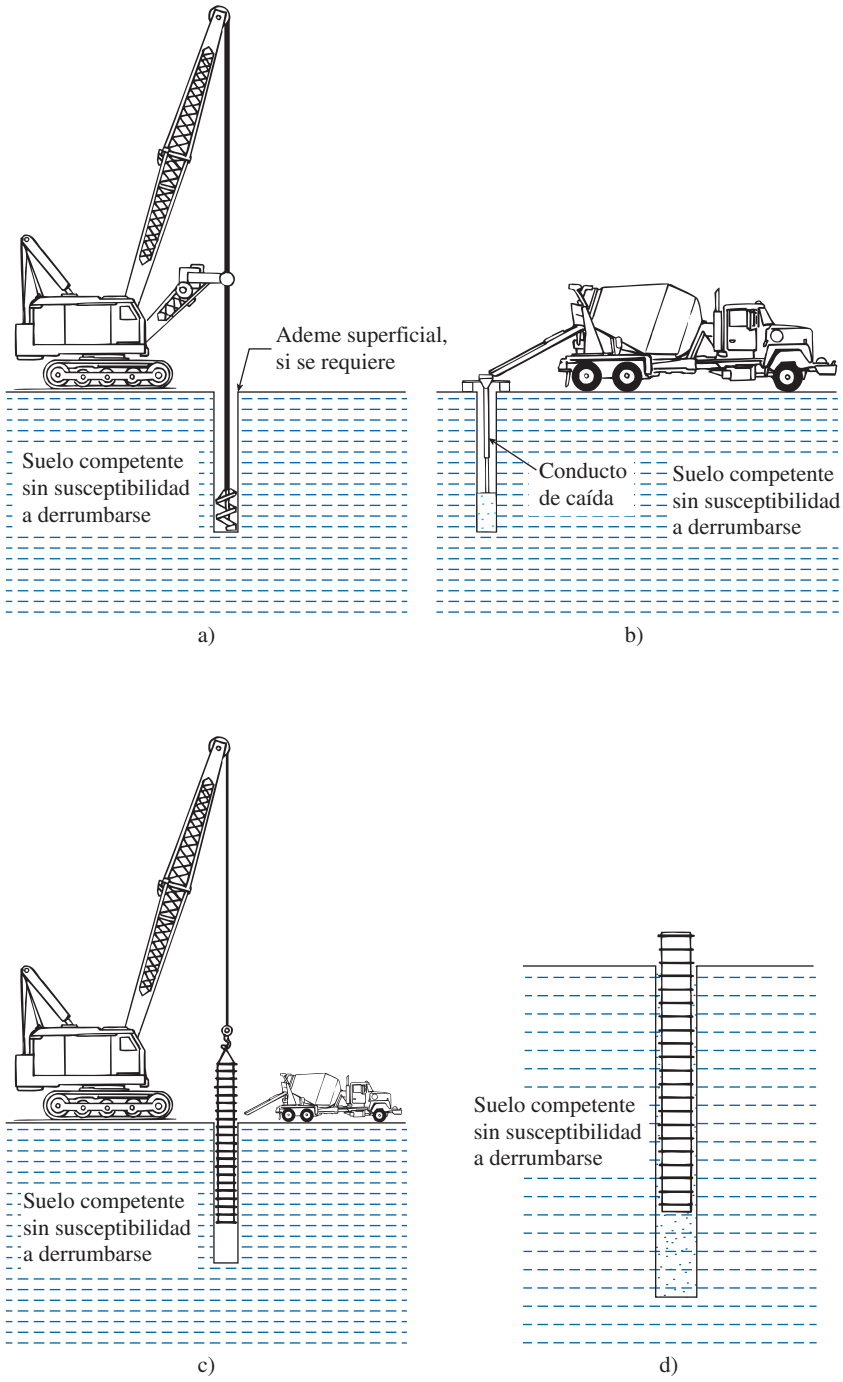


Figura 12.2 Método de construcción seco: a) perforación inicial; b) inicio del vertido del concreto; c) colocación de la jaula de varillas de refuerzo; d) pila completada. (Según O'Neill y Reese, 1999)

www.elsolucionario.org

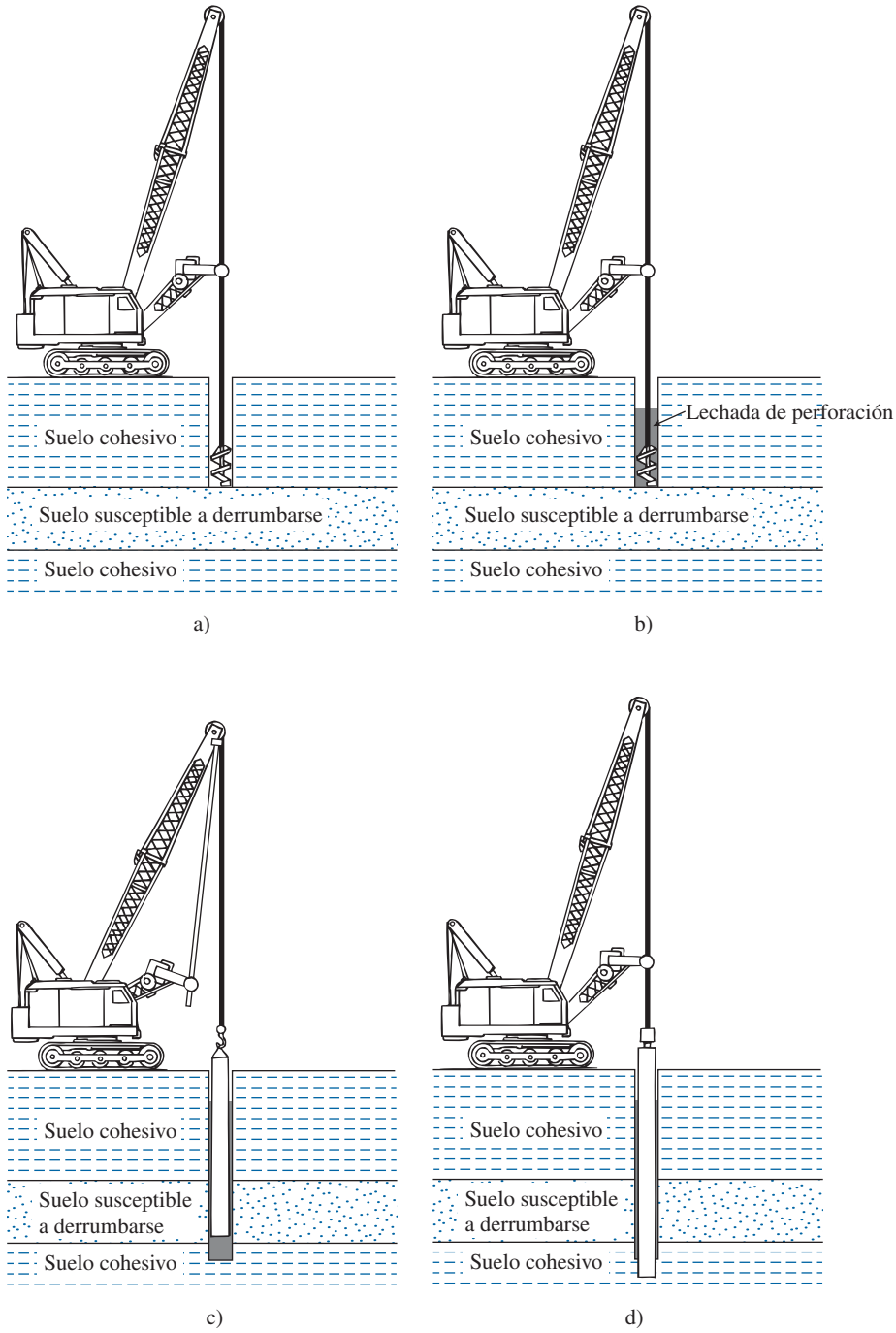


Figura 12.3 Método de construcción con ademe: a) inicio de la perforación; b) perforación con lechada; c) introducción del ademe; d) se sella el ademe y se remueve la lechada del interior del ademe; e) perforación debajo del ademe; f) ensanchado del fondo; g) retiro del ademe; h) pila completada. (Según O'Neill y Reese, 1999)

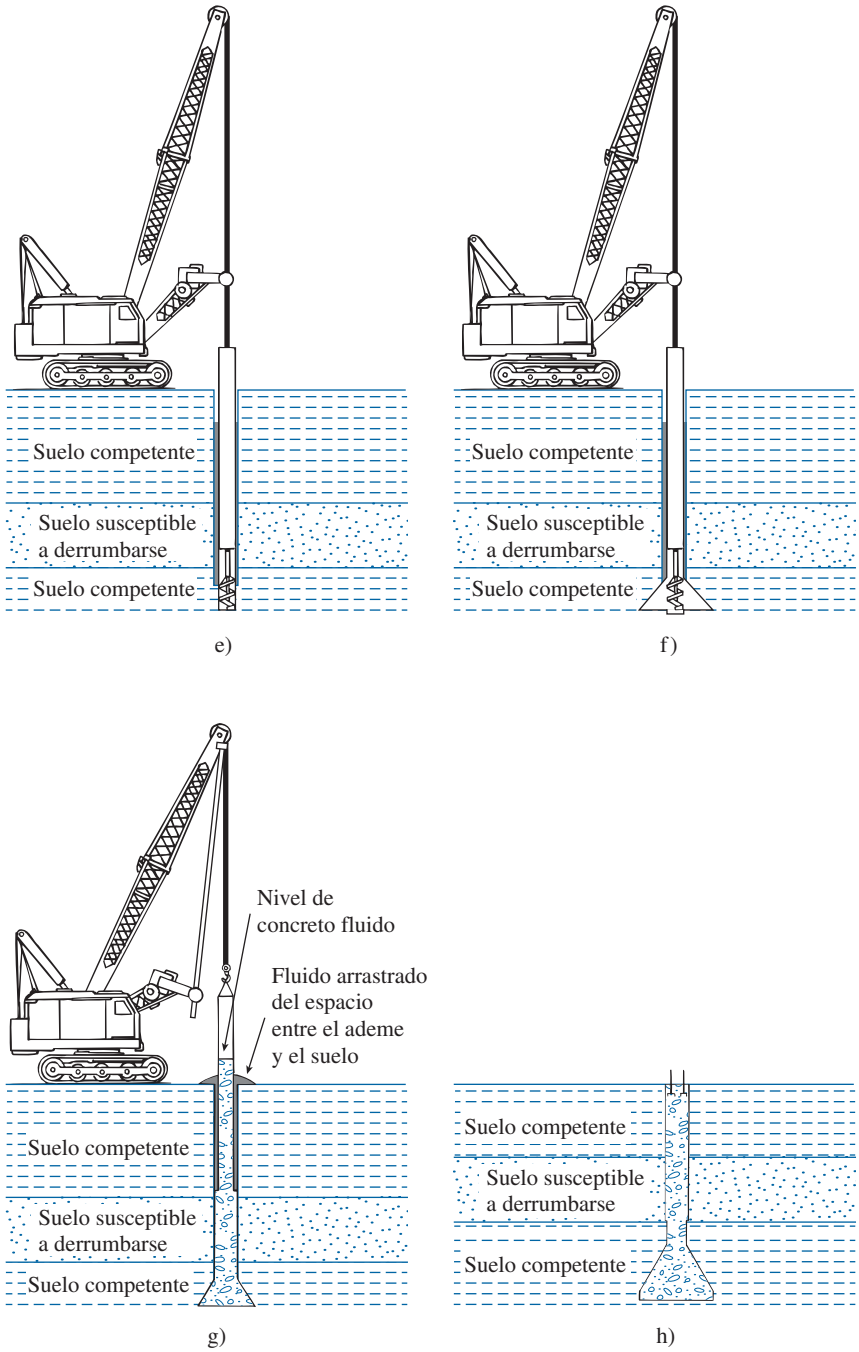


Figura 12.3 (*continuación*)

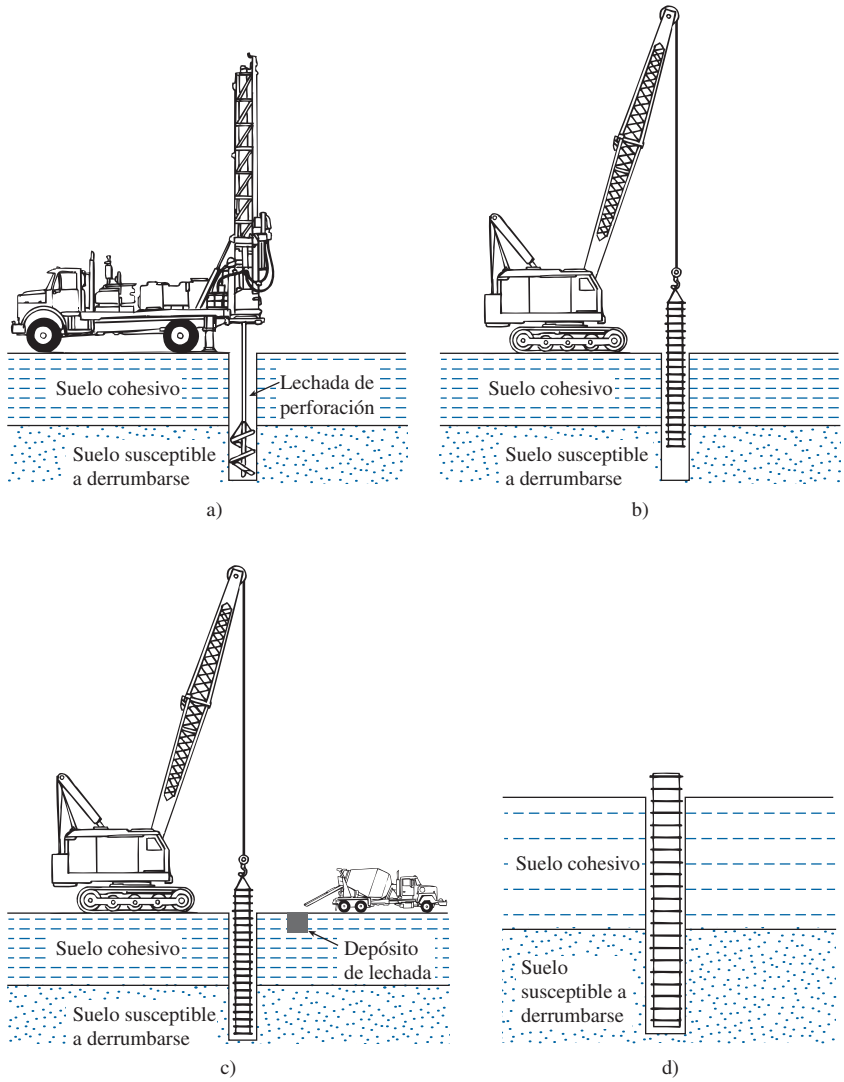


Figura 12.4 Método de construcción con lechada: a) perforación hasta la profundidad total con lechada; b) colocación de la jaula de varillas de refuerzo; c) vertido del concreto; d) pila completada. (Según O'Neill y Reese, 1999)

Paso 1. La excavación continúa hasta la profundidad total con lechada. (Consulte la figura 12.4a).

Paso 2. Si se requiere refuerzo, la caja de varillas de refuerzo se coloca en la lechada. (Consulte la figura 12.b).

Paso 3. Luego se vierte en la perforación el concreto que desplazará el volumen de lechada. (Consulte la figura 12.4c).

Paso 4. En la figura 12.4d se muestra la pila perforada completada.

En la figura 12.5 se muestra una pila perforada en proceso de construcción utilizando el método seco. La construcción de una pila perforada que emplea el método de construcción húmedo se muestra en la figura 12.6. En la figura 12.7 aparecen una barrena común, una jaula de refuerzo y un cubo de limpieza común.

www.elsolucionario.org



Figura 12.5 Construcción de una pila perforada que utiliza el método seco. (*Cortesía de Sanjeev Kumar, Southern Illinois University, Carbondale, Illinois*)

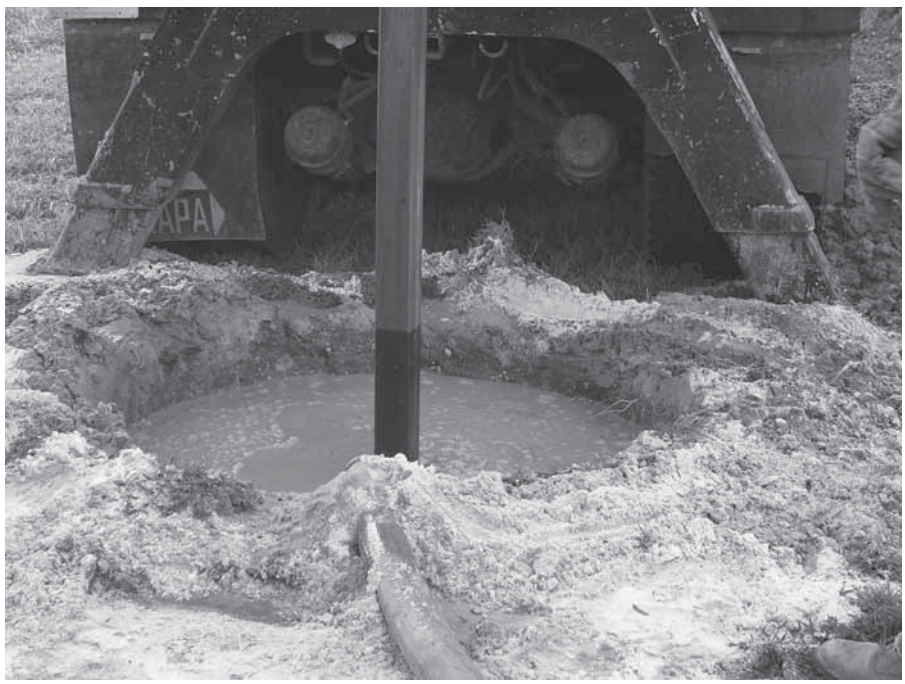
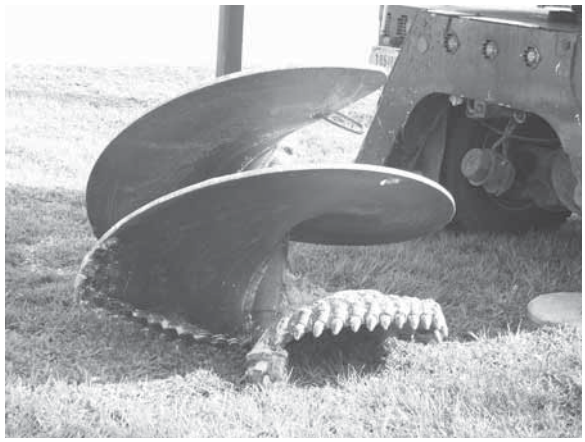


Figura 12.6 Construcción de una pila perforada que utiliza el método húmedo. (*Cortesía de Khaled Sobhan, Florida Atlantic University, Boca Ratón, Florida*)



a)



b)



c)

Figura 12.7 Construcción de una pila perforada: a) barrena común; b) jaula de refuerzo; c) cubo de limpieza. (*Cortesía de Khaled Sobhan, Florida Atlantic University, Boca Ratón, Florida*)

12.4 Otras consideraciones de diseño

Para el diseño de pilas perforadas ordinarias sin ademe, siempre es deseable tener una cantidad mínima de refuerzo vertical de acero. El refuerzo mínimo es de 1% del área transversal total de la pila. Para pilas perforadas con refuerzo nominal, en la mayoría de los reglamentos de construcción se sugiere emplear una resistencia de diseño del concreto, f_c, del orden de $f'_c/4$. Así pues, el diámetro mínimo de la pila resulta en

$$f_c = 0.25f'_c = \frac{Q_w}{A_{gs}} = \frac{Q_w}{\frac{\pi}{4}D_s^2}$$

o

$$D_s = \sqrt{\frac{Q_w}{\left(\frac{\pi}{4}\right)(0.25)f'_c}} = 2.257\sqrt{\frac{Q_u}{f'_c}} \tag{12.1}$$

donde

D_s = diámetro de la pila
f'_c = resistencia del concreto a los 28 días
Q_w = carga de trabajo de la pila perforada
A_{gs} = área total de la sección transversal de la pila

Si es probable que las pilas perforadas se sometan a cargas de tensión, el refuerzo se debe continuar para toda la longitud de la pila.

Diseño de la mezcla de concreto

El diseño de la mezcla de concreto para pilas perforadas no es muy diferente del correspondiente a otras estructuras de concreto. Cuando se utiliza acero de refuerzo, se debe considerar la posibilidad de que el concreto pueda fluir a través del refuerzo. En la mayoría de los casos, un revenimiento del concreto de aproximadamente 15 mm (6 pulg) se considera satisfactorio. Además, el tamaño máximo del agregado se debe limitar a aproximadamente 20 mm (0.75 pulg).

12.5 Mecanismo de transferencia de carga

El mecanismo de transferencia de carga de las pilas perforadas al suelo es similar al de los pilotes, como se describe en la sección 11.5. En la figura 12.8 se muestran los resultados de una prueba de carga de una pila perforada, realizada en un suelo de arcilla por Reese y colaboradores (1976). La pila (figura 12.8a) tenía un diámetro de 762 mm y una profundidad de penetración de 6.94 m. En la figura 12.8b se muestran las curvas de carga-asentamiento. Se puede observar que la carga total soportada por la pila perforada fue de 1246 kN. La carga soportada por la resistencia lateral fue de aproximadamente 800 kN y el resto se soportó por carga de punta. Es interesante observar que, con un movimiento hacia abajo de aproximadamente 6 mm, se movilizó toda la resistencia lateral. Sin embargo, aproximadamente 25 mm de movimiento hacia abajo se requirió para la movilización de toda la resistencia de punta. Esta situación es similar a la observada en el caso de pilotes. En la figura 12.8c se muestran las curvas promedio de la distribución de la carga para diferentes etapas de la carga.

12.6 Estimación de la capacidad de soporte de carga

La capacidad de soporte de carga última de una pila perforada (consulte la figura 12.9) es

$$Q_u = Q_p + Q_s \tag{12.2}$$

www.elsolucionario.org

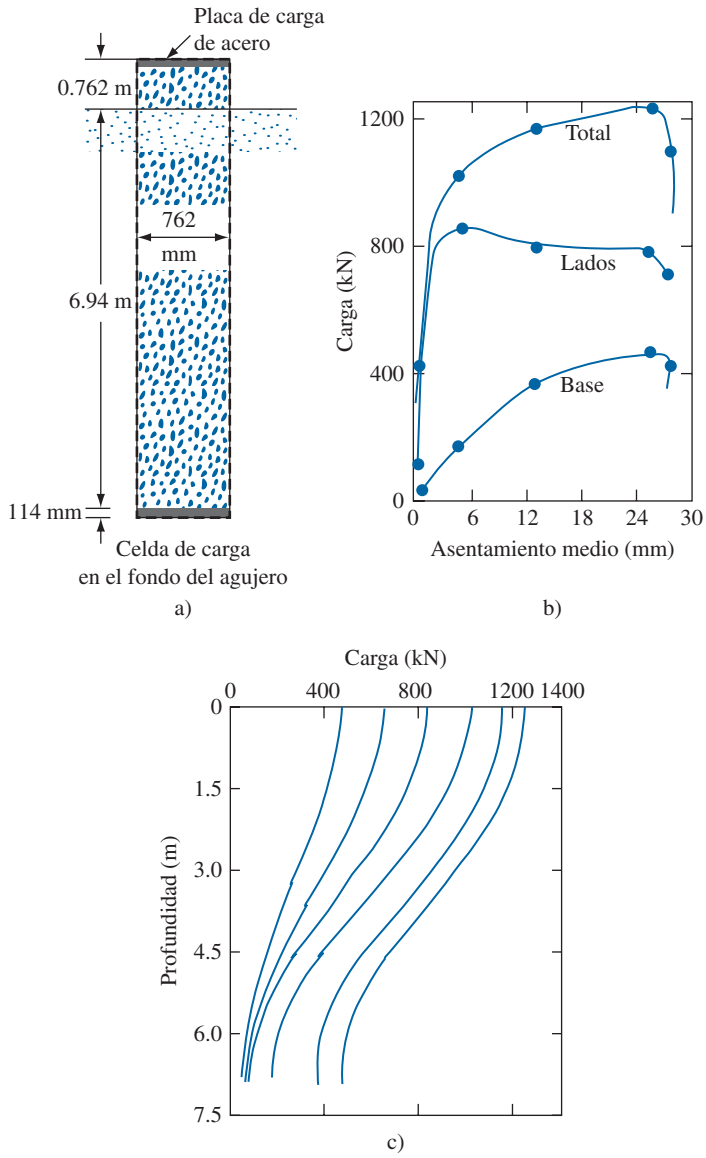


Figura 12.8 Resultados de la prueba de carga de Reese y colaboradores (1976) en una pila perforada: a) dimensiones de la pila; b) gráfica de la carga en la base, en los lados y total con el asentamiento medio; c) gráfica de la curva de distribución de la carga con la profundidad.

donde

Q_u = carga última
Q_p = capacidad de soporte de carga última en la base
Q_s = resistencia por fricción (superficial)

La carga en la base última Q_p se puede expresar de una manera similar a como se expresa para el caso de cimentaciones superficiales [ecuación (3.19)], o

$$Q_p = A_p\left(c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + q' N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \frac{1}{2}\gamma' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c}\right) \tag{12.3}$$

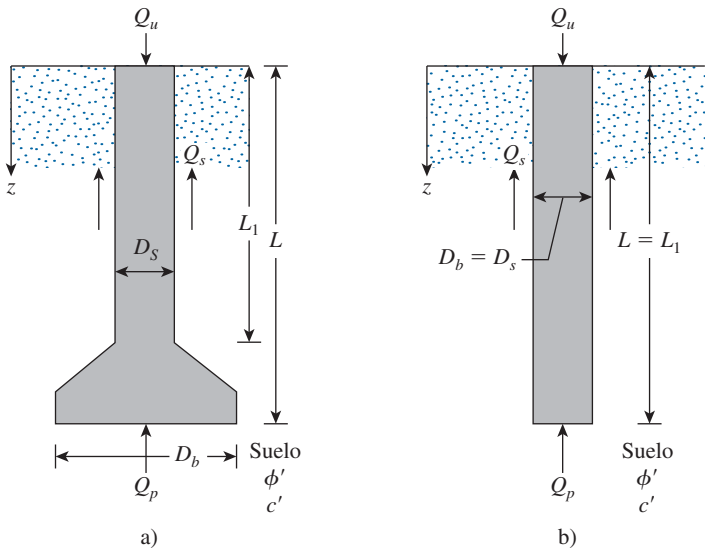


Figura 12.9 Capacidad de carga última de pilas perforadas: a) con campana y b) pila recta.

donde

c' = cohesión
N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga
$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma
$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad
$F_{cc}, F_{qc}, F_{\gamma c}$ = factores de compresibilidad
γ' = peso específico efectivo del suelo en la base de la pila
q' = esfuerzo vertical efectivo en la base de la pila
A_p = área de la base $= \dfrac{\pi}{4} D_b^2$

En la mayoría de los casos, el último término (el que contiene N_γ) se ignora, excepto en el caso de pilas perforadas relativamente cortas. Con esta suposición, se puede escribir

$$Q_u = A_p(c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc}) + Q_s \tag{12.4}$$

El procedimiento para estimar la capacidad última de pilas perforadas en suelos granular y cohesivo se describe en las secciones siguientes.

12.7 Pilas perforadas en suelo granular: capacidad de soporte de carga

Estimación de Q_p

Para una pila perforada con su base ubicada sobre un suelo granular (es decir, $c' = 0$), la *capacidad de soporte de carga última neta* en la base se puede obtener con la ecuación (12.4) como

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p[q'(N_q - 1)F_{qs}F_{qd}F_{qc}] \tag{12.5}$$

El factor de capacidad de carga, N_q, para varios ángulos de fricción del suelo (ϕ') se puede consultar en la tabla 3.3. También se indica en la tabla 12.1. Además,

$$F_{qs} = 1 + \tan \phi' \tag{12.6}$$

$$F_{qd} = 1 + C \underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{L}{D_b}\right)}_{\text{radianes}} \tag{12.7}$$

$$C = 2 \tan \phi' (1 - \operatorname{sen} \phi')^2 \tag{12.8}$$

Las variaciones de F_{qs} y C con ϕ' se dan en la tabla 12.1.

De acuerdo con Chen y Kulhawy (1994), F_{qc}, se puede calcular de la manera siguiente.

Paso 1. Se calcula el índice de rigidez crítico como

$$I_{cr} = 0.5 \exp\left[2.85 \cot\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)\right] \tag{12.9}$$

donde I_{cr} = índice de rigidez crítico (consulte la tabla 12.1).

Tabla 12.1 Variación de N_q, F_{qs}, C, I_{cr}, μ_s y n con ϕ'.

Ángulo de fricción del suelo, ϕ' (grados)	N_q (tabla 3.3)	F_{qs} [ec. (12.6)]	C [ec. (12.8)]	I_{cr} [ec. (12.9)]	μ_s [ec. (12.13)]	n [ec. (12.15)]
25	10.66	1.466	0.311	43.84	0.100	0.00500
26	11.85	1.488	0.308	47.84	0.115	0.00475
27	13.20	1.510	0.304	52.33	0.130	0.00450
28	14.72	1.532	0.299	57.40	0.145	0.00425
29	16.44	1.554	0.294	63.13	0.160	0.00400
30	18.40	1.577	0.289	69.63	0.175	0.00375
31	20.63	1.601	0.283	77.03	0.190	0.00350
32	23.18	1.625	0.276	85.49	0.205	0.00325
33	26.09	1.649	0.269	95.19	0.220	0.00300
34	29.44	1.675	0.262	106.37	0.235	0.00275
35	33.30	1.700	0.255	119.30	0.250	0.00250
36	37.75	1.727	0.247	134.33	0.265	0.00225
37	42.92	1.754	0.239	151.88	0.280	0.00200
38	48.93	1.781	0.231	172.47	0.295	0.00175
39	55.96	1.810	0.223	196.76	0.310	0.00150
40	64.20	1.839	0.214	225.59	0.325	0.00125
41	73.90	1.869	0.206	259.98	0.340	0.00100
42	85.38	1.900	0.197	301.29	0.355	0.00075
43	99.02	1.933	0.189	351.22	0.370	0.00050
44	115.31	1.966	0.180	412.00	0.385	0.00025
45	134.88	2.000	0.172	486.56	0.400	0.00000

www.elsolucionario.org

Paso 2. Se calcula el índice de rigidez crítico como

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r\Delta} \tag{12.10}$$

donde

$$I_r = \text{índice de rigidez del suelo} = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)q' \tan \phi'} \tag{12.11}$$

en donde

$$E_s = \text{módulo de elasticidad drenado del suelo} = mp_a \tag{12.12}$$
p_a = presión atmosférica (≈ 100 kN/m^2)

$$m = \begin{cases} 100 \text{ a } 200 \text{ (suelo suelto)} \\ 200 \text{ a } 500 \text{ (suelo medio denso)} \\ 500 \text{ a } 1000 \text{ (suelo denso)} \end{cases}$$

$$\mu_s = \text{relación de Poisson del suelo} = 0.1 + 0.3\left(\frac{\phi' - 25}{20}\right)$$
$$(\text{para } 25° \leq \phi' \leq 45°)\,(\text{consulte la tabla 12.1}) \tag{12.13}$$

$$\Delta = n\frac{q'}{p_a} \tag{12.14}$$

$$n = 0.005\left(1 - \frac{\phi' - 25}{20}\right)(\text{consulte la tabla 12.1}) \tag{12.15}$$

Paso 3. Si $I_{rr} \geq I_{cr}$, entonces

$$F_{qc} = 1 \tag{12.16}$$

Sin embargo, si $I_{rr} < I_{cr}$, entonces

$$F_{qc} = \exp\left\{(-3.8 \tan \phi') + \left[\frac{(3.07 \operatorname{sen}\phi')(\log_{10} 2I_{rr})}{1 + \operatorname{sen}\phi'}\right]\right\} \tag{12.17}$$

La magnitud de $Q_{p(\text{neta})}$ también se puede estimar razonablemente bien a partir de una relación basada en el análisis de Berezantzev y colaboradores (1961) que se puede expresar como

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p q'(\omega N_q^* - 1) \tag{12.18}$$

donde

$$N_q^* = \text{factor de capacidad de carga} = 0.21e^{0.17\phi'} \text{ (Consulte la tabla 12.2)} \tag{12.19}$$
ω = factor de corrección = $f(L/D_b)$

En la figura (12.19), ϕ' está en grados. La variación de ω con L/D_b se da en la figura 12.10.

Tabla 12.2 Variación de N_q^* con ϕ' [ecuación (12.19)].

ϕ' (deg)	N_q^*
25	14.72
26	17.45
27	20.68
28	24.52
29	29.06
30	34.44
31	40.83
32	48.39
33	57.36
34	67.99
35	80.59
36	95.52
37	113.22
38	134.20
39	159.07
40	188.55
41	223.49
42	264.90
43	313.99
44	372.17
45	441.14

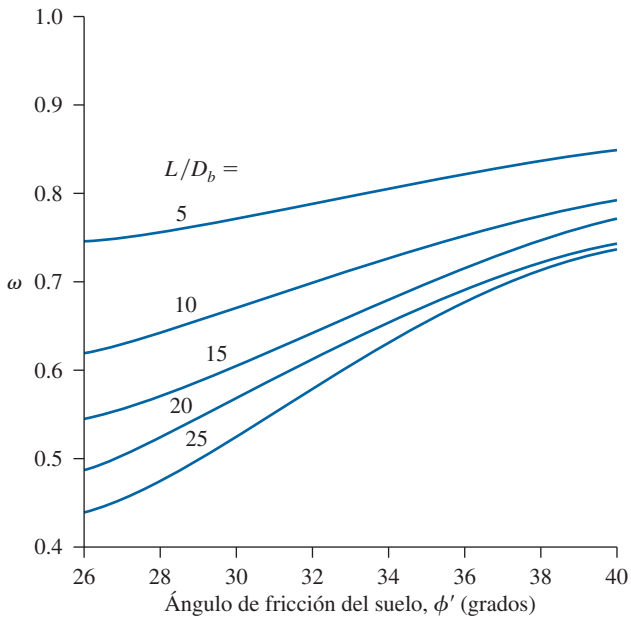


Figura 12.10 Variación de ω con ϕ' y L/D_b.

Estimación de Q_s

La resistencia por fricción a carga última, Q_s, desarrollada en una pila perforada se puede calcular como

$$Q_s = \int_0^{L_1} pf\,dz \tag{12.20}$$

donde

p = perímetro de la pila = πD_s

f = resistencia por fricción (o superficial) unitaria = $K\sigma'_o \tan \delta'$ (12.21)

K = coeficiente de presión de tierra $\approx K_o = 1 - \text{sen}\,\phi'$ (12.22)

σ'_o = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad z

Por lo tanto,

$$Q_s = \int_0^{L_1} pf\,dz = \pi D_s(1 - \text{sen}\,\phi') \int_0^{L_1} \sigma'_o \tan \delta'\,dz \tag{12.23}$$

El valor de σ'_o aumentará hasta una profundidad de aproximadamente $15D_s$ y después permanecerá constante, como se muestra en la figura 11.16.

Para concreto colado en la pila y buenas técnicas de construcción, se desarrolla una interfaz rugosa y, de aquí, δ'/ϕ' se puede tomar igual a 1. Con construcción con lechada y técnica deficiente, $\delta'/\phi' \approx 0.7$ a 0.8.

Carga neta permisible, $Q_{\text{perm (neta)}}$

Se debe aplicar un factor de seguridad apropiado a la carga última para obtener la carga permisible neta, o

$$Q_{\text{perm (neta)}} = \frac{Q_{p(\text{neta})} + Q_s}{\text{FS}} \tag{12.24}$$

12.8 Capacidad de soporte de carga basada en el asentamiento

Considerando una base de datos de 41 pruebas de carga, Reese y O'Neill (1989) propusieron un método para calcular la capacidad de soporte de carga de pilas perforadas que se basa en el asentamiento. El método se aplica a los intervalos siguientes:

1. Diámetro de la pila: $D_s = 0.52$ a 1.2 m
2. Profundidad de la campana: $L = 4.7$ a 30.5 m
3. Resistencia de penetración estándar de campo: $N_{60} = 5$ a 60
4. Revenimiento del concreto = 100 a 225 mm

www.elsolucionario.org

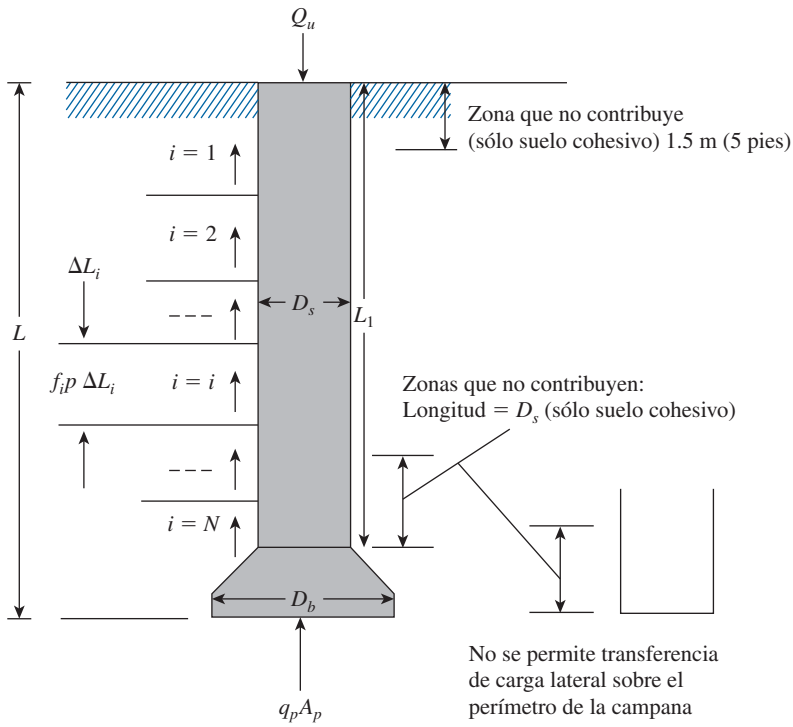


Figura 12.11 Desarrollo de la ecuación (12.25).

El procedimiento de Reese y O'Neill (consulte la figura 12.11) da

$$Q_{u(\text{neta})} = \sum_{i=1}^{N} f_i p \Delta L_i + q_p A_p \tag{12.25}$$

donde

f_i = resistencia cortante unitaria última en el estrato i
p = perímetro de la pila = πD_s
q_p = resistencia de punta unitaria
A_p = área de la base = $(\pi/4)D_b^2$

$$f_i = \beta_1 \sigma'_{\text{ozi}} < \beta_2 \tag{12.26}$$

donde σ'_{ozi} = esfuerzo vertical efectivo a la mitad del estrato i.

$$\beta_1 = \beta_3 - \beta_4 z_i^{0.5} \text{ (para } 0.25 \leq \beta_1 \leq 1.2) \tag{12.27}$$

Las unidades de f_i, z_i y σ'_{ozi} y la magnitud de β_2, β_3 y β_4 en el SI son

Concepto	SI
f_i	kN/m^2
z_i	m
σ'_{ozi}	kN/m^2
β_2	192 kN/m^2
β_3	1.5
β_4	0.244

La capacidad de carga de punta es

$$q_p = \beta_5 N_{60} \leq \beta_6 \quad [\text{para } D_b < 1.27\,\text{m}] \tag{12.28}$$

donde N_{60} = número de penetración estándar de campo dentro de una distancia de $2D_b$ debajo de la base de la pila perforada.

Las magnitudes de β_5 y β_6 y la unidad de q_p en el SI son las siguientes:

Concepto	SI
β_5	57.5
β_6	4310 kN/m^2
q_p	kN/m^2

Si D_b es igual a o mayor que 1.27 m, puede ocurrir un asentamiento excesivo. En ese caso, q_p se puede reemplazar por q_{pr}, o

$$q_{pr} = \frac{1.27}{D_b(\text{m})} q_p \tag{12.29}$$

Con base en el nivel de asentamiento deseado, ahora se pueden utilizar las figuras 12.12 y 12.13 para calcular la carga permisible, $Q_{perm(neta)}$. Observe que las líneas de tendencia dadas en estas figuras son el promedio de todos los resultados de las pruebas.

Más recientemente, Rollins y colaboradores (2005) modificaron la ecuación (12.27) para arenas gravosas como sigue:

Para arena con 25 a 50% de grava,

$$\beta_1 = \beta_7 - \beta_8 z_i^{0.75} \,(\text{para } 0.25 \leq \beta_1 \leq 1.8) \tag{12.30}$$

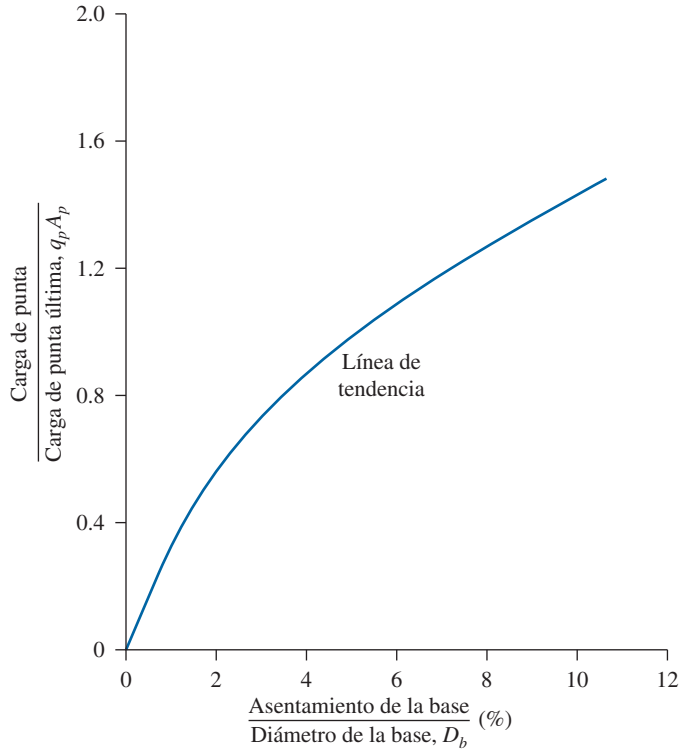


Figura 12.12 Transferencia de carga normalizada en la base contra el asentamiento en arena.

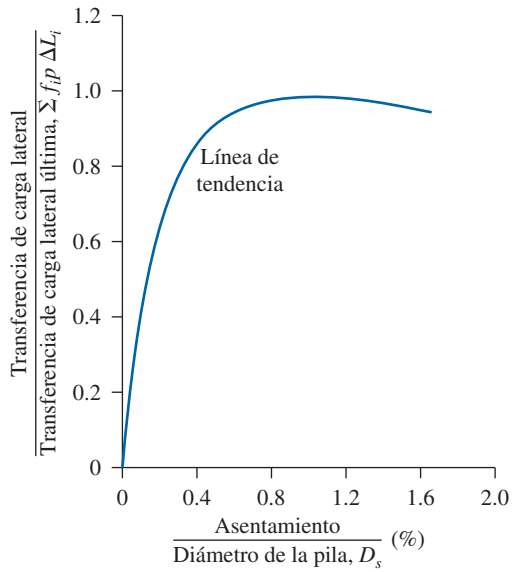


Figura 12.13 Transferencia de carga lateral normalizada en la base contra el asentamiento en arena.

Para arena con más de 50% de grava,

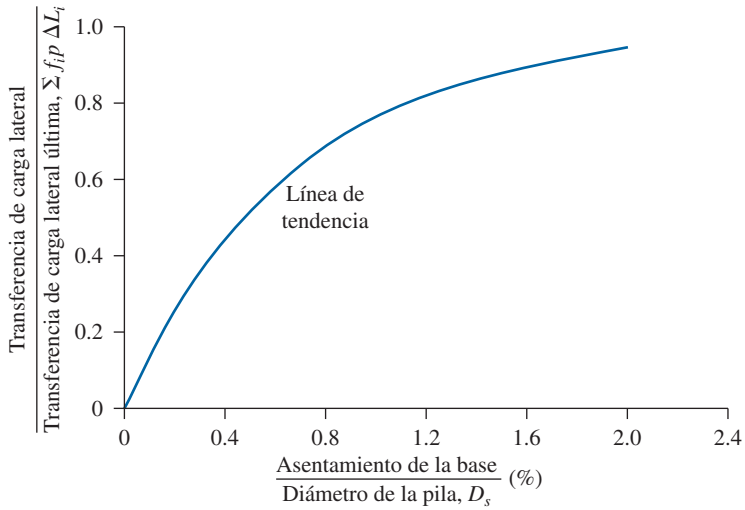
$$\beta_1 = \beta_9 e^{-\beta_{10} z_i} \text{ (para } 0.25 \leq \beta_1 \leq 3.0) \tag{12.31}$$

Las magnitudes de β_7, β_8, β_9 y β_{10} y la unidad de z_i en el SI son las siguientes:

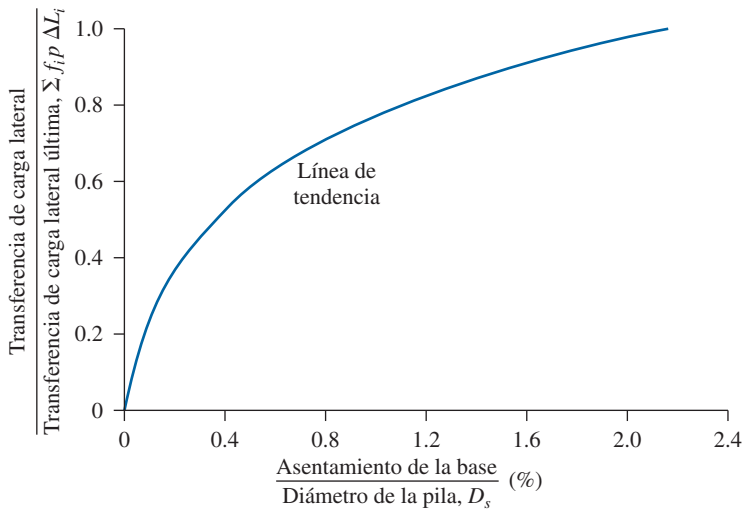
www.elsolucionario.org

Concepto	SI
β_7	2.0
β_8	0.15
β_9	3.4
β_{10}	− 0.085
z_i	m

En la figura 12.14 se proporciona la tendencia de la transferencia de carga lateral normalizada con base en el nivel de asentamiento deseado para arena gravosa y grava.



a)



b)

Figura 12.14 Transferencia de carga lateral normalizada contra el asentamiento: a) arena gravosa (grava 25-50%) y b) grava (más de 50%).

Ejemplo 12.1

En la figura 12.15 se muestra el perfil de un suelo. Una pila perforada de carga de punta con una campana se coloca en un estrato de arena densa y grava. Determine la carga permisible que puede soportar la pila perforada. Utilice la ecuación (12.5) y un factor de seguridad de 4. Tome $D_s = 1$ m y $D_b = 1.75$ m. Para el estrato de arena densa, $\phi' = 36°$, $E_s = 500p_a$. Ignore la resistencia por fricción de la pila.

Solución

Se tiene

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p[q'(N_q - 1)F_{qs}F_{qd}F_{qc}]$$

y

$$q' = (6)(16.2) + (2)(19.2) = 135.6 \text{ kN/m}^2$$

Para $\phi' = 36°$, de la tabla 12.1, $N_q = 37.75$. Además,

$$F_{qs} = 1.727$$

y

$$F_{qd} = 1 + C \tan^{-1}\left(\frac{L}{D_b}\right)$$

$$= 1 + 0.247 \tan^{-1}\left(\frac{8}{1.75}\right) = 1.335$$

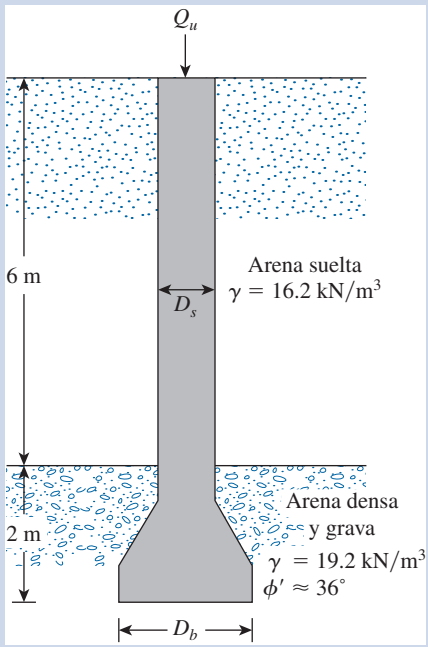


Figura 12.15 Carga permisible de la pila perforada.

De la ecuación (12.9),

$$I_{cr} = 0.5 \exp\left[2.85 \cot\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)\right] = 134.3 \text{ (Consulte la tabla 12.1)}$$

De la ecuación (12.12), $E_s = mp_a$. Con $m = 500$, se tiene

$$E_s = (500)(100) = 50\,000 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (12.13) y de la tabla 12.1,

$$\mu_s = 0.265$$

Por lo tanto,

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)(q')(\tan \phi')} = \frac{50\,000}{2(1 + 0.265)(135.6)(\tan 36)} = 200.6$$

De la ecuación (12.10),

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

con

$$\Delta = n \frac{q'}{p_a} = 0.00225\left(\frac{135.6}{100}\right) = 0.0031$$

se deduce que

$$I_{rr} = \frac{200.6}{1 + (200.6)(0.0031)} = 123.7$$

I_{rr} es menor que I_{cr}. Por lo tanto, de la ecuación (12.17),

$$F_{qc} = \exp\left\{(-3.8 \tan \phi') + \left[\frac{(3.07 \operatorname{sen} \phi')(\log_{10} 2I_{rr})}{1 + \operatorname{sen} \phi'}\right]\right\}$$

$$= \exp\left\{(-3.8 \tan 36) + \left[\frac{(3.07 \operatorname{sen} 36) \log(2 \times 123.7)}{1 + \operatorname{sen} 36}\right]\right\} = 0.958$$

De aquí,

$$Q_{p(\text{neta})} = \left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.75)^2\right](135.6)(37.75 - 1)(1.727)(1.335)(0.958) = 26\,474 \text{ kN}$$

y

$$Q_{p(\text{perm})} = \frac{Q_{p(\text{neta})}}{FS} = \frac{26\,474}{4} \approx \mathbf{6619\ kN}$$

■

www.elsolucionario.org

Ejemplo 12.2

Resuelva el ejemplo 12.1 utilizando la ecuación (12.18).

Solución

En la ecuación (12.18) se afirma que

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p q' (\omega N_q^* - 1)$$

Se tiene (también consulte la tabla 12.2)

$$N_q^* = 0.21 e^{0.17\phi'} = 0.21 e^{(0.17)(36)} = 95.52$$

y

$$\frac{L}{D_b} = \frac{8}{1.75} = 4.57$$

De la figura 12.10, para $\phi' = 36°$ y $L/D_b = 4.57$, el valor de ω es de aproximadamente 0.83. Por lo tanto,

$$Q_{p(\text{neta})} = \left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.75)^2\right](135.6)[(0.83)(95.52) - 1] = 25\,532 \text{ kN}$$

y

$$Q_{p(\text{perm})} = \frac{25\,532}{4} = \mathbf{6383\ kN}$$

■

Ejemplo 12.3

En la figura 12.16 se muestra una pila perforada. El número de penetración estándar promedio sin corregir (N_{60}) dentro de una distancia de $2D_b$ debajo de la base de la pila es de aproximadamente 30. Determine:

a. La capacidad de soporte de carga última.
b. La capacidad de soporte de carga para un asentamiento de 12 mm. Utilice la ecuación (12.30).

Solución

Parte a

De las ecuaciones (12.26) y (12.27),

$$f_i = \beta_1 \sigma'_{\text{ozi}}$$

y

$$\beta_1 = 2 - 0.15 z^{0.75}$$

Para este problema, $z_i = 6/2 = 3$ m, por lo tanto,

$$\beta = 2 - (0.15)(3)^{0.75} = 1.658$$

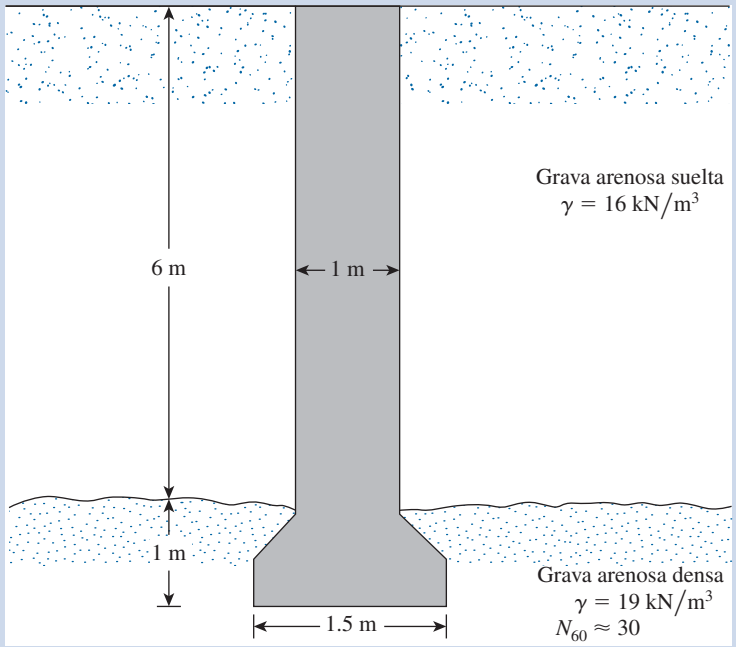


Figura 12.16 Pila perforada soportada por un estrado denso de grava arenosa.

y

$$\sigma'_{\text{ozi}} = \gamma z_i = (16)(3) = 48\ \text{kN/m}^2$$

Por consiguiente,

$$f_i = (48)(1.658) = 79.58\ \text{kN/m}^2$$

y

$$\Sigma f_i p\, \Delta L_i = (79.58)(\pi \times 1)(6) = 1500\ \text{kN}$$

De la ecuación (12.28),

$$q_p = 57.5 N_{60} = (57.5)(30) = 1725\ \text{kN/m}^2$$

Observe que D_b es mayor que 1.27. Por lo tanto, se utilizará la ecuación (12.29a).

$$q_{pr} = \left(\frac{1.27}{D_b}\right) q_p = \left(\frac{1.27}{1.5}\right)(1725) \approx 1461\ \text{kN/m}^2$$

Ahora,

$$q_{pr} A_p = (1461)\left(\frac{\pi}{4} \times 1.5^2\right) \approx 2582\ \text{kN}$$

De aquí,

$$Q_{\text{últ(neta)}} = q_{pr} A_p + \Sigma f_i p\, \Delta L_i = 2582 + 1500 = \mathbf{4082\ kN}$$

Parte b

Se tiene

$$\frac{\text{Asentamiento permisible}}{D_s} = \frac{12}{(1.0)(1000)} = 0.12 = 1.2\%$$

La línea de tendencia en la figura 12.14a muestra que, para un asentamiento normalizado de 1.2%, la carga normalizada es de aproximadamente 0.8. Así pues, la transferencia de la carga lateral es (0.8)(1500) ≈ 1200 kN.
De manera similar,

$$\frac{\text{Asentamiento permisible}}{D_b} = \frac{12}{(1.5)\ (1000)} = 0.008 = 0.8\%$$

La línea de tendencia que se muestra en la figura 12.12 indica que, para un asentamiento normalizado de 1.4%, la carga normalizada en la base es 0.317. Por lo tanto, la carga en la base es (0.317)(2582) = 818.5 kN. De aquí, la carga total es

$$Q = 1200 + 818.5 \approx \mathbf{2018.5\ kN}$$ ■

12.9 Pilas perforadas en arcilla: capacidad de soporte de carga

Para arcillas saturadas con $\phi' = 0$, el factor de capacidad de carga N_q en la ecuación (12.4) es igual a 1. Así pues, para este caso,

$$Q_{p(\text{neta})} \approx A_p c_u N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} \tag{12.32}$$

donde c_u = cohesión no drenada.

Suponiendo que $L \geq 3D_b$, se puede rescribir la ecuación (12.32) como

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p c_u N_c^* \tag{12.33}$$

donde $N_c^* = N_c F_{cs} f_{cd} f_{cc} = 1.33[(\ln I_r) + 1]$ en donde I_r = índice de rigidez del suelo.

El índice de rigidez del suelo se definió en la ecuación (12.11). Para $\phi = 0$, (12.34)

$$I_r = \frac{E_s}{3c_u} \tag{12.35}$$

O'Neill y Reese (1999) proporcionaron una relación aproximada entre c_u y $E_s/3c_u$. Esta relación se muestra en la figura 12.17. Para todos los fines prácticos, si c_u/p_a es igual a o

www.elsolucionario.org

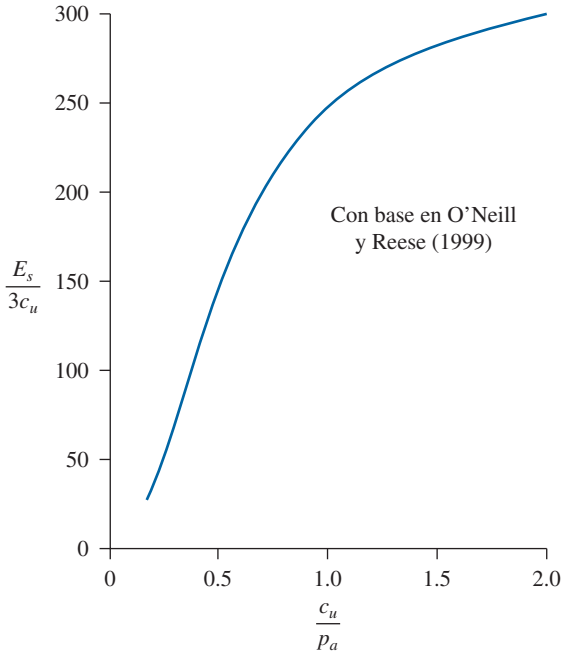


Figura 12.17 Variación aproximada de $\frac{E_s}{3c_u}$ con c_u/p_a. (*Nota:* p_a = presión atmosférica). (Basada en O'Neill y Reese, 1999)

mayor que 1 (p_a = presión atmosférica $\approx$ 100 kN/m^2), entonces la magnitud de N_c^* se puede tomar igual a 9.

Experimentos de Whitaker y Cooke (1966) demostraron que, para pilas acampanadas, el valor total de $N_c^* = 9$ se logra con un movimiento de la base de aproximadamente 10 a 15% de D_b. De manera similar, para pilas rectas ($D_b = D_s$), el valor completo de $N_c^* = 9$ se obtiene con un movimiento de la base de aproximadamente 20% de D_b.

La expresión para la resistencia superficial de pilas perforadas en arcilla es similar a la ecuación (11.55), o

$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha^* c_u p \, \Delta L \tag{12.36}$$

Kulhawy y Jackson (1989) reportaron los resultados de pruebas de campo de 106 pilas perforadas rectas, 65 sometidas a levantamiento y 41 a compresión. La mejor correlación obtenida de los resultados es

$$\alpha^* = 0.21 + 0.25\left(\frac{p_a}{c_u}\right) \leqslant 1 \tag{12.37}$$

donde p_a = presión atmosférica $\approx$ 100 kN/m^2.

Por lo tanto, de manera conservadora, se puede suponer que

$$\alpha^* = 0.4 \tag{12.38}$$

12.10 Capacidad de soporte de carga con base en el asentamiento

Reese y O'Neill (1989) sugirieron un procedimiento para estimar las capacidades de carga última y permisible (basadas en el asentamiento) para pilas perforadas en arcilla. De acuerdo con este procedimiento, se puede utilizar la ecuación (12.25) para la carga última neta, o

$$Q_{\text{ult(net)}} = \sum_{i=1}^{n} f_i p\, \Delta L_i + q_p A_p$$

La resistencia por fricción superficial se puede dar como

$$f_i = \alpha_i^* c_{u(i)} \tag{12.39}$$

Los valores siguientes se recomiendan para α_i^*:

$\alpha_i^* = 0$ para los 1.5 m superiores (5 pies) 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 propia campana)
$\alpha_i^* = 0.55$ en las demás partes.

La expresión para q_p (carga de punta por área unitaria) se puede dar como

$$q_p = 6c_{ub}\left(1 + 0.2\frac{L}{D_b}\right) \le 9c_{ub} \le 40p_a \tag{12.40}$$

donde

c_{ub} = cohesión no drenada promedio dentro de una distancia vertical de $2D_b$ debajo de la base
p_a = presión atmosférica

Si D_b es grande, ocurrirá un asentamiento excesivo a la carga última por área unitaria, q_p, según la ecuación (12.40). Por lo tanto, para $D_b > 1.91$ m, q_p se puede reemplazar por

$$q_{pr} = F_r q_p \tag{12.41}$$

donde

$$F_r = \frac{2.5}{\psi_1 D_b + \psi_2} \le 1 \tag{12.42}$$

Las relaciones para ψ_1 y ψ_2 junto con la unidad de D_b en el SI se dan en la tabla 12.3.

Las figuras 12.18 y 12.19 ahora se pueden utilizar para evaluar la capacidad de soporte de carga permisible, con base en el asentamiento. (Observe que la capacidad de carga última en la figura 12.18 es q_p, no q_{pr}). Para hacer esto,

Paso 1. Se selecciona un valor del asentamiento, s.

Paso 2. Se calcula $\sum_{i=1}^{N} f_i p\ \Delta L_i$ y $q_p A_p$.

Paso 3. Utilizando las figuras 12.18 y 12.19 y los valores calculados en el paso 2, se determina la *carga lateral* y la *carga de punta*.

Paso 4. La suma de la carga lateral y la carga de punta da la carga permisible total.

Tabla 12.3 Relaciones para ψ_1 y ψ_2

Concepto	SI
ψ_1	$\psi_1 = 2.78 \times 10^{-4} + 8.26 \times 10^{-5}\left(\dfrac{L}{D_b}\right) \leq 5.9 \times 10^{-4}$
ψ_2	$\psi_2 = 0.065[c_{ub}(\text{kN/m}^2)]^{0.5}$ $(0.5 \leq \psi_2 \leq 1.5)$
D_b	mm

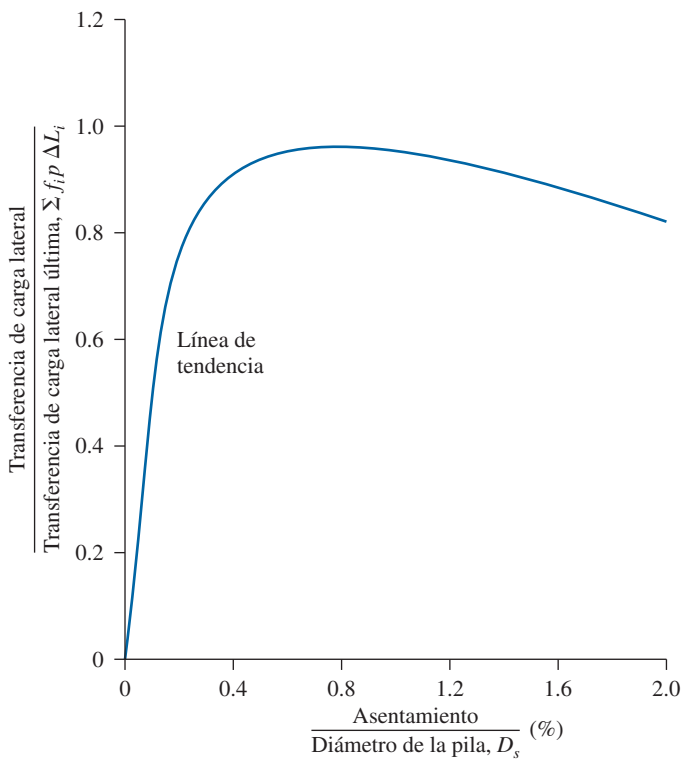


Figura 12.18 Transferencia de carga lateral normalizada contra asentamiento en suelo cohesivo.

www.elsolucionario.org

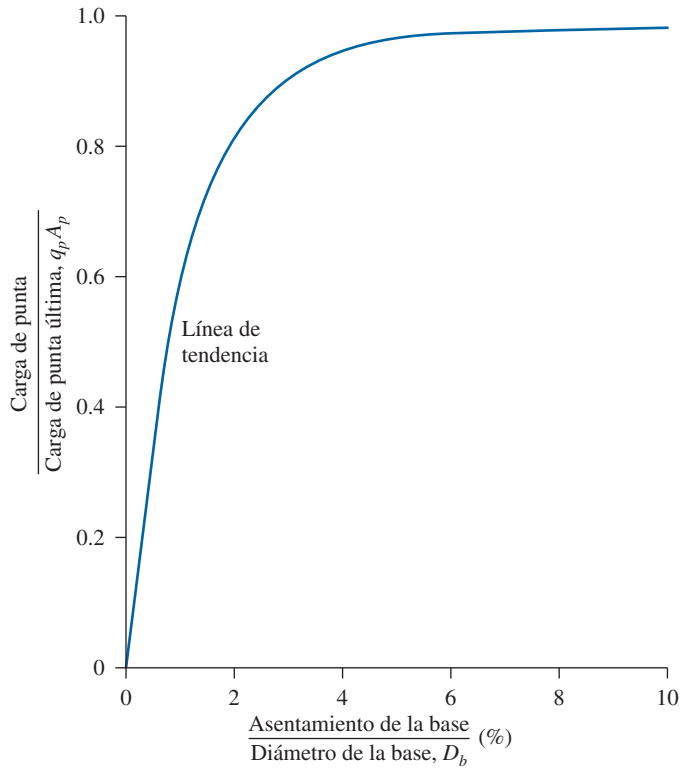


Figura 12.19 Transferencia de carga en la base contra el asentamiento en suelo cohesivo.

Ejemplo 12.4

En la figura 12.20 se muestra una pila perforada sin campana. Aquí, $L_1 = 8.23$ m, $L_2 = 2.59$ m, $D_s = 1$ m, $c_{u(1)} = 50$ kN/m^2 y $c_{u(2)} = 108.75$ kN/m^2. Determine:

a. La capacidad de carga de punta última neta.
b. La resistencia superficial última.
c. La carga de trabajo, Q_w (FS = 3).

Utilice las ecuaciones (12.33), (12.36) y (12.38).

Solución

Parte a

De la ecuación (12.33),

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p c_u N_c^* = A_p c_{u(2)} N_c^* = \left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1)^2\right](108.75)(9) = \mathbf{768.7\ kN}$$

(*Nota:* como $c_{u(2)}/p_a > 1$, $N_c^* \approx 9$).

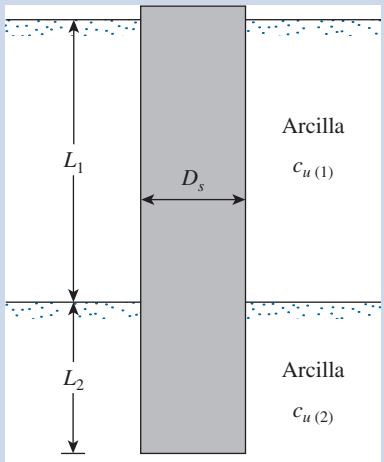


Figura 12.20 Pila perforada sin campana.

Parte b

De la ecuación (12.36),

$$Q_s = \Sigma \alpha^* c_u p \Delta L$$

De la ecuación (12.38),

$$\alpha^* = 0.4$$
$$p = \pi D_s = (3.14)(1.0) = 3.14 \text{ m}$$

y

$$Q_s = (0.4)(3.14)[(50 \times 8.23) + (108.75 \times 2.59)] = \mathbf{871\ kN}$$

Parte c

$$Q_w = \frac{Q_{p(\text{neta})} + Q_s}{\text{FS}} = \frac{768.7 + 871}{3} = \mathbf{546.6\ kN}$$

■

Ejemplo 12.5

En la figura 12.21 se muestra una pila perforada en un suelo cohesivo. Utilice el método de Reese y O'Neill para determinar lo siguiente:

a. La capacidad de soporte de carga última.
b. La capacidad de soporte de carga para un asentamiento permisible de 12 mm.

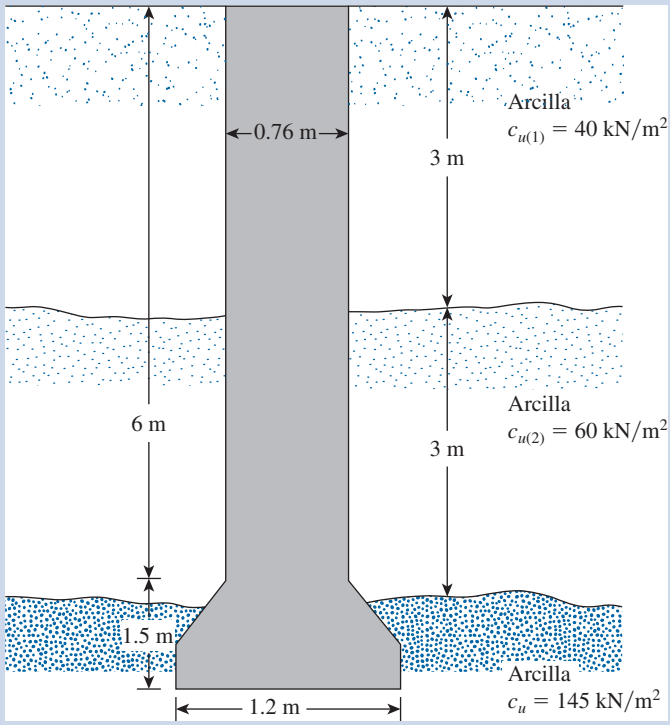


Figura 12.21 Pila perforada en una arcilla estratificada.

Solución

Parte a

De la ecuación (12.39),

$$f_i = \alpha_i^* c_{u(i)}$$

De la figura 12.21,

$$\Delta L_1 = 3 - 1.5 = 1.5 \text{ m}$$
$$\Delta L_2 = (6 - 3) - D_s = (6 - 3) - 0.76 = 2.24 \text{ m}$$
$$c_{u(1)} = 40 \text{ kN/m}^2$$

y

$$c_{u(2)} = 60 \text{ kN/m}^2$$

De aquí,

$$\begin{aligned}\Sigma f_i p \Delta L_i &= \Sigma \alpha_i^* c_{u(i)} p \Delta L_i \\ &= (0.55)(40)(\pi \times 0.76)(1.5) + (0.55)(60)(\pi \times 0.76)(2.24) \\ &= 255.28 \text{ kN}\end{aligned}$$

www.elsolucionario.org

De nuevo, de la ecuación (12.40),

$$q_p = 6c_{ub}\left(1 + 0.2\frac{L}{D_b}\right) = (6)(145)\left[1 + 0.2\left(\frac{6 + 1.5}{1.2}\right)\right] = 1957.5 \text{ kN/m}^2$$

Una revisión revela que

$$q_p = 9c_{ub} = (9)(145) = 1305 \text{ kN/m}^2 < 1957.5 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que se utiliza $q_p = 1305 \text{ kN/m}^2$

$$q_p A_p = q_p\left(\frac{\pi}{4}D_b^2\right) = (1305)\left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.2)^2\right] = 1475.9 \text{ kN}$$

De aquí,

$$Q_{\text{últ}} = \Sigma\alpha_i^* c_{u(i)} p\Delta L_i + q_p A_p = 255.28 + 1475.9 \approx \mathbf{1731\ kN}$$

Parte b

Se tiene

$$\frac{\text{Asentamiento permisible}}{D_s} = \frac{12}{(0.76)(1000)} = 0.0158 = 1.58\%$$

La línea de tendencia que se muestra en la figura 12.18 indica que, para un asentamiento normalizado de 1.58%, la carga lateral normalizada es de aproximadamente 0.9. Así pues, la carga lateral es

$$(0.9)(\Sigma f_i p\Delta L_i) = (0.9)(255.28) = 229.8 \text{ kN}$$

De nuevo,

$$\frac{\text{Asentamiento permisible}}{D_b} = \frac{12}{(1.2)(1000)} = 0.01 = 1\%$$

La línea de tendencia que se muestra en la figura 12.19 indica que, para un asentamiento normalizado de 1%, la carga de punta normalizada es de aproximadamente 0.63, por lo tanto,

$$\text{Carga en la base} = (0.63)(q_p A_p) = (0.63)(1475.9) = 929.8 \text{ kN}$$

Por consiguiente, la carga total es

$$Q = 229.8 + 929.8 = \mathbf{1159.6\ kN}$$

■

12.11 Asentamiento de pilas perforadas ante carga de trabajo

El asentamiento de pilas perforadas ante carga de trabajo se calcula de una manera similar a la resumida en la sección 11.15. En muchos casos, la carga soportada por la resistencia del fuste es pequeña comparada con la carga soportada en la base. En esos casos, la contribución de s_3 se puede ignorar. [Observe que en las ecuaciones (11.74) y (11.75) el término D se debe reemplazar por D_b para pilas perforadas].

Ejemplo 12.6

Consulte la figura 12.20. Estime el asentamiento elástico ante carga de trabajo. Datos: $L_1 = 8$ m, $L_2 = 3$ m, $D_s = 1.5$ m, $c_{u(1)} = 50$ kN/m^2, $c_{u(2)} = 105$ kN/m^2 y carga de trabajo $Q_w = 1005$ kN. Utilice las ecuaciones (11.73), (11.75) y (11.76). Tome $\xi = 0.65$, $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m^2, $E_s = 14\,000$ kN/m^2, $\mu_s = 0.3$ y $Q_{wp} = 250$ kN.

Solución

De la ecuación (11.73),

$$s_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Ahora,

$$Q_{ws} = 1005 - 250 = 755 \text{ kN}$$

por lo tanto,

$$s_{e(1)} = \frac{[250 + (0.65)(755)](11)}{\left(\frac{\pi}{4} \times 1.5^2\right)(21 \times 10^6)} = 0.00022 \text{ m} = 0.22 \text{ mm}$$

De la ecuación (11.75),

$$s_{e(2)} = \frac{Q_{wp} C_p}{D_b q_p}$$

De la tabla 11.13, para arcilla firme, $C_p \approx 0.04$; además,

$$q_p = c_{u(b)} N_c^* = (105)(9) = 945 \text{ kN/m}^2$$

De aquí,

$$s_{e(2)} = \frac{(250)(0.04)}{(1.5)(945)} = 0.0071 \text{ m} = 7.1 \text{ mm}$$

De nuevo, de las ecuaciones (11.76) y (11.77),

$$s_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\left(\frac{D_s}{E_s}\right)(1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

donde

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D_s}} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{11}{1.5}} = 2.95$$

$$s_{e(3)} = \left[\frac{755}{(\pi \times 1.5)(11)}\right]\left(\frac{1.5}{14\,000}\right)(1 - 0.3^2)(2.95) = 0.0042 \text{ m} = 4.2 \text{ mm}$$

El asentamiento total es

$$s_e = s_{e(1)} + s_{e(2)} + s_{e(3)} = 0.22 + 7.1 + 4.2 \approx \mathbf{11.52\ mm}$$ ■

12.12 Capacidad de soporte de carga lateral: método de la carga y del momento característicos

En la sección 11.16 se presentaron varios métodos para analizar la capacidad de soporte de carga lateral de pilotes, así como la capacidad de soporte de carga de pilotes perforados; por lo tanto, aquí no se repetirán. En 1994, Duncan y colaboradores crearon un *método de la carga característica* para estimar la capacidad de carga lateral para pilas perforadas que es muy simple de implementar. A continuación se describe este método.

De acuerdo con el método de la carga característica, la *carga característica,* Q_c, y el *momento característico,* M_c, constituyen la base para la relación adimensional que se puede dar por las correlaciones siguientes:

Carga característica

$$Q_c = 7.34 D_s^2 (E_p R_I)\left(\frac{c_u}{E_p R_I}\right)^{0.68} \quad \text{(para arcilla)} \tag{12.43}$$

$$Q_c = 1.57 D_s^2 (E_p R_I)\left(\frac{\gamma' D_s \phi' K_p}{E_p R_I}\right)^{0.57} \quad \text{(para arena)} \tag{12.44}$$

Momento característico

$$M_c = 3.86 D_s^3 (E_p R_I)\left(\frac{c_u}{E_p R_I}\right)^{0.46} \quad \text{(para arcilla)} \tag{12.45}$$

$$M_c = 1.33 D_s^3 (E_p R_I)\left(\frac{\gamma' D_s \phi' K_p}{E_p R_I}\right)^{0.40} \quad \text{(para arena)} \tag{12.46}$$

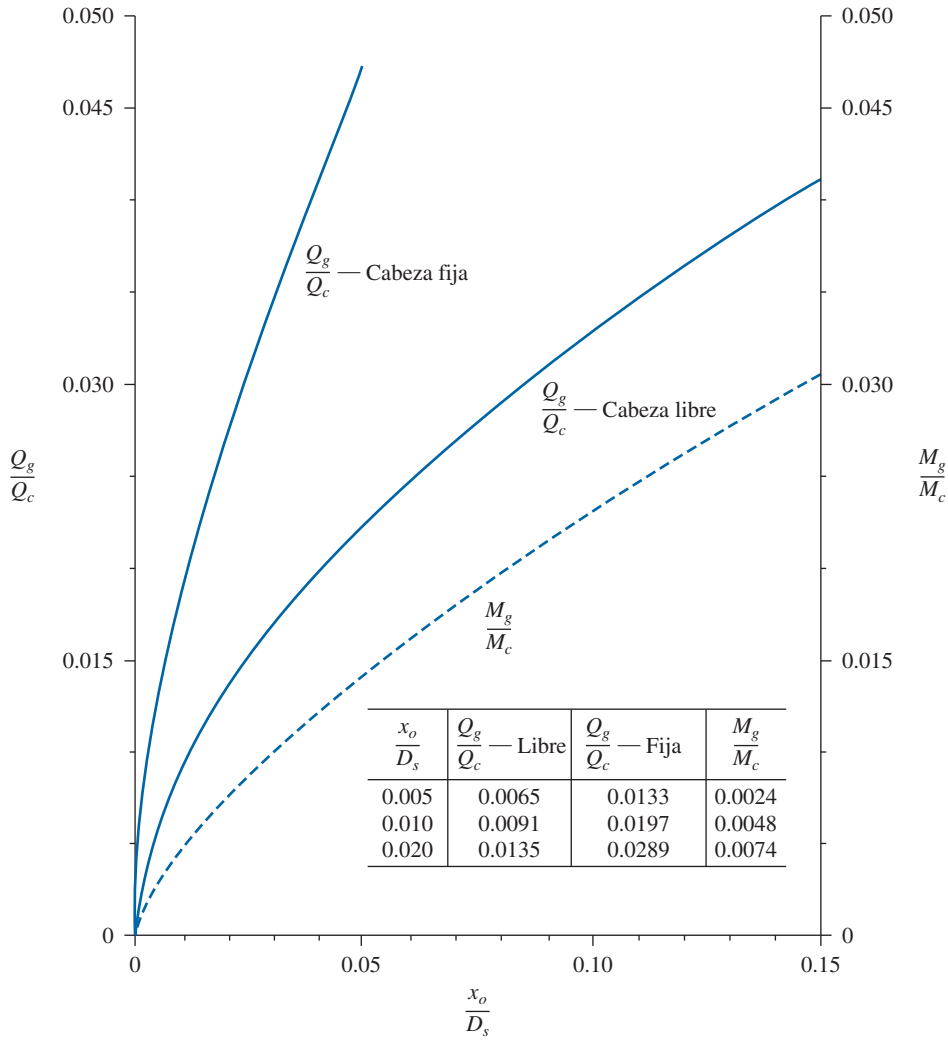
En estas ecuaciones,

D_s = diámetro de la pila perforada
E_p = módulo de elasticidad de la pila perforada
R_I = relación del momento de inercia de la sección de la pila perforada al momento de inercia de una sección sólida. (*Nota:* $R_I = 1$ para una pila sin grietas y sin vacío central)
γ' = peso específico efectivo de la arena
ϕ' = ángulo de fricción efectivo del suelo (grados)
K_p = coeficiente de presión pasiva de Rankine = $\tan^2(45 + \phi'/2)$

Deflexión debida a la carga Q_g aplicada en la línea del terreno

En las figuras 12.22 y 12.23 se muestra la gráfica de Q_g/Q_c contra x_o/D_s para pilas perforadas en arena y arcilla debido a la carga Q_g aplicada en la superficie del terreno. Observe que x_o es la

www.elsolucionario.org



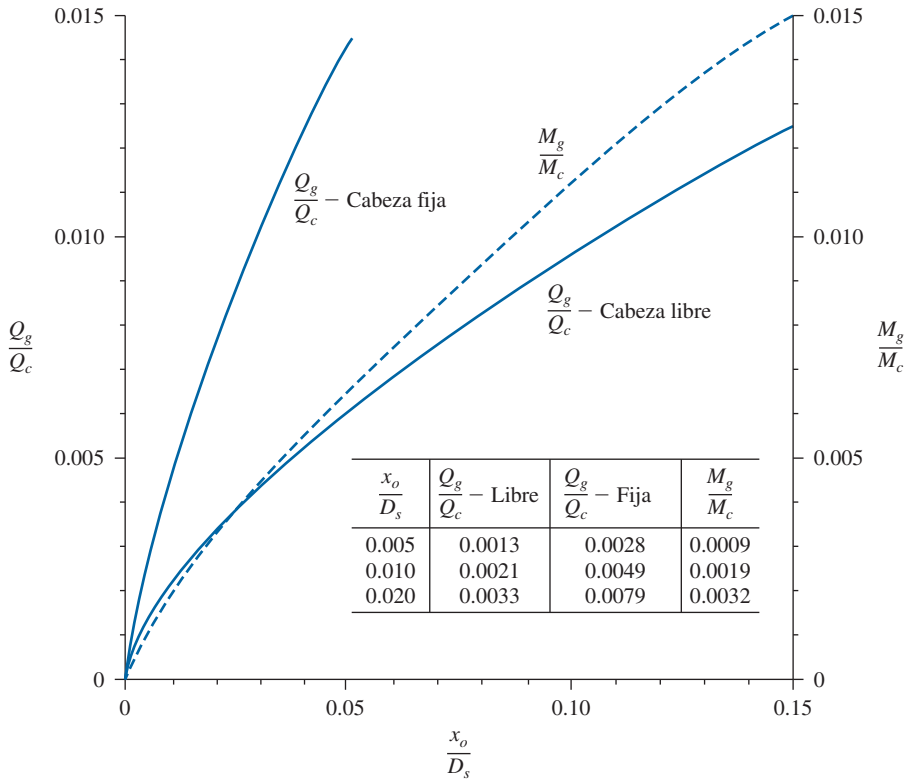
$\frac{x_o}{D_s}$	$\frac{Q_g}{Q_c}$ — Libre	$\frac{Q_g}{Q_c}$ — Fija	$\frac{M_g}{M_c}$
0.005	0.0065	0.0133	0.0024
0.010	0.0091	0.0197	0.0048
0.020	0.0135	0.0289	0.0074

Figura 12.22 Gráfica de $\frac{Q_g}{Q_c}$ y $\frac{M_g}{M_c}$ contra $\frac{x_o}{D_s}$ en arcilla.

deflexión en la línea del terreno. Si se conocen las magnitudes de Q_g y Q_c, la relación Q_g/Q_c se puede calcular. Luego se puede utilizar la figura para estimar el valor correspondiente de x_o/D_s y, de aquí, x_o.

Deflexión debida al momento aplicado en la línea del terreno

En las figuras 12.22 y 12.23 se muestra la gráfica de la variación de M_g/M_c con x_o/D_s para pilas perforadas en arena y arcilla debida a un momento aplicado M_g en la línea del terreno. De nuevo x_o es la deflexión en la línea del terreno. Si se conocen las magnitudes de M_g, M_c y D_s, el valor de x_o se puede calcular consultando la figura.



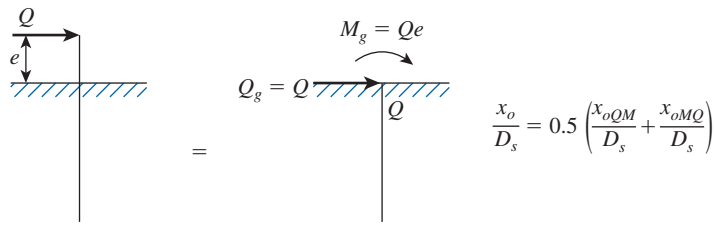
$\frac{x_o}{D_s}$	$\frac{Q_g}{Q_c}$ – Libre	$\frac{Q_g}{Q_c}$ – Fija	$\frac{M_g}{M_c}$
0.005	0.0013	0.0028	0.0009
0.010	0.0021	0.0049	0.0019
0.020	0.0033	0.0079	0.0032

Figura 12.23 Gráfica de $\frac{Q_g}{Q_c}$ y $\frac{M_g}{M_c}$ contra $\frac{x_o}{D_s}$ en arena.

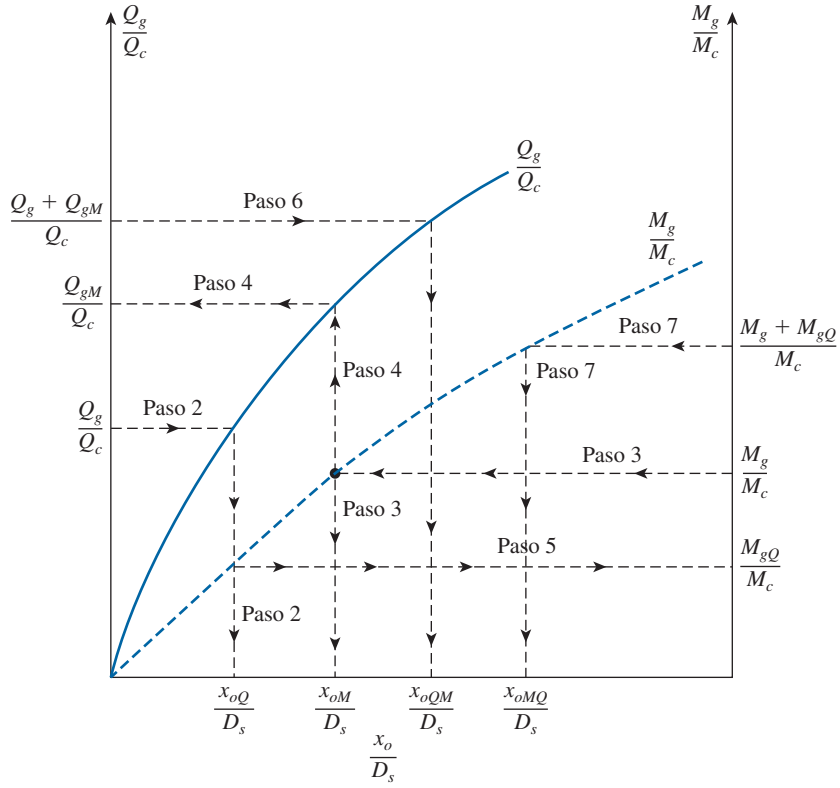
Deflexión debida a una carga aplicada arriba de la línea del terreno

Cuando una carga Q se aplica arriba de la línea del terreno, induce tanto una carga $Q_g = Q$ como un momento $M_g = Q_e$ en la línea del terreno, como se muestra en la figura 12.24a. Ahora se puede utilizar una solución de superposición para obtener la deflexión en la línea del terreno. El procedimiento paso a paso es el siguiente (consulte la figura 12.24b):

Paso 1. Se calculan Q_g y M_g.
Paso 2. Se calcula la deflexión x_{oQ} que se ocasionaría por la carga Q_g actuando sola.
Paso 3. Se calcula la deflexión x_{oM} que se ocasionaría por el momento actuando solo.
Paso 4. Se determina el valor de una carga Q_{gM} que ocasionaría la misma deflexión que el momento (es decir, x_{oM}).
Paso 5. Se determina el valor de un momento M_{gQ} que ocasionaría la misma deflexión que la carga (es decir, x_{oQ}).
Paso 6. Se calcula $(Q_g + Q_{gM})/Q_c$ y se determina x_{oQM}/D_s.
Paso 7. Se calcula $(M_g + M_{gQ})/M_c$ y se determina x_{oMQ}/D_s.



a)



b)

Figura 12.24 Superposición de la deflexión debida a una carga y un momento.

Paso 8. Se calcula la deflexión combinada:

$$x_{o(\text{combindada})} = 0.5(x_{oQM} + x_{oMQ}) \tag{12.47}$$

Momento máximo en una pila perforada debido sólo a carga en la línea del terreno

En la figura 12.25 se muestra la gráfica de Q_g/Q_c con $M_{máx}/M_c$ para pilas perforadas con cabeza fija y libre debida sólo a la aplicación de una carga en la línea del terreno Q_g. Para pilas con cabeza

www.elsolucionario.org

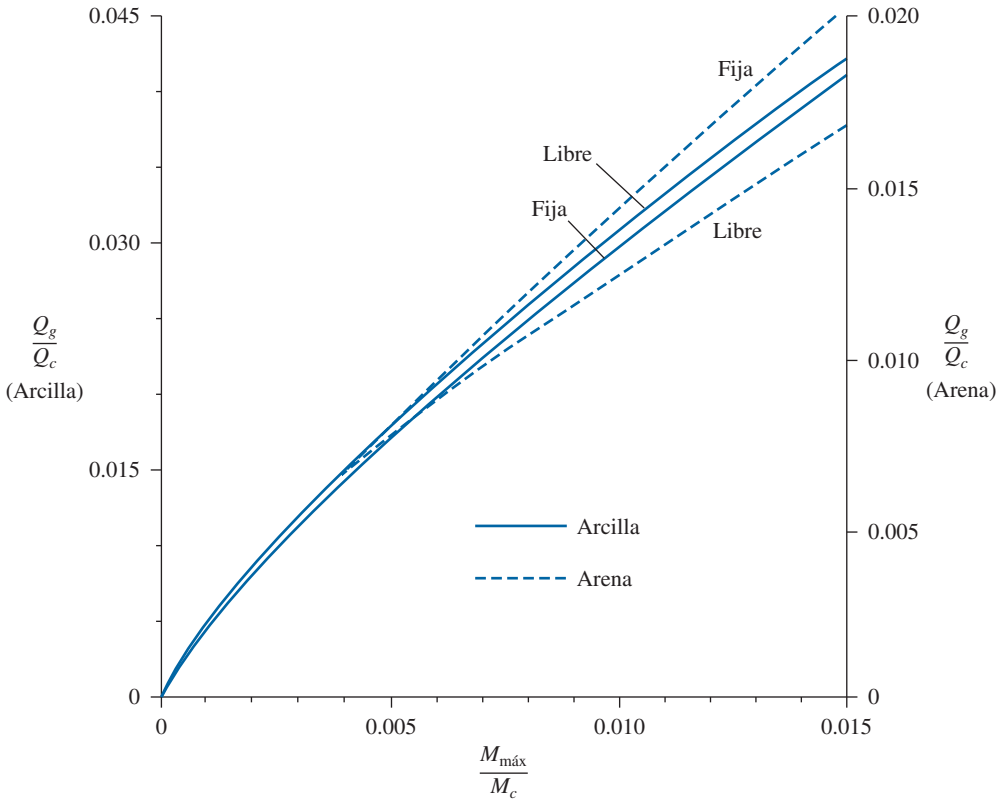


Figura 12.23 Variación de $\frac{Q_g}{Q_c}$ con $\frac{M_{máx}}{M_c}$.

fija, el momento máximo en la pila, $M_{máx}$, ocurre en la línea del terreno. Para esta condición, si se conocen Q_c, M_c y Q_g, la magnitud de $M_{máx}$ se puede calcular con facilidad.

Momento máximo debido a una carga y un momento en la línea del terreno

Si una carga Q_g y un momento M_g se aplican en la línea del terreno, el momento máximo en la pila perforada se puede determinar de la manera siguiente:

Paso 1. Aplicando el procedimiento descrito antes, se calcula $x_{o(\text{combinada})}$ con la ecuación (12.47).

Paso 2. Para despejar la longitud característica T, se utiliza la ecuación siguiente:

$$x_{o(\text{combinada})} = \frac{2.43Q_g}{E_pI_p}T^3 + \frac{1.62M_g}{E_pI_p}T^2 \tag{12.48}$$

Paso 3. El momento en la pila a una profundidad z debajo de la superficie del terreno se puede calcular como

$$M_z = A_mQ_gT + B_mM_g \tag{12.49}$$

donde A_m, B_m = coeficientes adimensionales del momento (Matlock y Reese, 1961); consulte la figura 12.26.

El valor del momento máximo $M_{máx}$ se puede obtener calculando M_z a varias profundidades en la parte superior de la pila perforada.

El método de la carga característica justo descrito es válido sólo si L/D_s tiene un cierto valor mínimo. Si la relación L/D_s real es menor que $(L/D_s)_{mín}$, entonces las deflexiones en la línea del terreno estarán subestimadas y los momentos sobrestimados. Los valores de $(L/D_s)_{mín}$ para pilas perforadas en arena y arcilla se indican en la tabla siguiente:

Arcilla		Arena	
$\frac{E_pR_I}{c_u}$	$(L/D_s)_{mín}$	$\frac{E_pR_I}{\gamma' D_s \phi' K_p}$	$(L/D_s)_{mín}$
1×10^5	6	1×10^4	8
3×10^5	10	4×10^4	11
1×10^6	14	2×10^5	14
3×10^6	18		

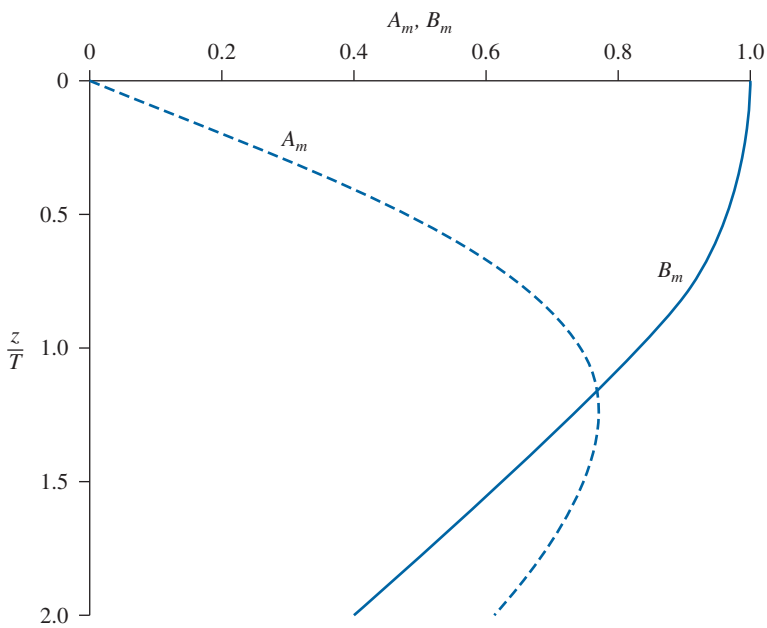


Figura 12.26 Variación de A_m y B_m con z/T.

Ejemplo 12.7

En la figura 12.27 se muestra una pila perforada con cabeza libre. Sea $E_p = 22 \times 10^6\ \text{kN/m}^2$. Determine:

a. La deflexión en la línea del terreno, $x_{o(\text{combinada})}$.
b. El momento flexionante máximo en la pila perforada.
c. El esfuerzo de tensión máximo en la pila.
d. La penetración mínima de la pila necesaria para este análisis.

Solución

Se cuenta con:

$D_s = 1\ \text{m}$
$c_u = 100\ \text{kN/m}^2$
$R_I = 1$
$E_p = 22 \times 10^6\ \text{kN/m}^2$

y

$$I_p = \frac{\pi D_s^4}{64} = \frac{(\pi)(1)^4}{64} = 0.049\ \text{m}^4$$

Parte a

De la ecuación (12.43),

$$Q_c = 7.34 D_s^2 (E_p R_I)\left(\frac{c_u}{E_p R_I}\right)^{0.68}$$

$$= (7.34)(1)^2[(22 \times 10^6)(1)]\left[\frac{100}{(22 \times 10^6)(1)}\right]^{0.68}$$

$$= 37\,607\ \text{kN}$$

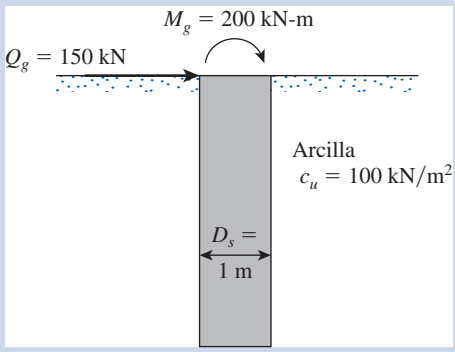


Figura 12.27 Pila perforada con cabeza libre.

www.elsolucionario.org

De la ecuación (12.45),

$$M_c = 3.86 D_s^3 (E_p R_I)\left(\frac{c_u}{E_p R_I}\right)^{0.46}$$

$$= (3.86)(1)^3[(22 \times 10^6)(1)]\left[\frac{100}{(22 \times 10^6)(1)}\right]^{0.46}$$

$$= 296\,139 \text{ kN-m}$$

Por consiguiente,

$$\frac{Q_g}{Q_c} = \frac{150}{37\,607} = 0.004$$

De la figura 12.22, $x_{oQ} \approx (0.0025) D_s = 0.0025$ m $= 2.5$ mm. Además,

$$\frac{M_g}{M_c} = \frac{200}{296\,139} = 0.000675$$

De la figura 12.22, $x_{oM} \approx (0.0014) D_s = 0.0014$ m $= 1.4$ mm, por lo tanto,

$$\frac{x_{oM}}{D_s} = \frac{0.0014}{1} = 0.0014$$

De la figura 12.22, para $x_{oM}/D_s = 0.0014$, el valor de $Q_{gM}/Q_c \approx 0.002$. De aquí,

$$\frac{x_{oQ}}{D_s} = \frac{0.0025}{1} = 0.0025$$

De la figura 12.22, para $x_{oQ}/D_s = 0.0025$, el valor de $M_{gQ}/M_c \approx 0.0013$, por lo tanto,

$$\frac{Q_g}{Q_c} + \frac{Q_{gM}}{Q_c} = 0.004 + 0.002 = 0.006$$

De la figura 12.22, para $(Q_g + Q_{gM})/Q_c = 0.006$, el valor de $x_{oQM}/D_s \approx 0.0046$. De aquí,

$$x_{oQM} = (0.0046)(1) = 0.0046 \text{ m} = 4.6 \text{ mm}$$

Entonces, se tiene

$$\frac{M_g}{M_c} + \frac{M_{gQ}}{M_c} = 0.000675 + 0.0013 \approx 0.00198$$

De la figura 12.22, para $(M_g + M_{gQ})/M_c = 0.00198$, el valor de $x_{oMQ}/D_s \approx 0.0041$. De aquí,

$$x_{oMQ} = (0.0041)(1) = 0.0041 \text{ m} = 4.1 \text{ mm}$$

En consecuencia,

$$x_{o\ (\text{combinanda})} = 0.5(x_{oQM} + x_{oMQ}) = (0.5)(4.6 + 4.1) = \mathbf{4.35\ mm}$$

Parte b

De la ecuación (12.48),

$$x_{o\ (\text{combinada})} = \frac{2.43Q_g}{E_pI_p}T^3 + \frac{1.62M_g}{E_pI_p}T^2$$

Por lo tanto,

$$0.00435\ \text{m} = \frac{(2.43)(150)}{(22 \times 10^6)(0.049)}T^3 + \frac{(1.62)(200)}{(22 \times 10^6)(0.049)}T^2$$

o

$$0.00435\ \text{m} = 338 \times 10^{-6}\,T^3 + 300.6 \times 10^{-6}\,T^2$$

y se deduce que

$$T \approx 2.05\ \text{m}$$

De la ecuación (12.49),

$$M_z = A_m\,Q_g\,T + B_m\,M_g = A_m(150)(2.05) + B_m(200) = 307.5A_m + 200\,B_m$$

Ahora se puede elaborar la tabla siguiente:

$\frac{z}{T}$	A_m (figura 12.26)	B_m (figura 12.26)	M_z (kN-m)
0	0	1.0	200
0.4	0.36	0.98	306.7
0.6	0.52	0.95	349.9
0.8	0.63	0.9	373.7
1.0	0.75	0.845	399.6
1.1	0.765	0.8	395.2
1.25	0.75	0.73	376.6

Por lo tanto, el momento máximo es 399.4 kN-m ≈ 400 kN-m y ocurre en $z/T \approx 1$. De aquí,

$$z = (1)(T) = (1)(2.05\ \text{m}) = \mathbf{2.05\ m}$$

Parte c

El esfuerzo de tensión máximo es

$$\sigma_{\text{tensión}} = \frac{M_{\text{máx}}\left(\frac{D_s}{2}\right)}{I_p} = \frac{(400)\left(\frac{1}{2}\right)}{0.049} = \mathbf{4081.6\ kN/m^2}$$

Parte d

Se tiene

$$\frac{E_p R_I}{c_u} = \frac{(22 \times 10^6)(1)}{100} = 2.2 \times 10^5$$

Por interpolación, para $(E_p R_I)/c_u = 2.2 \times 10^5$, el valor de $(L/D_s)_{\text{mín}} \approx 8.5$. Por lo tanto,

$$L \approx (8.5)(1) = \mathbf{8.5\ m}$$

12.13 Pilas perforadas prolongadas hasta la roca

En la sección 12.1, se hizo notar que las pilas perforadas se pueden prolongar hasta un estrato de roca. En la figura 12.28 se muestra una pila perforada cuya profundidad de empotramiento es igual a L. Cuando se consideren pilas perforadas en roca, se pueden encontrar varias correlaciones entre la capacidad de carga de punta y la *resistencia a la compresión simple de rocas intactas*, q_u. Es importante reconocer que, en el campo, las rocas tienen grietas, uniones y discontinuidades, y que la influencia de estos factores se deben considerar. Teniendo en cuenta esto, Zhang y Einstein (1998) analizaron una base de datos de 39 pruebas en pilas perforadas a escala natural en las que las bases de

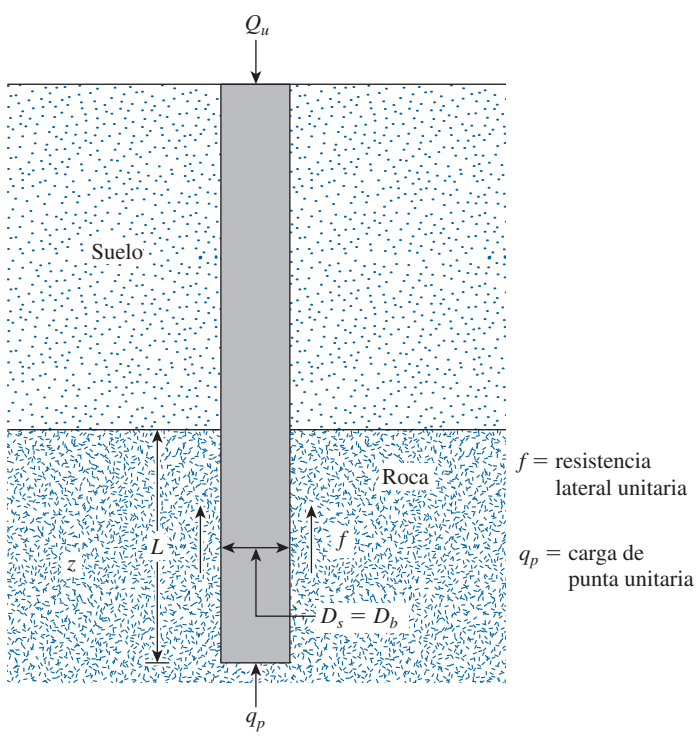


Figura 12.28 Pila perforada empotrada en roca.

www.elsolucionario.org

las pilas se colaron sobre o en *roca suave* generalmente con cierto grado de junteado. Con base en estos resultados, ellos propusieron

$$Q_{u(\text{net})} = Q_p + Q_s = q_p A_p + fpL \tag{12.50}$$

donde la capacidad de carga de punta Q_p se puede expresar como

$$Q_p(\text{MN}) = q_p A_p = [4.83(q_u\ \text{MN/m}^2)^{0.51}][A_p(\text{m}^2)] \tag{12.51}$$

En la figura 12.29 se muestra la gráfica de q_p (MN/m^2) contra q_u(MN/m^2) obtenida a partir de los datos sobre los cuales se basa la ecuación (12.51).

Además, la resistencia lateral Q_s es

$$Q_s(\text{MN}) = fpL = [0.4(q_u\ \text{MN/m}^2)^{0.5}][\pi D_s(\text{m})][L(\text{m})] \quad \text{(para receptáculo liso)} \tag{12.52}$$

y

$$Q_s(\text{MN}) = fpL = [0.8(q_u\ \text{MN/m}^2)^{0.5}][\pi D_s(\text{m})][L(\text{m})] \quad \text{(para receptáculo rugoso)} \tag{12.53}$$

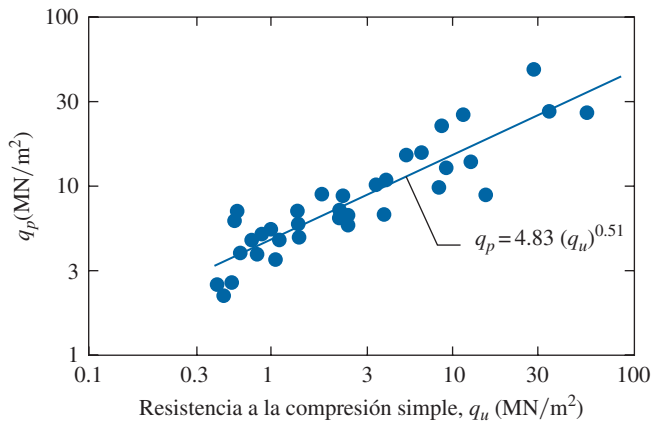


Figura 12.29 Gráfica de q_p contra q_u. (Adaptada de Zhang y Einstein, 1998)

Ejemplo 12.8

En la figura 12.30 se muestra una pila perforada que se prolonga hasta una formación de esquisto. Para los núcleos de roca intacta se obtuvo $q_u = 4.2$ MN/m^2. Estime la capacidad de soporte de carga permisible de la pila perforada. Utilice un factor de seguridad (FS) = 3. Suponga un receptáculo liso para la resistencia lateral.

Solución

De la ecuación (12.51),

$$Q_p = A_p[4.83(q_u)^{0.51}] = \frac{\pi}{4}(1)^2[(4.83)(4.2)^{0.51}] = 7.89 \text{ MN}$$

De nuevo, de la ecuación (12.52),

$$Q_s = 0.4(q_u)^{0.5}(\pi D_s L) = 0.4(4.2)^{0.5}[(\pi)(1)(4)] = 10.3 \text{ MN}$$

De aquí,

$$Q_{\text{perm}} = \frac{Q_u}{\text{FS}} = \frac{Q_p + Q_s}{\text{FS}} = \frac{7.89 + 10.3}{3} = \mathbf{6.06 \text{ MN}}$$

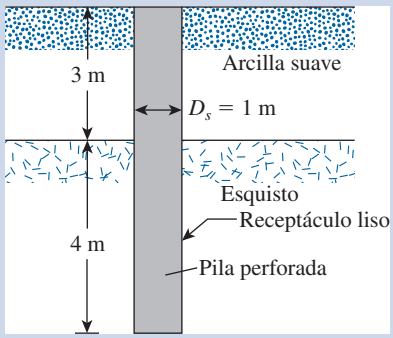


Figura 12.30 Pila perforada que se prolonga hasta roca. ■

Problemas

12.1 En la figura P12.1 se muestra una pila perforada. Determine la capacidad de carga de punta permisible. Datos:

$D_b = 2$ m $\quad \gamma_c = 15.6$ kN/m^3
$D_s = 1.2$ m $\quad \gamma_s = 17.6$ kN/m^3
$L_1 = 6$ m $\quad \phi' = 35°$
$L_2 = 3$ m $\quad c_u = 35$ kN/m^2

Factor de seguridad = 3
Utilice la ecuación (12.18).

12.2 Vuelva a resolver el problema 12.1, esta vez utilizando la ecuación (12.15). Sea $E_s = 600p_a$.

12.3 Para la pila perforada descrita en el problema 12.1, ¿cuál será la resistencia superficial que se desarrollará en los 6 m superiores, que están en arcilla? Utilice las ecuaciones (12.36) y (12.38).

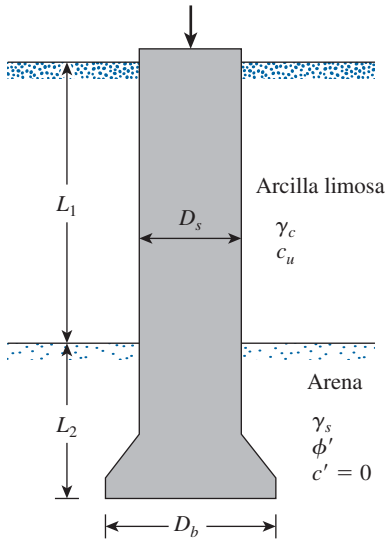


Figura P12.1

12.4 Vuelva a resolver el problema 12.1 con los datos siguientes:

$D_b = 1.75$ m $\quad \gamma_c = 17.8$ kN/m^3
$D_s = 1$ m $\quad \gamma_s = 18.2$ kN/m^3
$L_1 = 6.25$ m $\quad \phi' = 32°$
$L_2 = 2.5$ m $\quad c_u = 32$ kN/m^2

Factor de seguridad = 4

12.5 Vuelva a resolver el problema 12.4 utilizando la ecuación (12.5). Sea $E_s = 400p_a$.

12.6 Para la pila perforada descrita en el problema 12.4, ¿qué fricción superficial se desarrollará en los 6.25 m superiores?

a. Utilice las ecuaciones (12.36) y (12.38).
b. Utilice la ecuación (12.39).

12.7 En la figura P12.7 se muestra una pila perforada sin campana. Suponga los valores siguientes:

$L_1 = 6$ m $\quad c_{u(1)} = 50$ kN/m^2
$L_2 = 7$ m $\quad c_{u(2)} = 75$ kN/m^2
$D_s = 1.5$ m

Determine:

a. La capacidad de carga de punta última neta [utilice las ecuaciones (12.33) y (12.34)].
b. La fricción superficial última [utilice las ecuaciones (12.36) y (12.38)].
c. La carga de trabajo Q_w (factor de seguridad = 3).

12.8 Repita el problema 12.7 con los datos siguientes:

$L_1 = 6.1$ m $\quad c_{u(1)} = 70$ kN/m^2
$L_2 = 3.05$ m $\quad c_{u(2)} = 120$ kN/m^2
$D_s = 0.91$ m

Utilice las ecuaciones (12.39) y (12.40).

12.9 En la figura P12.9 se muestra una pila perforada en arena media. Por medio del método propuesto por Reese y O'Neill, determine lo siguiente:

www.elsolucionario.org

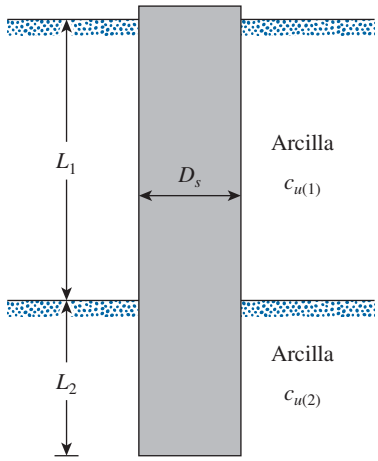


Figura P12.7

a. La resistencia de punta permisible neta para un movimiento de la base de 25 mm.
b. La resistencia por fricción del fuste para un movimiento de la base de 25 mm.
c. La carga total que puede soportar la pila perforada para un movimiento total de la base de 25 mm.

Suponga los valores siguientes:

$L = 12$ m $\quad \gamma = 18$ kN/m^3
$L_1 = 11$ m $\quad \phi' = 38°$
$D_s = 1$ m $\quad D_r = 65\%$ (arena mediana)
$D_b = 2$ m

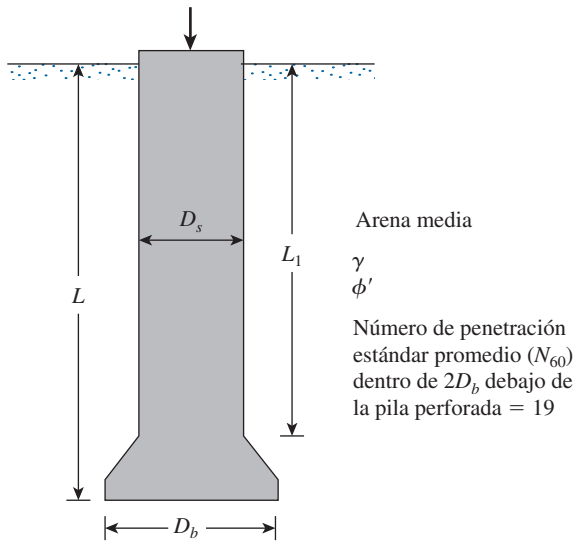


Figura P12.9

12.10 En la figura P12.9, con $L = 7$ m, $L_1 = 6$ m, $D_s = 0.75$ m, $D_6 = 1.25$ m, $\gamma = 18$ kN/m^3 y $\phi' = 37°$. El número de penetración estándar promedio sin corregir (N_{60}) dentro de $2D_b$ debajo de la pila perforada es 29. Determine:

a. La capacidad de soporte de carga última.

b. La capacidad de soporte de carga para un asentamiento de 12 mm.

La arena tiene 35% de grava. Utilice la ecuación (12.30) y las figuras 12.12 y 12.14.

12.11 Para la pila perforada descrita en el problema 12.7, determine:

a. La capacidad de soporte de carga última.

b. La capacidad de soporte de carga para un asentamiento de 25 mm.

Utilice el procedimiento descrito de Reese y O'Neill. (Consulte las figuras 12.18 y 12.19).

12.12 Para la pila perforada descrita en el problema 12.7, estime el asentamiento elástico total a carga de trabajo. Utilice las ecuaciones (11.73), (11.75) y (11.76). Suponga que: $E_p = 20 \times 10^6$ kN/m^2, $C_p = 0.03$, $\xi = 0.65$, $\mu_s = 0.3$, $E_s = 12\,000$ kN/m^2 y $Q_{ws} = 0.8Q_w$. Utilice el valor de Q_w de la parte c) del problema 12.7.

12.13 Para la pila perforada descrita en el problema 12.8, estime el asentamiento elástico total a carga de trabajo. Utilice las ecuaciones (11.73), (11.75) y (11.76). Suponga que: $E_p = 3 \times 10^6$ lb/pulg^2, $C_p = 0.03$, $\xi = 0.65$, $\mu_s = 0.3$, $E_s = 2\,000$ lb/pulg^2 y $Q_{ws} = 0.83Q_w$. Utilice el valor de Q_w de la parte c) del problema 12.8.

12.14 En la figura P12.14 se muestra una pila perforada que se extiende hasta un esquisto de arcilla. Se conoce: q_u(esquisto de arcilla) = 1.81 MN/m^2. Considerando que el receptáculo está rugoso, estime la capacidad de soporte de carga permisible de la pila perforada. Utilice FS = 4.

12.15 En la figura P12.15 se muestra una pila perforada con cabeza libre. Con: $Q_g = 260$ kN, $M_g = 0$, $\gamma = 17.5$ kN/m^3, $\phi' = 35°$, $c' = 0$, y $E_p = 22 \times 10^6$ kN/m^2. Determine:

a. La deflexión en la línea del terreno, x_o.

b. El momento flexionante máximo en la pila perforada.

c. El esfuerzo de tensión máximo en la pila.

d. La penetración mínima de la pila necesaria para este análisis.

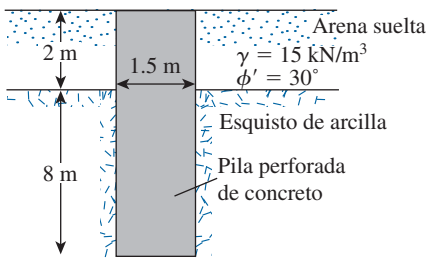


Figura P12.14

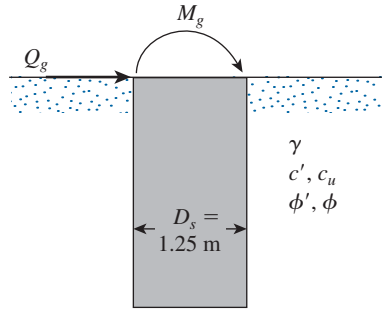


Figura P12.15

Referencias

Berezantzev, V.G., Khristoforov, V.S. y Golubkov, V.N. (1961). "Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations", *Proceedings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, París, vol. 2, pp. 11.15.

Chen, Y.-J., y Kulhawy, F.H. (1994). "Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts under Axial and Lateral Loading", *Final Report, Project*, *1493-04, EPRI TR-104601*, Geotechnical Group, Cornell University, Ithaca, NY, diciembre.

Duncan, J.M., Evans, L.T. Jr., y Ooi, P.S.K. (1994). "Lateral Load Analysis of Single Piles and Drilled Shafts", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 120, núm. 6, pp. 1018-1033.

Kulhawy, F.H. y 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.

Matlock, H. y Reese, L.C. (1961). "Foundation Analysis of Offshore Pile-Supported Structures", en *Proceedings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 2, París, pp. 91-97.

O'Neill, M.W. (1997). Comunicación personal.

O'Neill, M.W. y Reese, L.C. (1999). *Drilled Shafts: Construction Procedure and Design Methods*, FHWA, reporte núm. IF-99-025.

Reese, L.C. y O'Neill, M.W. (1988). *Drilled Shafts: Construction and Design*, FHWA, publicación núm. HI-88-042.

Reese, L.C. y O'Neill, M.W. (1989). "New Design Method for Drilled Shafts from Common Soil and Rock Tests", *Proceedings, Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, American Society of Civil Engineers, vol. 2, pp. 1026-1039.

Reese, L.C., Touma, F.T. y O'Neill, M.W. (1976). "Behavior of Drilled Piers under Axial Loading", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineering, vol. 102, núm. GT5, pp. 493-510.

Rollins, K.M., Clayton, R.J., Mikesell, R.C. y Blaise, B.C. (2005). "Drilled Shaft Side Friction in Gravelly Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 131, núm. 8, pp. 987-1003.

Whitaker, T., y Cooke, R.W. (1966). "An Investigation of the Shaft Base Resistance of Large Bored Piles in London Clay", *Proceedings, Conference on Large Bored Piles*, Institute of Civil Engineers, Londres, pp. 7-49.

Zhang, L., y Einstein, H.H. (1988). "End Bearing Capacity of Drilled Shafts in Rock", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 124, núm. 7, pp. 574-584.

www.elsolucionario.org

13 Cimentaciones en suelos difíciles

13.1 Introducción

En muchas áreas de Estados Unidos y en otras partes del mundo, determinados suelos hacen que la construcción de cimentaciones sea extremadamente difícil. Por ejemplo, los suelos expansivos o colapsables (colapsibles) pueden causar grandes movimientos diferenciales en estructuras como resultado de un excesivo levantamiento o asentamiento. También se originan problemas similares cuando las cimentaciones se construyen sobre rellenos sanitarios. Los ingenieros de cimentaciones deben poder identificar los suelos difíciles cuando los encuentren en el campo. Si bien no todos los problemas ocasionados por todos los suelos se pueden resolver, se pueden tomar medidas preventivas para reducir la posibilidad de daño a estructuras construidas sobre ellas. En este capítulo se destacan las propiedades fundamentales de tres condiciones de suelos importantes: suelos colapsables, suelos expansivos y rellenos sanitarios, y los métodos para una construcción cuidadosa de cimentaciones.

Suelo colapsable

13.2 Definición de tipos de suelos colapsables

Los *suelos colapsables*, que en ocasiones se denominan *suelos colapsibles* o *suelos metaestables*, son suelos no saturados que experimentan un gran cambio de volumen al saturarse. El cambio puede o no ser el resultado de la aplicación de una carga adicional. El comportamiento de los suelos colapsables ante una carga se explica mejor mediante la gráfica común relación de vacíos-presión efectiva (e contra log σ') para un suelo colapsable, como se muestra en la figura 13.1. La rama ab se determina a partir de la prueba de consolidación de una muestra con su contenido de humedad natural. A un nivel de presión efectiva de σ'_w, la relación de vacíos de equilibrio es e_1. Sin embargo, si se introduce agua en la muestra hasta saturarla, la estructura del suelo colapsará. Después de la saturación, la relación de vacíos de equilibrio al mismo nivel de presión efectiva σ'_w es e_2; cd es la rama de la curva e-log σ' ante una carga adicional después de la saturación. Las cimentaciones que se construyen sobre esos suelos pueden experimentar un asentamiento grande y repentino si el suelo abajo de ellos se satura con un suministro no anticipado de humedad. La humedad puede provenir de cualquiera de varias fuentes, como a) tuberías de agua rotas,

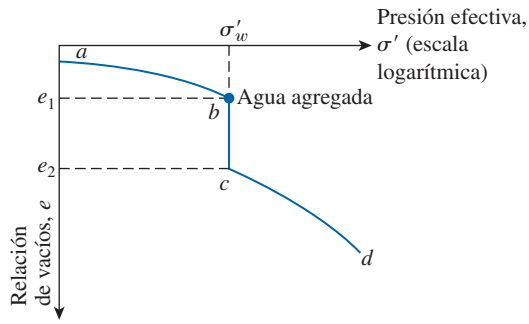


Figura 13.1 Naturaleza de la variación de la relación de vacíos con la presión para un suelo colapsable.

b) drenajes con fugas, c) drenaje de depósitos y albercas, d) un incremento lento en el nivel freático, etcétera. Este tipo de asentamiento causa por lo general un daño estructural considerable. De aquí que la identificación de los suelos colapsables durante la exploración de campo es muy importante.

La mayoría de los suelos colapsables de origen natural son *eólicos*, es decir, arenas o limos depositados por el viento, como los loess, las playas eólicas y los depósitos de polvo volcánico. Los depósitos tienen relaciones de vacíos altas y pesos específicos bajos y sin cohesión o con poca cohesión. Los depósitos de loess tienen partículas de tamaño de limo. La cohesión en los loess puede ser el resultado de recubrimientos de arcilla que rodean a las partículas de tamaño de limo. Los recubrimientos mantienen a las partículas en una condición muy estable en un estado no saturado. La cohesión también puede ser el resultado de la presencia de precipitados químicos lixiviados por el agua de lluvia. Cuando el suelo se satura, los aglutinantes de arcilla pierden su resistencia y experimentan un colapso estructural. En Estados Unidos, grandes áreas del medio oeste y del oeste árido tienen estos tipos de depósitos. Los depósitos de loess también se encuentran en 15 a 20% de Europa y sobre grandes áreas de China. El espesor de los depósitos de loess puede variar hasta aproximadamente 10 m en el centro de Estados Unidos. En partes de China puede ser de hasta 100 m. En la figura 13.2 se muestra la extensión de los depósitos de loess en la cuenca del río Mississippi.

Muchos suelos colapsables pueden ser suelos residuales que son productos del intemperismo de rocas madre. El intemperismo produce suelos con un intervalo amplio de distribución granulométrica. Los materiales solubles y coloidales se lixivian por el intemperismo, lo que resulta en relaciones de vacíos grandes y, por consiguiente, en estructuras inestables. Muchas áreas de Sudáfrica y Zimbabwe tienen suelos residuales que son granitos descompuestos. Estos depósitos se secan y consolidan deficientemente. Una reseña excelente de suelos colapsables es la de Clemence y Finbarr (1981).

13.3 Parámetros físicos para la identificación de suelos colapsables

Varios investigadores han propuesto algunos métodos para evaluar los parámetros físicos de suelos colapsables para su identificación. Algunos de estos métodos se analizan brevemente en la tabla 13.1.

Jennings y Knight (1975) sugirieron un procedimiento para describir el *potencial de colapso* de un suelo. Una muestra de suelo inalterada se toma con su contenido de humedad natural en un anillo de consolidación. Se aplican cargas escalonadas a la muestra hasta un nivel de presión σ'_w de 200 kN/m^2. (En la figura 13.1, ésta es σ'_w). A esa presión, la muestra se inunda para saturarla

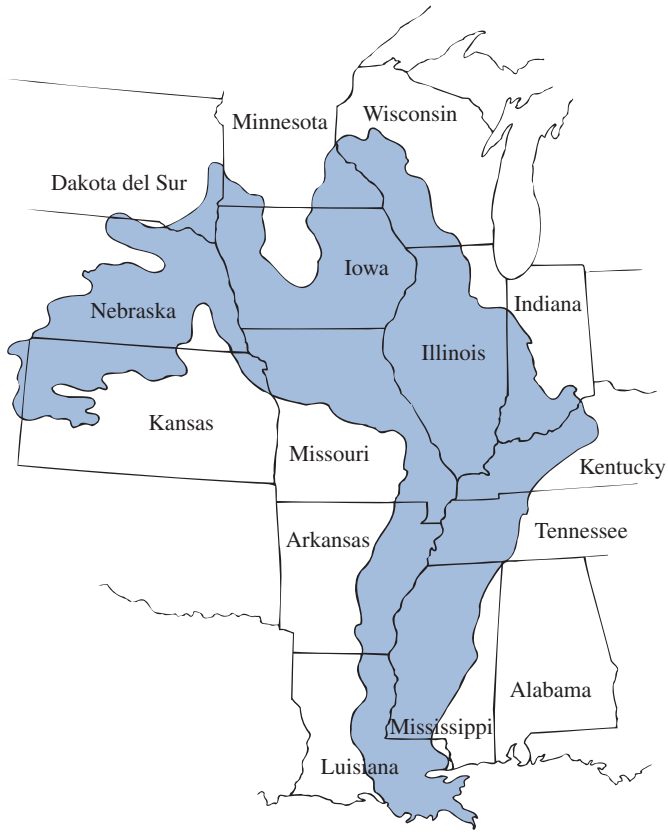


Figura 13.2 Depósito de loess en la cuenca del río Mississippi.

y se deja reposar durante 24 horas. Esta prueba proporciona las relaciones de vacíos e_1 y e_2 antes y después de la inundación, respectivamente. Ahora se puede calcular el potencial de colapso como

$$C_p = \Delta\varepsilon = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_o} \tag{13.1}$$

donde

e_o = relación de vacíos natural del suelo
$\Delta\varepsilon$ = deformación vertical

La severidad de los problemas de cimentación asociada con un suelo colapsable la correlacionaron con el potencial de colapso, C_p, Jennings y Knight (1975). Esta correlación la resumieron Clemence y Finbarr (1981) y se da en la tabla 13.2.

Holtz y Hilf (1961) sugirieron que un suelo tipo loess que tiene una relación de vacíos lo suficientemente grande para permitir que su contenido de humedad exceda su límite líquido al estar saturado es susceptible al colapso. Por lo tanto, para el colapso,

$$w_{(\text{saturado})} \geq \text{LL} \tag{13.2}$$

www.elsolucionario.org

donde LL = límite líquido.

Sin embargo, para suelos saturados

$$e_o = wG_s \tag{13.3}$$

donde G_s = gravedad específica de los sólidos del suelo.

Tabla 13.1 Criterios reportados para la identificación de suelos colapsables[a].

Investigador	Año	Criterios
Denisov	1951	Coeficiente de hundimiento: $K = \dfrac{\text{relación de vacíos en el límite líquido}}{\text{relación de vacíos natural}}$ K = 0.5-0.75: altamente colapsable K = 1.0: marga no colapsable K = 1.5-2: suelos no colapsables
Clevenger	1958	Si el peso específico seco es menor que 12.6 kN/m^3, el asentamiento será grande; si el peso específico seco es mayor que 14 kN/m^3 el asentamiento será pequeño.
Priklonski	1952	$K_D = \dfrac{\text{contenido de humedad natural – límite plástico}}{\text{índice de plasticidad}}$ $K_D < 0$: suelos altamente colapsables $K_D > 0.5$: suelos no colapsables $K_D > 1.0$: suelos expansivos
Gibbs	1961	Relación de colapso, $R = \dfrac{\text{contenido natural de humedad}}{\text{límite líquido}}$ Esto se puso en forma gráfica.
Soviet Building Code	1962	$L = \dfrac{e_o - e_L}{1 + e_o}$ donde e_o = relación de vacíos natural y e_L = relación de vacíos en el límite líquido. Para el grado de saturación natural menor que 60%, si $L > -0.1$, el suelo es un suelo colapsable.
Feda	1964	$K_L = \dfrac{w_o}{S_r} - \dfrac{\text{LP}}{\text{IP}}$ donde w_o = contenido natural de humedad, S_r = grado de saturación natural, LP = límite plástico e IP = índice de plasticidad. Para $S_r < 100\%$, si $K_L > 0.85$, el suelo es un suelo asentable.
Benites	1968	Una prueba de dispersión en la que 2 g de suelo se dejan caer en 12 ml de agua destilada y la muestra se cronometra hasta que se dispersa; los tiempos de dispersión de 20 a 30 *s* se obtuvieron para suelos colapsables de Arizona.
Handy	1973	Loess de Iowa con contenido de arcilla (< 0.002 mm): < 16%: alta probabilidad de colapso 16-24%: probabilidad de colapso 24-32%: menos de 50% de probabilidad de colapso > 32%: suele ser seguro contra el colapso

[a]Modificados por Lutenegger y Saber (1988).

Tabla 13.2 Relación del potencial de colapso para la severidad de problemas de cimentación[a].

C_p (%)	Severidad del problema
0-1	Sin problema
1-5	Problema moderado
5-10	Problema
10-20	Problema severo
20	Problema muy severo

[a]De Clemence, S.P. y A.O. Finbarr (1981). "Design Considerations for Collapsible Soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 107, núm. GT3, pp. 305-317. Con permiso de la ASCE.

Al combinar las ecuaciones (13.2) y (13.3) para suelos colapsables se obtiene

$$e_o \geqslant (\text{LL})(G_s) \tag{13.4}$$

El peso específico seco natural del suelo requerido para su colapso es

$$\gamma_d \leqslant \frac{G_s\gamma_w}{1 + e_o} = \frac{G_s\gamma_w}{1 + (\text{LL})(G_s)} \tag{13.5}$$

Para un valor promedio de $G_s = 2.65$, los valores límite de γ_d para varios límites líquidos ahora se puede calcular con la ecuación (13.5).

En la figura 13.3 se muestra una gráfica de los valores límites anteriores de pesos específicos secos contra los límites líquidos correspondientes. Para cualquier suelo, si el peso específico seco natural se encuentra debajo de la línea límite, es probable que el suelo colapse.

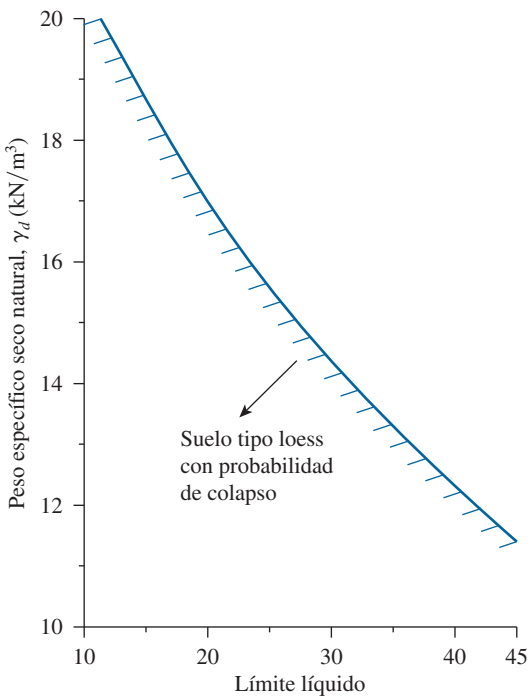


Figura 13.3 Suelo tipo loess con probabilidad de colapso.

Se debe tener cuidado de obtener muestras inalteradas para determinar los potenciales de colapso y los pesos específicos secos, de preferencia muestras en bloque cortadas a mano. La razón es que las muestras obtenidas mediante tubos de pared delgada pueden experimentar determinada compresión durante el proceso de muestreo. Sin embargo, si se utilizan muestras en bloque cortadas, los agujeros excavados se deben hacer *sin agua*.

13.4 Procedimiento para calcular el asentamiento de colapso

Jennings y Knight (1975) propusieron el procedimiento de laboratorio siguiente para determinar el asentamiento de colapso de estructuras al saturarse el suelo:

Paso 1. Se obtienen *dos* muestras de suelo inalteradas para probarlas en un dispositivo de prueba de consolidación estándar (odómetro).
Paso 2. Se colocan las dos muestras ante una presión de 10 kN/m^2 durante 24 horas.
Paso 3. Después de 24 horas, se satura una muestra sumergiéndola. La otra muestra se mantiene con su contenido de humedad natural.
Paso 4. Después de 24 horas de estar sumergida, se continúa la prueba de consolidación en las dos muestras duplicando la carga (la misma que en la prueba de consolidación estándar) hasta el nivel de presión deseado.
Paso 5. Se trazan las gráficas e-log σ' para las dos muestras (figuras 13.4a y b).
Paso 6. Se calcula la presión efectiva *in situ*, σ'_o. Se traza una línea vertical correspondiente a la presión σ'_o.
Paso 7. A partir de la curva e-log σ'_o de la muestra saturada, se determina la presión de preconsolidación, σ'_c. Si $\sigma'_c/\sigma'_o = 0.8\text{-}1.5$, el suelo está normalmente consolidado; sin embargo, si $\sigma'_c/\sigma'_o > 1.5$, el suelo está preconsolidado.

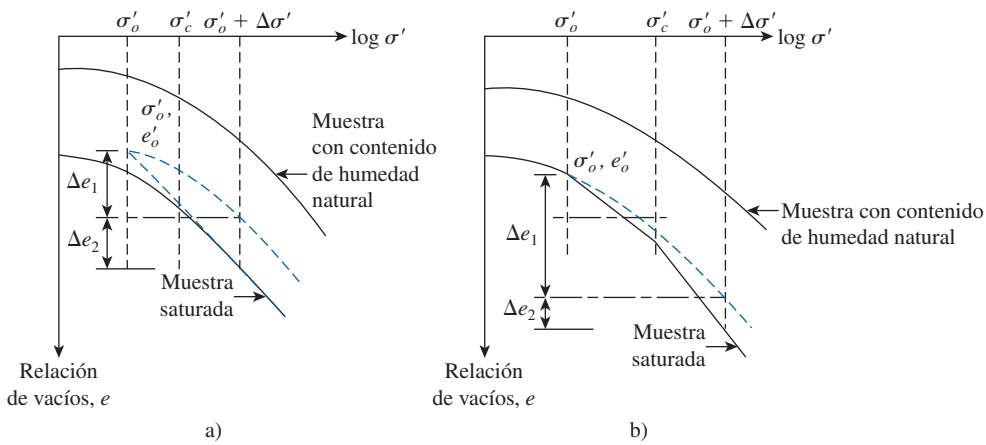


Figura 13.4 Cálculo del asentamiento a partir de una prueba de odómetro doble: a) suelo normalmente consolidado; b) suelo sobreconsolidado.

www.elsolucionario.org

Paso 8. Se determina e'_0, correspondiente a σ'_o a partir de la curva e-log σ'_o de la muestra saturada. (Este procedimiento para suelos normalmente consolidados y sobreconsolidados se muestra en las figuras 13.4a y b, respectivamente).

Paso 9. A través del punto (σ'_o, e'_o) se traza una curva similar a la curva e-log σ'_o obtenida de la muestra probada con su contenido de humedad natural.

Paso 10. Se determina la presión incremental, $\Delta\sigma'$, sobre el suelo causada por la construcción de la cimentación. Se traza una línea vertical correspondiente a la presión de $\sigma'_o + \Delta\sigma'$ en la curva e-log σ'.

Paso 11. Ahora, se determinan Δe_1 y Δe_2. El asentamiento del suelo sin cambio en el contenido de humedad natural es

$$S_{c(1)} = \frac{\Delta e_1}{1 + e'_o}(H) \tag{13.6}$$

donde H = espesor del suelo susceptible al colapso.

Además, el asentamiento ocasionado por el colapso en la estructura del suelo es

$$S_{c(2)} = \frac{\Delta e_2}{1 + e'_o}(H) \tag{13.7}$$

13.5 Diseño de cimentaciones en suelos no susceptibles a humedecerse

Para fines de diseño de cimentaciones reales, también se pueden efectuar algunas pruebas de carga estándar de campo. En la figura 13.5 se muestra la relación de la naturaleza de la carga por área unitaria contra el asentamiento en una prueba de carga de campo en un depósito loessiano. Observe que la relación carga-asentamiento es esencialmente lineal hasta una cierta presión crítica, σ'_{cr}, a la cual se tiene una ruptura de la estructura del suelo y de aquí un asentamiento grande. La ruptura repentina de la estructura del suelo es más común en suelos que tienen un contenido de humedad natural que en suelos normalmente secos.

Si se toman precauciones suficientes en el campo para evitar que la humedad aumente bajo las estructuras, las cimentaciones corridas y las losas de cimentación se pueden construir sobre suelos colapsables. Sin embargo, las cimentaciones se deben dimensionar de manera que nunca

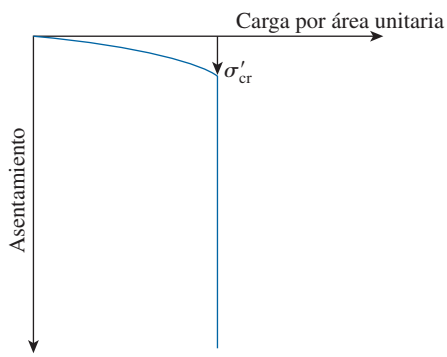


Figura 13.5 Prueba de carga de campo en un suelo loessiano: carga por área unitaria contra el asentamiento.

se excedan los esfuerzos críticos (consulte la figura 13.5) en el campo. Para calcular la presión permisible en el suelo se debe utilizar un factor de seguridad de 2.5 a 3, o

$$\sigma'_{\text{perm}} = \frac{\sigma'_{\text{cr}}}{\text{FS}} \tag{13.8}$$

donde

σ'_{perm} = presión permisible en el suelo
FS = factor de seguridad

Los asentamientos diferencial y total de estas cimentaciones deben ser similares a los de las cimentaciones diseñadas para suelos arenosos.

Las cimentaciones continuas pueden ser más seguras que las aisladas sobre suelos colapsables ya que pueden minimizar efectivamente el asentamiento diferencial. En la figura 13.6 se muestra un procedimiento común para la construcción de cimentaciones continuas. En este procedimiento se utilizan zapatas corridas y vigas longitudinales de soporte de carga.

En la construcción de estructuras pesadas, como elevadores de granos, sobre suelos colapsables, en ocasiones se permiten asentamientos de hasta 0.3 m (Peck, Hanson y Thornburn, 1974). En este caso no es probable que la cimentación se incline, ya que no existe una carga excéntrica. El asentamiento total esperado para esas estructuras se puede estimar a partir de pruebas de consolidación estándar en muestras con contenido de humedad de campo. Sin cargas excéntricas, las cimentaciones presentarán un asentamiento uniforme sobre depósitos loessianos; sin embargo, si el suelo es de naturaleza residual o coluvial, es posible que el asentamiento no sea uniforme. La razón es la no uniformidad que presentan por lo general los suelos residuales.

Se debe tener mucho cuidado al construir estructuras pesadas sobre suelos colapsables. Si se esperan grandes asentamientos, se deben considerar cimentaciones con pilotes y pilas perforadas. Estos tipos de cimentaciones pueden transferir la carga a un estrato de soporte de carga más resistente.

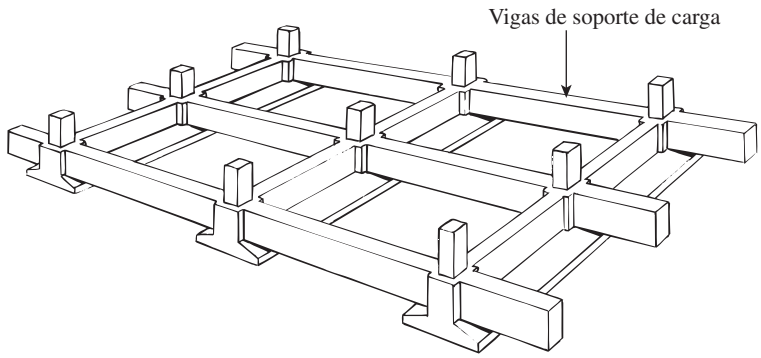


Figura 13.6 Cimentación continua con vigas de soporte de carga. [De Clemence, S.P. y Finbarr, A.O. (1981) "Design Considerations for Collapsible Soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 107, GT3, pp. 305-317. Con permiso de la ASCE].

13.6 Diseño de cimentaciones en suelos susceptibles a humedecerse

Si es probable que el estrato superior de suelo se humedezca y colapse algún tiempo después de la construcción de la cimentación, se pueden considerar varias técnicas de diseño para evitar la falla de la cimentación, como las siguientes:

Compactación dinámica

Si la profundidad de humedecimiento esperada es de 1.5 a 2 m desde la superficie del terreno, el suelo se puede humedecer y volver a compactar mediante rodillos pesados. Sobre el suelo compactado se pueden construir zapatas corridas o losas de cimentación. Una alternativa a la recompactación por rodillos pesados es el *apisonado pesado*, al que en ocasiones se le refiere como *compactación dinámica*. (Consulte el capítulo 14). El apisonado pesado consiste principalmente en dejar caer un peso pesado repetidamente sobre el suelo. La altura de la caída puede variar entre 8 a 30 m. Las ondas de esfuerzo generadas por la caída del peso ayudan a densificar el suelo.

Lutenegger (1986) reportó el uso de la compactación dinámica para estabilizar un estrato grueso de loess friable antes de la construcción de una cimentación en Russe, Bulgaria. Durante la exploración de campo, no se detectó el nivel freático hasta una profundidad de 10 m y el contenido de humedad natural fue menor que el límite plástico. Mediciones iniciales de la densidad hechas en muestras inalteradas de suelo indicaron que el contenido de humedad a la saturación excedería el límite líquido, una propiedad usualmente encontrada en loess colapsable. Para la compactación dinámica del suelo, se excavaron los 1.7 m superiores de corteza. Como martillo se utilizó un peso circular de concreto de 133 kN. En cada punto de la red, la compactación se logró dejando caer el martillo 7 a 12 veces desde una distancia de 2.5 m.

En la figura 13.7 se muestra el peso específico seco del suelo antes y después de la compactación. El incremento en el peso específico seco del suelo muestra que la compactación dinámica se puede emplear de manera efectiva para estabilizar un suelo colapsable.

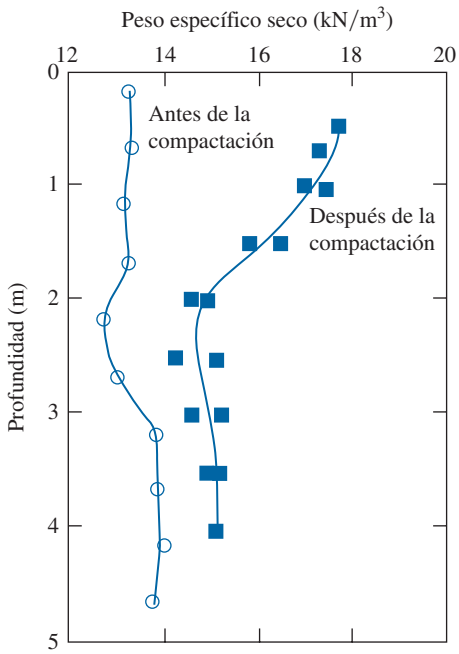


Figura 13.7 Compactación dinámica de un estrato de loess friable en Russe, Bulgaria. (Adaptada de Lutenegger, 1986)

www.elsolucionario.org

Estabilización química

Si las condiciones son favorables, las zanjas de la cimentación se pueden inundar con soluciones de silicato de sodio y cloruro de calcio para estabilizar el suelo químicamente. Entonces el suelo se comportará como una arenisca suave y resistirá el colapso al saturarse. Este método es eficaz sólo si las soluciones pueden penetrar hasta la profundidad deseada; así pues, se aplica mejor en depósitos de arena fina. Los silicatos son muy costosos y por lo general no se utilizan. Sin embargo, en algunas áreas de Denver, los silicatos se han utilizado con mucho éxito.

La inyección de una solución de silicato de sodio para estabilizar depósitos de suelo colapsable se ha utilizado en gran medida en Rusia y Bulgaria (Houston y Houston, 1989). Este proceso, que se utiliza en suelos colapsables secos y en suelos colapsables húmedos que sean probables de comprimirse ante el peso agregado de la estructura que se construirá, consiste de tres pasos:

Paso 1. Inyección de bióxido de carbono para remover cualquier agua presente y para la activación preliminar del suelo.
Paso 2. Inyección de una lechada de silicato de sodio.
Paso 3. Inyección de bióxido de carbono para neutralizar los álcalis.

Vibroflotación y embalse

Cuando el estrato de suelo es susceptible a humedecerse hasta una profundidad de aproximadamente 10 m (≈ 30 pies), se pueden utilizar varias técnicas para ocasionar el colapso del suelo *antes* de que se inicie la construcción de la cimentación. Dos de estas técnicas son la *vibroflotación* y el *embalse* (también denominado *inundación*). La vibroflotación se emplea con éxito en suelos con drenaje libre. (Consulte el capítulo 14). El embalse, mediante la construcción de diques de baja altura, se utiliza en emplazamientos que no tienen capas impermeables. Sin embargo, aun después de la saturación y el colapso del suelo por el embalse, puede ocurrir cierto asentamiento adicional del suelo después del inicio de la construcción de la cimentación. El asentamiento adicional también puede ser ocasionado por una saturación incompleta del suelo al momento de la construcción. El embalse se puede utilizar de manera eficaz en la construcción de presas de tierra.

Extensión de la cimentación más allá de la zona de humedecimiento

Si no es práctico el precolapso del suelo, las cimentaciones se pueden extender más allá de la zona de humedecimiento posible, aunque la técnica puede requerir pilas perforadas y pilotes. En el diseño de pilas perforadas y pilotes se debe tomar en cuenta el efecto de la fricción superficial negativa resultante del colapso de la estructura del suelo y por el asentamiento asociado de la zona de humedecimiento subsecuente.

En algunos casos, se puede considerar *un tipo de cimentación con columna de roca* (*vibrorreemplazo*). Las columnas de roca se construyen con grandes boleos que penetran el estrato de suelo colapsable. Éstas actúan como pilotes al transferir la carga hasta un estrato de suelo más estable.

Suelos expansivos

13.7 Naturaleza general de los suelos expansivos

Muchas arcillas plásticas se hinchan considerablemente cuando se agrega agua y luego se contraen cuando pierden el agua. Las cimentaciones construidas sobre ese tipo de arcillas están sujetas a grandes fuerzas de levantamiento ocasionadas por la expansión. Estas fuerzas inducen levantamiento, agrietamiento y el rompimiento tanto de las cimentaciones de edificios como de los elementos de una



Figura 13.8 Grietas en un muro debidas al levantamiento de una arcilla expansiva. (*Cortesía de Anand Puppala, University of Texas en Arlington, Arlington, Texas*)

losa de cimentación sobre una base. En la figura 13.8 se muestran las grietas en un muro ocasionadas por un levantamiento excesivo. Las arcillas expansivas se encuentran en grandes áreas de Estados Unidos, América del Sur, África, Australia e India. En Estados Unidos, estas arcillas predominan en Texas, Oklahoma y en la parte superior del Missouri Valley. En general, las arcillas expansivas tienen límites líquidos e índices de plasticidad mayores que 40 y 15, respectivamente.

Como se indicó antes, el aumento y la disminución del contenido de humedad ocasiona que una arcilla se expanda y se contraiga. En la figura 13.9 se muestran las grietas de contracción sobre la superficie del terreno de una arcilla intemperizada de la formación de esquisto de Eagle Ford en Dallas-Fort Worth, en el área de Texas. A la profundidad en un suelo hasta la cual pueden ocurrir cambios periódicos de humedad suele referírsele como *zona activa* (consulte la figura 13.10). La profundidad de la zona activa varía, dependiendo de la ubicación del emplazamiento. Algunas profundidades comunes de la zona activa en ciudades de Estados Unidos se dan en la tabla 13.3. En algunas arcillas y esquistos de arcilla en el oeste de Estados Unidos, la profundidad de la zona activa puede ser hasta de 15 m. La profundidad de esta zona se puede determinar con facilidad trazando el índice líquido contra la profundidad del perfil del suelo a lo largo de varias estaciones. En la figura 13.11 se muestra una gráfica de la formación Beaumont en el área de Houston.

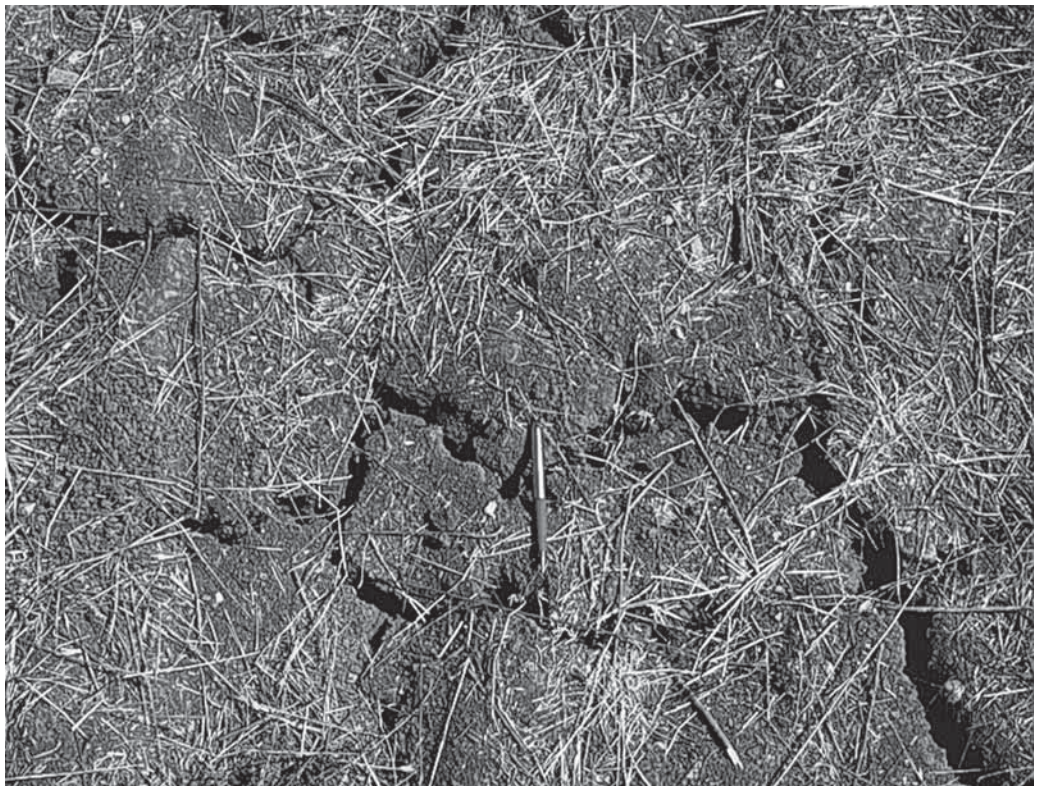


Figura 13.9 Grietas de contracción sobre la superficie del terreno en una arcilla intemperizada de la formación de esquisto de Eagle Ford en el área de Dallas-Fort Worth. (*Cortesía de Thomas M. Petry, Missouri University of Science and Technology, Rolla, Missouri*)

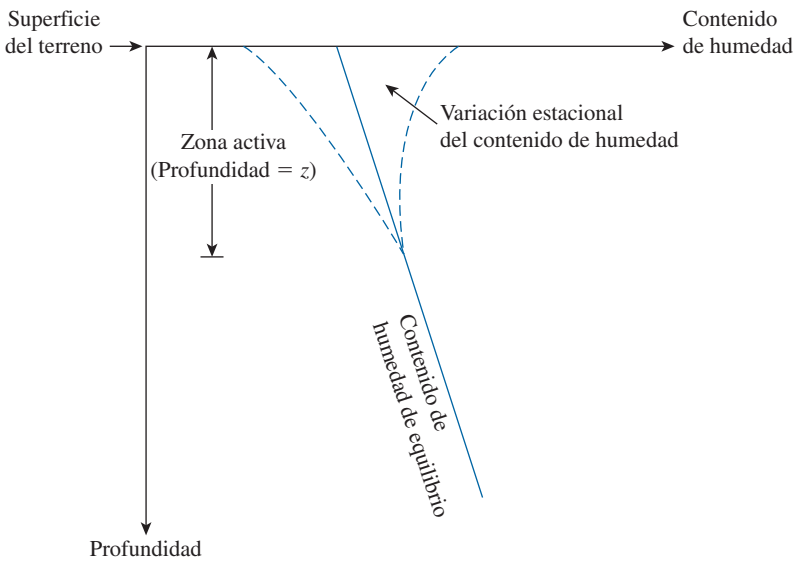


Figura 13.10 Definición de la zona activa.

www.elsolucionario.org

Tabla 13.3 Profundidades comunes de la zona activa en algunas ciudades de Estados Unidos[a].

City	Profundidad de la zona activa (m)
Houston	1.5 a 3
Dallas	2.1 a 4.6
San Antonio	3 a 9
Denver	3 a 4.6

[a]Según O'Neill y Poormoayed (1980). (O'Neill, M.W. y Poormoayed, N. (1980). "Methodology for Foundations on Expansive Clays", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 106, núm. GT12, pp. 1345-1367. Con permiso de la ASCE).

Las grietas por contracción se pueden extender muy adentro de la zona activa. En la figura 13.12 se muestran grietas por contracción interconectadas que se extienden desde la superficie del terreno hacia la zona activa en una arcilla expansiva.

Para estudiar la magnitud de la expansión posible en una arcilla, se pueden realizar pruebas simples de laboratorio con un oedómetro en muestra inalteradas. Dos pruebas comunes son la *prueba de expansión sin restricciones* y la *prueba de presión de expansión*. Las dos se describen en las secciones siguientes.

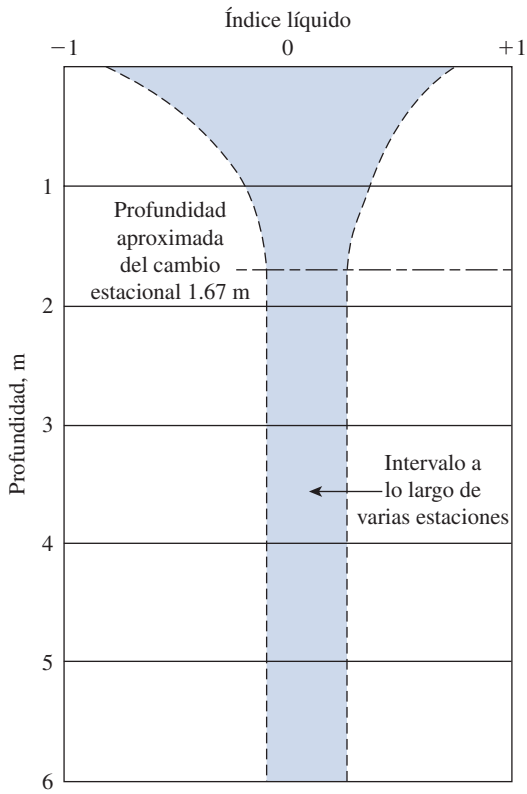


Figura 13.11 Zona activa en el área de Houston, formación Beaumont (O'Neill, M.W. y Poormoayed, N. (1980). "Methodology for Foundations on Expansive Clays". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 106, núm. GT12, pp. 1345-1367. Con permiso de la ASCE).

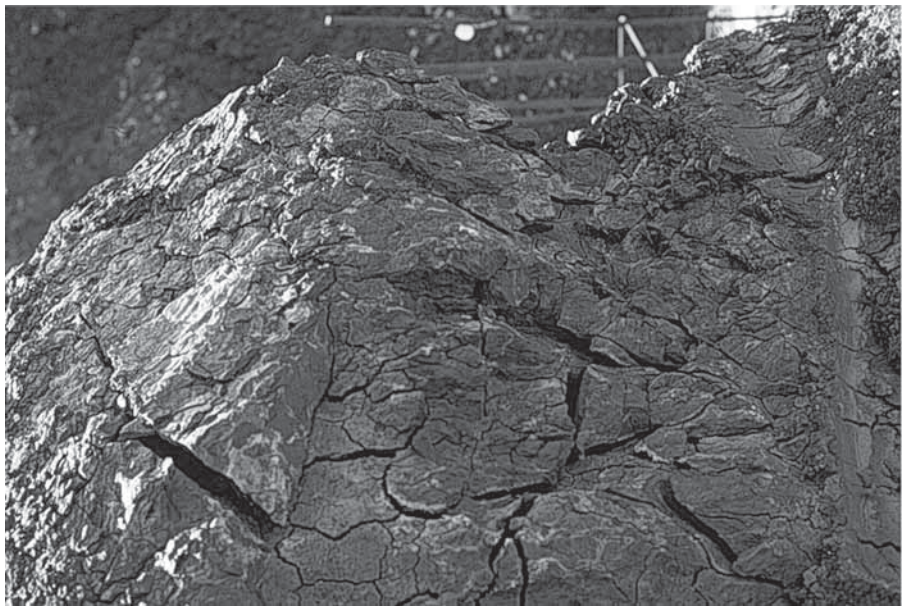


Figura 13.12 Grietas de contracción interconectadas que se extienden desde la superficie del terreno hacia la zona activa. (*Cortesía de Thomas M. Petry, Missouri University of Science and Technology, Rolla, Missouri*)

13.8 Prueba de expansión simple

En la *prueba de expansión simple*, la muestra se coloca en un oedómetro ante una sobrecarga pequeña de aproximadamente 6.9 kN/m^2 (1 lb/pie^2). Luego se agrega agua a la muestra y se mide la expansión del volumen de la muestra (es decir, su altura; el área de la sección transversal es constante) hasta que se alcance el equilibrio. Entonces el porcentaje de expansión libre se puede expresar como la relación

$$s_{w(\text{libre})}(\%) = \frac{\Delta H}{H}(100) \tag{13.9}$$

donde

$s_{w(\text{libre})}$ = expansión libre, como un porcentaje
ΔH = altura de la expansión debida a la saturación
H = altura original de la muestra

Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) analizaron varios resultados de prueba obtenidos de esta manera y elaboraron una gráfica de correlación de la expansión libre, el límite líquido y el contenido de humedad natural, como se muestra en la figura 13.13. O'Neill y Poormoayed (1980) desarrollaron una relación para calcular la expansión superficial libre a partir de esta gráfica:

$$\Delta S_F = 0.0033 Z s_{w(\text{libre})} \tag{13.10}$$

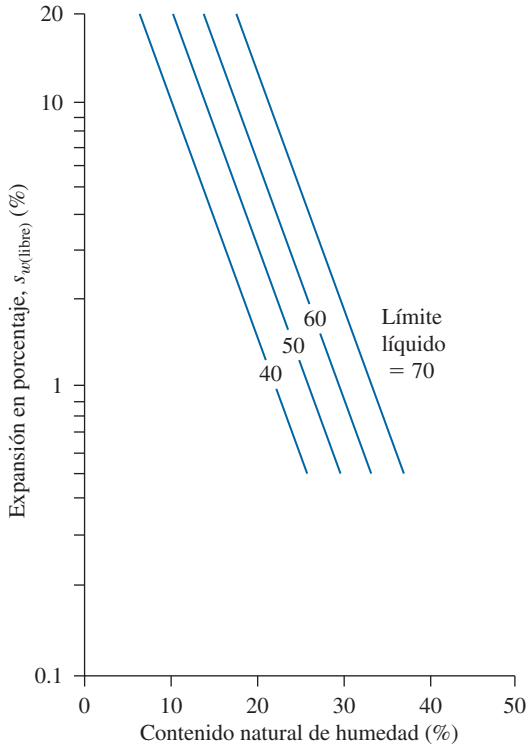


Figura 13.13 Relación entre el porcentaje de expansión libre, el límite líquido y el contenido natural de humedad. [De Vijayvergiya, V.N. y Ghazzaly, O.I. (1973). "Prediction of Swelling Potential of Natural Clays", Proceedings, Third International Research and Engineering Conference on Expansive Clays, pp. 227-234. Con permiso de la ASCE].

donde

ΔS_F = expansión superficial libre
Z = profundidad de la zona activa
$s_{w(\text{libre})}$ = expansión libre, como un porcentaje

A continuación se describen brevemente los dos métodos.

13.9 Prueba de presión de expansión

La presión de expansión se puede determinar por medio de dos tipos diferentes de pruebas. Estas son

- Prueba de consolidación convencional
- Prueba a volumen constante

A continuación se describen brevemente los dos métodos.

Prueba de consolidación convencional

En este tipo de prueba, la muestra se coloca en un oedómetro ante una sobrecarga pequeña de aproximadamente 6.9 kN/m^2. Se agrega agua a la muestra, permitiéndole que se expanda y alcance una posición de equilibrio después de cierto tiempo. Luego, se agregan cargas en pasos convenientes y se consolida la muestra. La gráfica de la deformación de la muestra (δ) contra log σ' se muestra en la figura 13.14. La gráfica de δ contra log σ' cruza la línea horizontal a través del punto de la condición original. La presión correspondiente al punto de intersección es la *presión de expansión cero*, σ'_{sw}.

www.elsolucionario.org

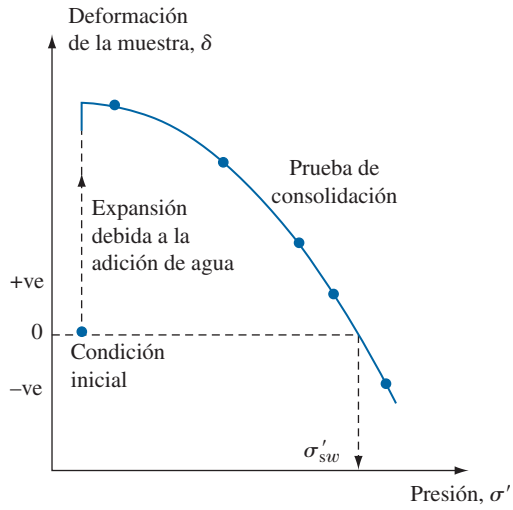


Figura 13.14 Presión de expansión cero de una prueba de consolidación convencional.

Prueba a volumen constante

La *prueba a volumen constante* se realiza colocando una muestra en un anillo de consolidación y aplicando una presión igual a la presión de sobrecarga efectiva, σ'_o, más la sobrecarga anticipada aproximada causada por la cimentación, σ'_s. Luego se agrega agua a la muestra. A medida que la muestra empieza a expandirse, se aplica presión en incrementos pequeños para evitar la expansión. La presión se mantiene hasta que se desarrolle la presión de expansión sobre la muestra, momento en el cual la presión total es

$$\sigma'_{sw} = \sigma'_o + \sigma'_s + \sigma'_1 \tag{13.11}$$

donde

σ'_{sw} = presión total aplicada para evitar la expansión, o presión de expansión cero
σ'_1 = presión adicional aplicada para evitar la expansión después de la adición de agua

En la figura 13.15 se muestra la variación del porcentaje de expansión con la presión efectiva durante una prueba de presión de expansión. (Para más información sobre este tipo de prueba, consulte Sridharan y colaboradores, 1986).

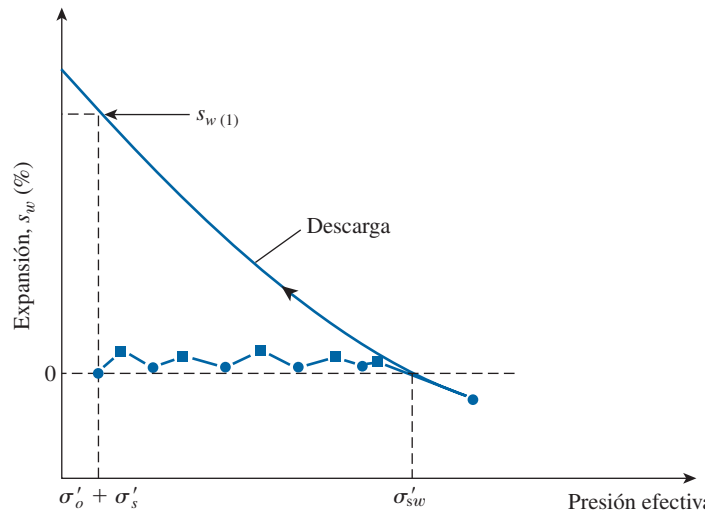


Figura 13.15 Prueba de presión de expansión.

Una presión σ'_{sw} de 20 a 30 kN/m^2 se considera baja y una presión σ'_{sw} de 1500 a 2000 kN/m^2 se considera alta. Después de que se alcanza la presión de expansión cero, la muestra se puede descargar en pasos hasta el nivel de la presión de sobrecarga efectiva, σ'_o. El proceso de descarga ocasionará que la muestra se expanda. También se registra la expansión de equilibrio para cada nivel de presión. La variación de la expansión, s_w en porcentaje y la presión aplicada sobre la muestra será como se muestra en la figura 13.15.

La prueba a volumen constante se utiliza para determinar el levantamiento de la superficie, ΔS, para una cimentación (O'Neill y Poormoayed, 1980) según la fórmula

$$\Delta S = \sum_{i=1}^{n} [s_{w(1)}\,(\%)](H_i)(0.01) \tag{13.12}$$

donde

$S_{w(1)}(\%)$ = expansión, en porcentaje, para el estrato i ante una presión de $\sigma'_o + \sigma'_s$ (consulte la figura 13.15)

ΔH_i = espesor del estrato i

Es importante destacar que es posible que la presión de expansión cero (σ'_{sw}) obtenida de la prueba de consolidación convencional y de la prueba a volumen constante no sean iguales. En la tabla 13.4 se resumen algunos resultados de pruebas de laboratorio de Sridharan y colaboradores (1986) para ilustrar este punto. Sridharan y colaboradores (1986) también demostraron que la presión de expansión cero es una función del peso específico seco del suelo, pero no del contenido natural de humedad (figura 13.16).

Tabla 13.4 Comparación de la presión de expansión cero obtenida de pruebas de consolidación convencionales y de pruebas a volumen constante: resumen de los resultados de pruebas de Sridharan y colaboradores (1986).

Suelo	Límite líquido	Índice de plasticidad	Relación de vacíos inicial, e_i	σ'_{sw} (kN/m^2)	
				Prueba de consolidación	Prueba a volumen constante
BC-1	80	44	0.893	294.3	186.4
BC-4	98	57	1.002	382.6	251.8
BC-5	96	65	0.742	500.3	304.1
BC-7	96	66	0.572	1275.3	372.8
BC-8	94	62	0.656	147.2	68.7

Ejemplo 13.1

Un perfil de un suelo tiene una zona activa de suelo expansivo de 1.83 m. El límite líquido y el contenido de humedad natural promedio durante la estación de construcción son 50 y 20%, respectivamente. Determine la expansión de la superficie libre.

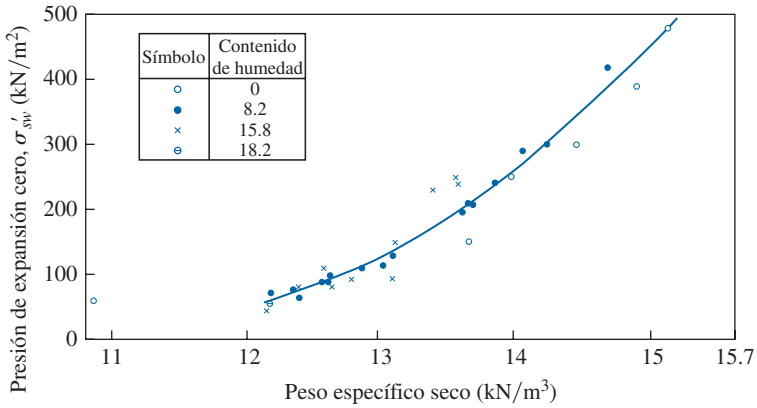


Figura 13.16 Gráfica de presión de expansión cero con el peso específico seco del suelo. (Según Sridharan y colaboradores, 1986). Derechos de autor de la ASTM INTERNATIONAL. Reimpresa con permiso).

Solución

De la figura 13.13, para LL = 50% y $w = 20\%$, $s_{w(\text{libre})} = 3\%$. De la ecuación (13.10),

$$\Delta S_F = 0.0033 Z s_{w(\text{libre})}$$

De aquí,

$$\Delta S_F = 0.0033(1.83)(3)(12) = \mathbf{18.12\ mm}$$ ■

Ejemplo 13.2

La profundidad de la zona activa de un perfil de suelo es de 3.5 m. Si se coloca una cimentación a 0.5 m bajo la superficie del terreno, ¿cuál será la expansión total estimada? Los datos siguientes se obtuvieron de pruebas de laboratorio:

Profundidad (m)	Expansión ante presión de sobrecarga efectiva y de sobrecarga estimada de la cimentación, $s_{w(1)}$(%)
0.5	2
1	1.5
2	0.75
3	0.25

Solución

Los valores de $s_{w(1)}(\%)$ están trazados con la profundidad en la figura 13.17a. El área de este diagrama será la expansión total. De acuerdo con la regla del trapecio se obtiene

$$\Delta S = \frac{1}{100}\left[\frac{1}{2}(1)(0 + 0.5) + \frac{1}{2}(1)(0.5 + 1.1) + \frac{1}{2}(1)(1.1 + 2)\right]$$

$$= 0.026\ \text{m} = \mathbf{26\ mm}$$

www.elsolucionario.org

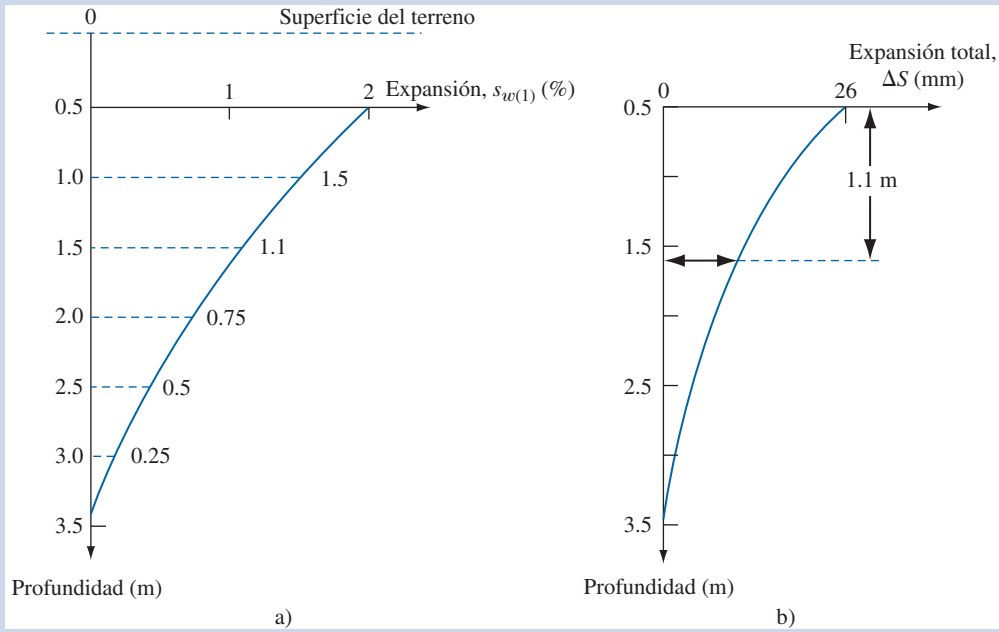


Figura 13.17 a) Variación de $s_{w(1)}$ con la profundidad; b) variación de ΔS con la profundidad.

Ejemplo 13.3

En el ejemplo 13.2, si la expansión total permisible es de 10 mm, ¿cuál será el recorte necesario para reducir la expansión total?

Solución

Utilizando el procedimiento descrito en el ejemplo 13.2, a partir de la figura 13.17a se puede calcular la expansión total a varias profundidades debajo de la cimentación como sigue:

Profundidad (m)	Expansión total ΔS (mm)
3.5	0
3	$0 + \left[\frac{1}{2}(0.5)(0.25)\right]\frac{1}{100} = 0.000625 \text{ m} = 0.625 \text{ mm}$
2.5	$0.000625 + \frac{1}{100}\left[\frac{1}{2}(0.5)(0.25 + 0.5)\right] = 0.0025 \text{ m} = 2.5 \text{ mm}$
1.5	$0.0025 + \frac{1}{100}\left[\frac{1}{2}(1)(0.5 + 1.1)\right] = 0.0105 \text{ m} = 10.5 \text{ mm}$
0.5	26 mm

Trazados en la figura 13.17b, estos asentamientos totales muestran que una expansión total de 10 mm corresponde a una profundidad de 1.6 m debajo de la superficie del terreno.

De aquí, el recorte necesario debajo de la cimentación es **1.6 – 0.5 = 1.1 m.** Este suelo se debe excavar, reemplazar con suelo no expansivo y recompactar.

13.10 Clasificación de suelos expansivos con base en pruebas índice

Los sistemas de clasificación para suelos expansivos se basan en los problemas que ocasionan en la construcción de cimentaciones (expansión potencial). La mayoría de las clasificaciones encontradas en la bibliografía correspondiente se resumen en la figura 13.18 y en la tabla 13.5. Sin embargo, el sistema de clasificación desarrollado por la U.S. Army Waterways Experiment Station (Snethen y colaboradores, 1977) es la de más uso común en Estados Unidos. O'Neill y Poormoayed (1980) también lo resumieron; consulte la tabla 13.6, Sridharan (2005) propuso un índice denominado *relación de expansión libre* para predecir el tipo de arcilla, la clasificación del potencial de expansión y los minerales de arcilla dominantes presentes en un suelo dado.

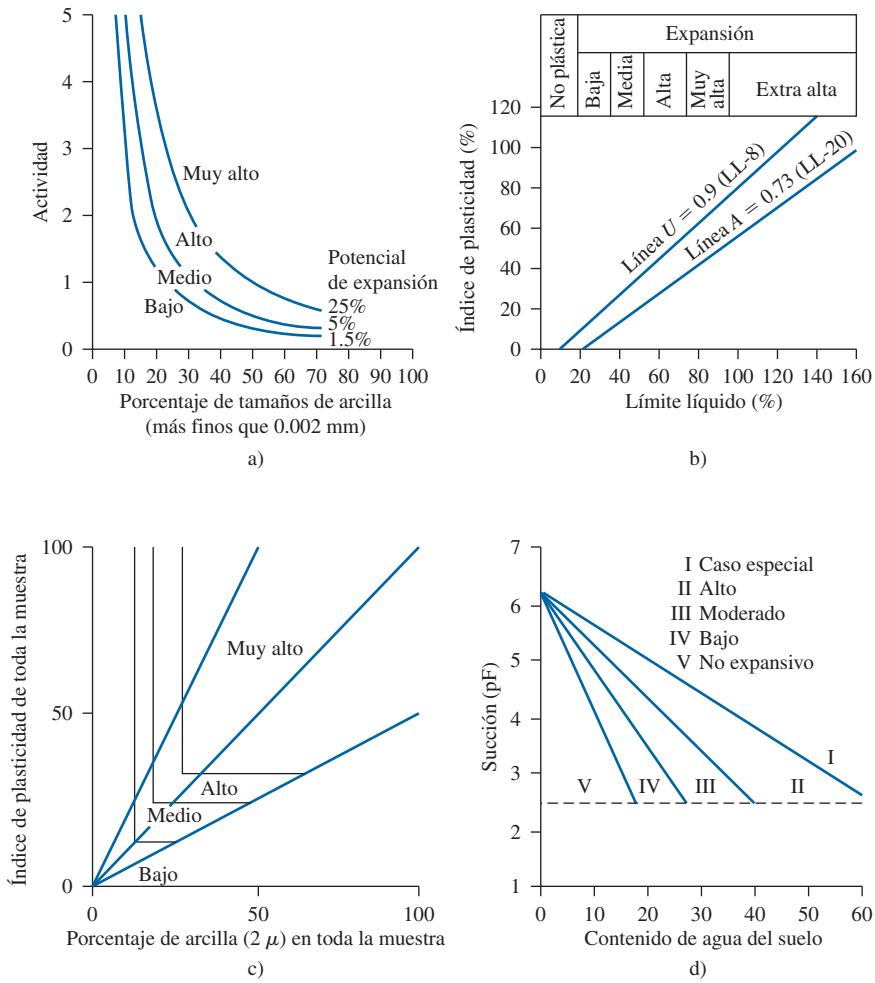


Figura 13.18 Criterios de uso común para determinar el potencial de expansión. [De Abduljauwad, S.N. y Al-Sulaimani, G.J. (1993). "Determination of Swell Potential of Al-Qatif Clay", *Geotechnical Testing Journal*, American Society for Testing and Materials, vol. 16, núm. 4, pp. 469-484. Derechos de autor de la ASTM INTERNATIONAL. Reimpresa con permiso].

Tabla 13.5 Resumen de algunos criterios para identificar el potencial de expansión. [De Abduljauwad, S.N. y Al-Sulaimani, G.J. (1993). "Determination of Swell Potential of Al-Qatif Clay", Geotechnical Testing Journal, American Society for Testing and Materials, vol. 16, pp. 469-484. Derechos de autor de la ASTM INTERNATIONAL. Reimpresa con permiso].

Referencia	Criterios	Comentarios
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)	Basados en CC, IP y LC
Seed y colaboradores (1962)	Consulte la figura 13.18a	Basados en prueba de oedómetro utilizando una muestra compactada, porcentaje de arcilla $< 2\mu$ y actividad
Altmeyer (1955)	CL $<$ 5, IC $>$ 12 y EP $<$ 0.5 (no crítico) 5 $\leq$ CL $\leq$ 8, 10 $\leq$ LC $\leq$ 12 y 0.5 $\leq$ EP $\leq$ 1.5 (marginal) CL $>$ 8, LC $<$ 10 y EP $>$ 1.5 (crítico)	Basados en CL, LC y EP Muestra remoldeada ($\rho_{d(\text{máx})}$ y $w_{\text{ópt}}$) sumergida ante una sobrecarga de 6.9 kPa
Dakshanamanthy y Raman (1973)	Consulte la figura 13.18b	Basada en la gráfica 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)	Basada en IP y IC
Sowers and Sowers (1970)	SL $<$ 10 y IP $>$ 30 (alto) 10 $\leq$ LC $\leq$ 12 y 15 $\leq$ IP $\leq$ 30 (moderado) LC $>$ 12 y IP $<$ 15 (bajo)	Ocurrirá poca expansión cuando w_o resulte en IL de 0.25
Van Der Merwe (1964)	Consulte la figura 13.18c	Basada en IP, porcentaje de arcilla $< 2_{\mu\text{m}}$ y actividad
Uniform Building 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)	Basada en prueba de oedómetro en muestra compactada con grado de saturación cercano a 50% y sobrecarga de 6.9 kPa
Snethen (1984)	LL $>$ 60, IP $>$ 35, $\tau_{\text{nat}} > 4$ y EP $>$ 1.5 (alto) 30 $\leq$ LL $\leq$ 60, 25 $\leq$ IP $\leq$ 35, 1.5 $\leq \tau_{\text{nat}} \leq$ 4, y 0.5 $\leq$ EP $\leq$ 1.5 (medio) LL $<$ 30, IP $<$ 25, $\tau_{\text{nat}} <$ 1.5 y EP $<$ 0.5 (bajo)	EP es representativo para condición en campo y se puede usar sin τ_{nat}, pero se reducirá la precisión
Chen (1988)	IP $\geq$ 35 (muy alto) y 20 $\leq$ IP $\leq$ 55 (alto) 10 $\leq$ IP $\leq$ 35 (medio) y IP $\leq$ 15 (bajo)	Basada en IP
McKeen (1992)	Figura 13.18d	Basada en mediciones del contenido de agua en el suelo, succión y cambio en volumen al secarse
Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)	$\log \text{PE} = (1/12)(0.44\,\text{LL} - w_o + 5.5)$	Ecuaciones empíricas
Nayak y Christensen (1974)	$\text{PE} = (0.00229\,\text{IP})(1.45C)/w_o + 6.38$	Ecuaciones empíricas
Weston (1980)	$\text{PE} = 0.00411(\text{LL}_w)^{4.17} q^{-3.86} w_o^{-2.33}$	Ecuaciones empíricas

(*continúa*)

www.elsolucionario.org

Tabla 13.5 (*continuación*)

Nota: C = arcilla, %
CC = contenido coloidal, %
IE = índice de expansión = 100 × porcentaje de expansión × fracción que pasa la malla núm. 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_o = humedad natural del suelo
$w_{\text{ópt}}$ = contenido óptimo de humedad, %
τ_{nat} = succión natural del suelo en tsf
$\rho_{d(\text{máx})}$ = densidad seca máxima

Tabla 13.6 Sistema de clasificación de suelos expansivos[a].

Límite líquido	Índice de plasticidad	Expansión potencial (%)	Clasificación de la expansión potencial
<50	<25	<0.5	Bajo
50-60	25-35	0.5-1.5	Marginal
>60	>35	>1.5	Alto

Expansión potencial = expansión vertical ante una presión igual a la presión de sobrecarga

[a]Compilado de O'Neill y Poormoayed (1980).

La relación de expansión libre se puede determinar encontrando los volúmenes de equilibrio de sedimento de 10 gramos de una muestra secada en el horno que pasa la malla número 40 (abertura de 0.425 mm) en agua destilada (V_d) y en CCl_4 o keroseno (V_K). La relación de expansión libre (FSR) se define como

$$\text{FSR} = \frac{V_d}{V_K} \tag{13.13}$$

En la tabla 13.7 se da la clasificación de suelos expansivos con base en la relación de expansión libre. Además, en la figura 13.19 se muestra la clasificación del suelo con base en la relación de expansión libre.

Tabla 13.7 Clasificación de suelos expansivos con base en la relación de expansión libre.

Relación de expansión libre	Tipo de arcilla	Clasificación de la expansión potencial	Mineral dominante en la arcilla
⩽ 1.0	No expansiva	Despreciable	Caolinita
1.0-1.5	Mezcla de expansiva y no expansiva	Baja	Caolinita y montmorilonita
1.5-2.0	Expansiva	Moderada	Montmorilonita
2.0-4.0	Expansiva	Alta	Montmorilonita
> 4.0	Expansiva	Muy alta	Montmorilonita

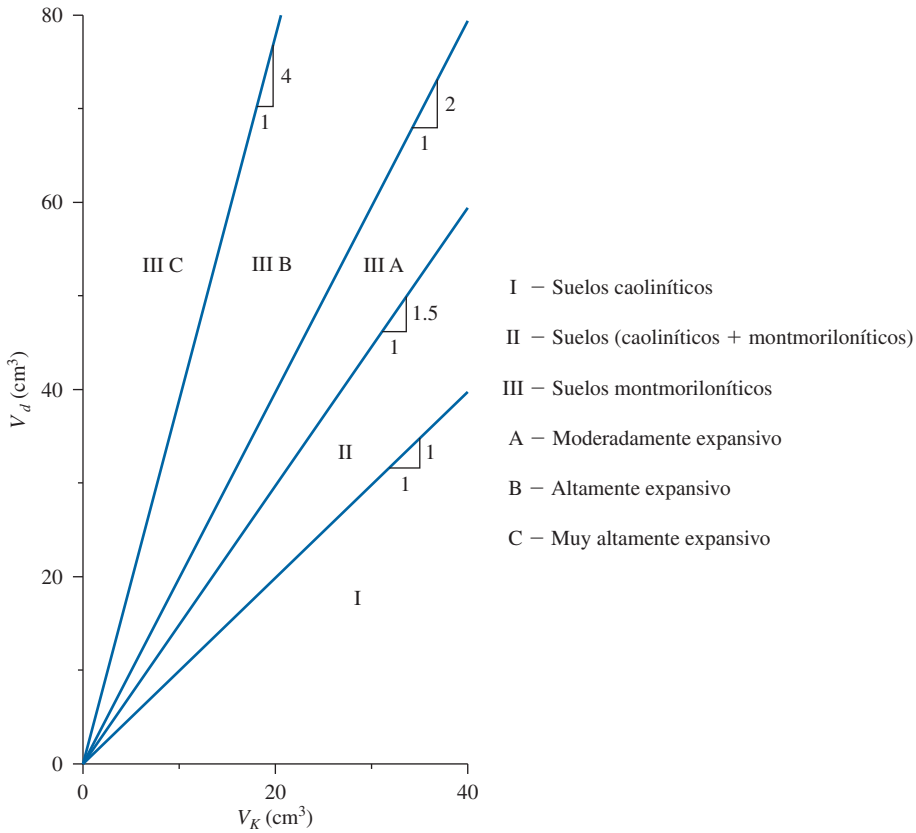


Figura 13.19 Clasificación basada en la relación de expansión libre. (Adaptada de Sridharan, 2005)

13.11 Consideraciones de cimentación para suelos expansivos

Si un suelo tiene un potencial de expansión bajo, se pueden seguir las prácticas de construcción estándar. Sin embargo, si el suelo tiene un potencial de expansión marginal o alto, es necesario tener precauciones, las cuales pueden comprender:

1. Reemplazar el suelo expansivo bajo la cimentación.
2. Cambiar la naturaleza del suelo expansivo mediante el control de la compactación, prehumedecimiento, instalación de barreras de humedad o estabilización química.
3. Reforzar las estructuras para soportar el levantamiento, construir estructuras que sean lo suficientemente flexibles para soportar el levantamiento diferencial del suelo sin fallar o construir cimentaciones profundas aisladas debajo de la profundidad de la zona activa.

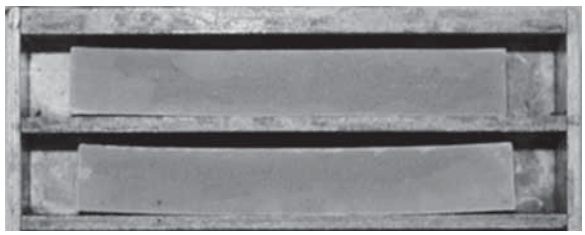
Es posible que un método particular no sea suficiente en todas las situaciones. Puede ser necesario combinar varias técnicas y siempre se debe considerar la experiencia en construcciones locales. Los siguientes son los detalles respecto a las técnicas de uso común al tratar con suelos expansivos.

Reemplazo del suelo expansivo

Cuando se encuentran suelos poco profundos moderadamente expansivos en la superficie, se pueden remover y reemplazar por suelos menos expansivos y compactados de manera apropiada.

Cambio de la naturaleza de un suelo expansivo

1. *Compactación*. El levantamiento de los suelos expansivos disminuye en gran medida cuando el suelo se compacta hasta un peso específico menor en el lado alto del contenido óptimo de humedad (posiblemente de 3 a 4% arriba del contenido óptimo de humedad). Incluso ante esas condiciones, no se debe considerar el tipo de construcción de losa sobre el terreno cuando el levantamiento total probable se espere que sea de aproximadamente 38 mm o más.
2. *Prehumedecimiento*. Una técnica para incrementar el contenido de humedad del suelo es mediante el embalse con lo que logra la mayor parte del levantamiento antes de la construcción. Sin embargo, esta técnica puede ser muy tardada ya que la filtración de agua a través de arcillas altamente plásticas es lenta. Después del embalse se puede agregar de 4 a 5% de cal hidratada al estrato superior del suelo para hacerlo menos plástico y más trabajable (Gromko, 1974).
3. *Instalación de barreras contra la humedad*. El efecto a largo plazo del levantamiento diferencial se puede reducir controlando la variación de la humedad en el suelo. Esto se logra colocando barreras verticales contra la humedad con una profundidad de aproximadamente 1.5 m alrededor del perímetro de las losas para el tipo de construcción de losa sobre el terreno. Estas barreras contra la humedad se pueden construir en zanjas rellenas con grava, concreto delgado o membranas impermeables.
4. *Estabilización del suelo*. La estabilización química con cal y cemento ha tenido éxito a menudo. Una mezcla que contenga aproximadamente 5% de cal es suficiente en la mayoría de los casos. El efecto de la cal en la estabilización de suelos expansivos, y por consiguiente en la reducción de las características de contracción y expansión, se puede demostrar con referencia a la figura 13.20. En este caso, se recolectó una muestra de arcilla expansiva intemperizada de la formación de esquisto de Eagle Ford en el área de Dallas-Fort Worth, Texas. Parte de la muestra se mezcló con agua casi hasta su límite líquido, se colocó en dos moldes de aproximadamente 152 mm de longitud y 12.7 × 12.7 mm de sección transversal. En la figura 13.20a se muestra la contracción de las muestras de suelo en el molde en *condición seca*. El mismo suelo también se mezcló con 6% de cal (en peso seco) y luego con una cantidad similar de agua y se colocó en seis moldes similares. En la figura 13.20b se muestra la contracción de las muestras estabilizadas con cal en condición seca, la cual fue prácticamente despreciable comparada con la que se observa en la figura 13.20a. La cal o el cemento y el agua se mezclan con el estrato superior de suelo y se compactan. La adición de cal o cemento disminuirá

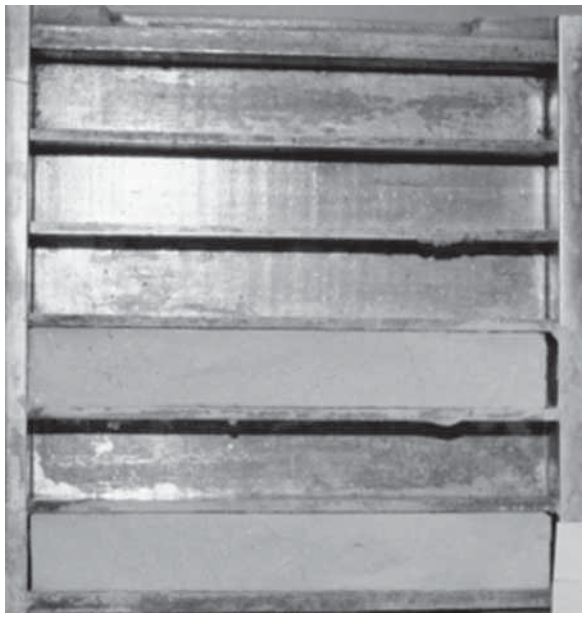


a)

Figura 13.20 Contracción de una arcilla expansiva (suelo de Eagle Ford) mezclada con agua casi hasta su límite líquido en moldes de 152 × 12.7 × 12.7 mm: a) sin adición de cal.

(*continúa*)

www.elsolucionario.org



b)

Figura 13.20 (*continuación*) b) con la adición de 6% de cal en peso. (*Cortesía de Thomas M. Petry, Missouri University of Science and Technology, Rolla, Missouri*)

el límite líquido, el índice de plasticidad y las características expansivas del suelo. Este tipo de trabajo de estabilización se puede hacer hasta una profundidad de 1 a 1.5 m. Para la estabilización con cal se utiliza por lo general cal hidratada con contenido alto de calcio y cal de dolomita.

Otro método de estabilización de un suelo expansivo es la *inyección a presión* de lechada de cal o lechada de cal y ceniza muy fina en el suelo, usualmente hasta una profundidad de 4 a 5 m y ocasionalmente hasta una mayor profundidad para cubrir la zona activa. En el capítulo 14 se presentan más detalles de la técnica de inyección a presión. Dependiendo de las condiciones del suelo en un emplazamiento, se pueden planear inyecciones simples o múltiples, como se muestra en la figura 13.21. En la figura 13.22 se muestra el trabajo de inyección a presión de lechada para la base de un edificio. Las estacas señalan los puntos de inyección planeados. En la figura 13.23 se muestra la estabilización con cal y ceniza muy fina mediante la inyección a presión de la ribera de un canal que sufrió desprendimientos y deslizamientos.

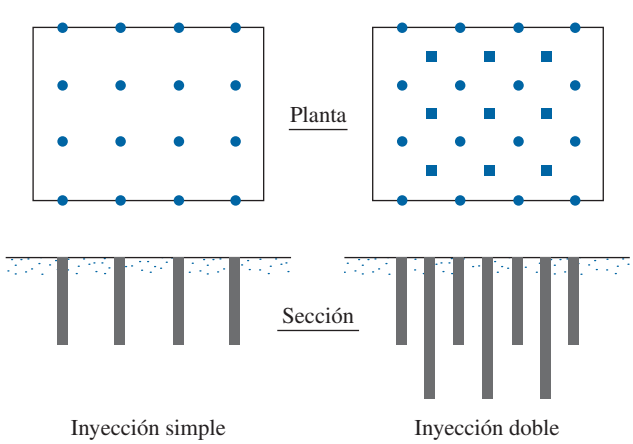


Figura 13.21 Planeación de inyecciones múltiples de lechada de cal para la base de un edificio.



Figura 13.22 Inyección a presión de lechada de cal para la base de un edificio. (*Cortesía de Hayward Baker Inc., Odenton, Maryland*)



Figura 13.23 Estabilización del talud de la ribera de un canal mediante inyección a presión de lechada de cal y ceniza muy fina. (*Cortesía de Hayward Baker Inc., Odenton, Mrayland*)

13.12 Construcción sobre suelos expansivos

Se debe tener cuidado al elegir el tipo de cimentación sobre suelos expansivos. En la tabla 13.8 se muestran algunos procedimientos de construcción recomendados basados en el levantamiento total anticipado, ΔS, y en la relación longitud a altura de los paneles del muro. Por ejemplo, en la tabla se propone utilizar losas reticuladas como una alternativa al diseñar edificios rígidos que puedan tolerar determinado movimiento. En la figura 13.24 se muestra un diagrama esquemático de una losa reticulada. En este tipo de construcción, las nervaduras soportan la carga estructural y los espacios entre las nervaduras permiten la expansión del suelo.

Tabla 13.8 Procedimientos de construcción para suelos de arcilla expansivos[a].

Levantamiento total anticipado (mm)		Construcción recomendada	Método	Comentarios
$L/H = 1.25$	$L/H = 2.5$			
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:* Zapatas Losas de zapatas corridas (reticuladas)	Las zapatas deben ser pequeñas y profundas, consistentes con la capacidad de carga del suelo. Las losas deben resistir flexión.
			Losas de piso: Reticuladas Baldosas	Las losas se deben diseñar para resistir flexión y deben ser independientes de las vigas de cimentación.
			Muros:	Los muros sobre una losa de cimentación deben ser tan flexibles como la losa. No debe haber conexiones verticales rígidas. Los muros de ladrillo se deben reforzar con barras o bandas.
12.7 a 50.8	50.8 a 101.6	Construcción que amortigüe movimiento	*Juntas:* Libre Flexible	Los contactos entre unidades estructurales se deben evitar, o ser flexibles, se pueden insertar materiales impermeables en las juntas.
			Muros: Flexible Construcción unitaria Marco de acero	Los muros o unidades rectangulares se deben comportar como una unidad.
			Cimentaciones: Tres puntos Celular Gato hidráulico	Las cimentaciones celulares permiten una ligera expansión del suelo para reducir la presión de expansión. Los gatos ajustables pueden ser inconvenientes para los propietarios. Carga de tres puntos permite el movimiento sin dureza.
>50.8	>101.6	Construcción independiente del movimiento	*Cimentación con pilas perforadas:* Pila recta Fondo acampanado	Debe usarse pilas de diámetro mínimo y amplio espaciamiento compatible con la carga. Deben dejarse una holgura bajo las contratrabes de cimentación.
			Piso suspendido:	Los pisos se deben apoyar sobre vigas de cimentación entre 305 y 460 mm por arriba del suelo.

[a] Gromko, G.J. (1974). "Review of Expansive Soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 100, GT6, pp. 667-687. Con permiso de la ASCE.

www.elsolucionario.org

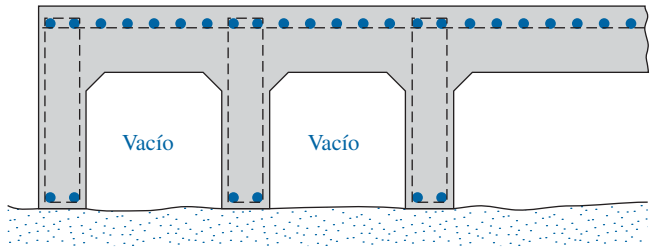


Figura 13.24 Losa reticulada.

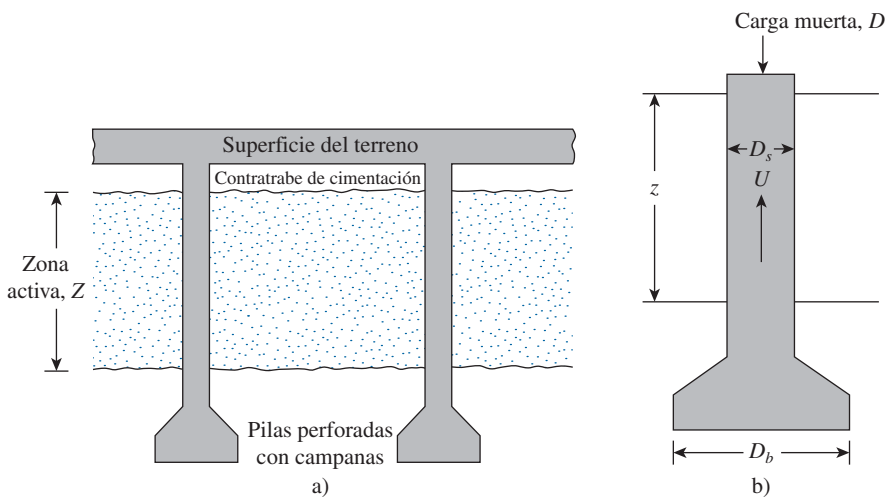


Figura 13.25 a) Construcción de pilas perforadas con campanas y contratrabes de cimentación; b) definición de los parámetros en la ecuación (13.14).

En la tabla 13.8 también se sugiere utilizar una cimentación con pilas perforadas con una losa de piso suspendida cuando las estructuras se construyen independientemente del movimiento del suelo. En la figura 13.25a se muestra un diagrama esquemático de esa configuración. El fondo de las pilas se debe colocar debajo de la zona activa del suelo expansivo. Para el diseño de las pilas, la fuerza de levantamiento, U, se puede estimar (consulte la figura 13.2b) con la ecuación

$$U = \pi D_s Z \sigma'_{sw} \tan \phi'_{ps} \tag{13.14}$$

donde

D_s = diámetro de la pila
Z = profundidad de la zona activa
ϕ'_{ps} = ángulo de fricción efectivo entre zócalo y suelo
σ'_{sw} = presión para expansión cero (consulte las figuras 13.14 y 13.15; $\sigma'_{sw} = \sigma'_o + \sigma'_s + \sigma'_1$)

En la mayoría de los casos, el valor de ϕ'_{ps} varía entre 10 y 20°. En el laboratorio se debe determinar un valor promedio de la expansión horizontal cero. Si no se disponen resultados de laboratorio, $\sigma'_{sw} \tan \phi'_{ps}$ se puede considerar igual a la resistencia cortante no drenada de la arcilla, c_u, en la zona activa.

La parte acampanada de la pila perforada actuará como un ancla para resistir la fuerza de levantamiento. Ignorando el peso de la pila perforada, se tiene

$$Q_{\text{neta}} = U - D \tag{13.15}$$

donde

Q_{neta} = carga neta de levantamiento
D = carga muerta

Ahora,

$$Q_{\text{neta}} \approx \frac{c_u N_c}{\text{FS}} \left(\frac{\pi}{4}\right)(D_b^2 - D_s^2) \tag{13.16}$$

donde

c_u = cohesión no drenada de la arcilla en la que se localiza la campana
N_c = factor de capacidad de carga
FS = factor de seguridad
D_b = diámetro de la campana de la pila perforada

Al combinar las ecuaciones (13.15) y (13.16) da

$$U - D = \frac{c_u N_c}{\text{FS}} \left(\frac{\pi}{4}\right)(D_b^2 - D_s^2) \tag{13.17}$$

De manera conservadora, de las tablas 3.3 y 3.4,

$$N_c \approx N_{c(\text{strip})} F_{cs} = N_{c(\text{strip})} \left(1 + \frac{N_q B}{N_c L}\right) \approx 5.14 \left(1 + \frac{1}{5.14}\right) = 6.14$$

En el ejemplo 13.4 se examina el diseño de una pila perforada.

Ejemplo 13.4

En la figura 13.26 se muestra una pila perforada con campana. La profundidad de la zona activa es de 5 m. La presión de expansión cero de la arcilla expansiva (σ'_{sw}) 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 $\phi'_{\text{ps}} = 12°$.

a. Determine el diámetro de la campana, D_b.
b. Revise la capacidad de carga de la pila perforada suponiendo una fuerza de levantamiento cero.

Solución

Parte a: Determinación del diámetro de la campana, D_b

La fuerza de levantamiento, ecuación (13.14), es

$$U = \pi D_s Z \sigma'_{sw} \tan \phi'_{\text{ps}}$$

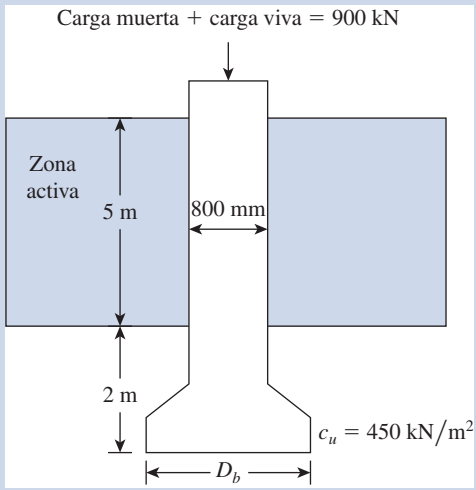


Figura 13.26 Pila perforada en una arcilla expansiva.

Datos: $Z = 5$ m y $\sigma'_{sw} = 450$ kN/m^2. Entonces

$$U = \pi(0.8)(5)(450)\tan 12^\circ = 1202 \text{ kN}$$

Suponga que la carga muerta y la carga viva son cero, y que el FS en la ecuación (13.17) es 1.25. Por lo tanto, de la ecuación (13.17),

$$U = \frac{c_u N_c}{\text{FS}}\left(\frac{\pi}{4}\right)(D_b^2 - D_s^2)$$

$$1202 = \frac{(450)(6.14)}{1.25}\left(\frac{\pi}{4}\right)(D_b^2 - 0.8^2); \quad D_b = \mathbf{1.15\ m}$$

También debe revisarse el factor de seguridad contra el levantamiento con la carga muerta. Un factor de seguridad de al menos 2 es deseable. Entonces, de la ecuación (13.17)

$$\text{FS} = \frac{c_u N_c\left(\frac{\pi}{4}\right)(D_b^2 - D_s^2)}{U - D}$$

$$= \frac{(450)(6.14)\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.15^2 - 0.8^2)}{1202 - 600} = \mathbf{2.46 > 2, \quad OK}$$

Parte b: Revisión de la capacidad de carga

Suponga que $U = 0$. Entonces

$$\text{Carga muerta + carga viva} = 600 + 300 = 900 \text{ kN}$$

$$\text{Carga hacia abajo por área unitaria} = \frac{900}{\left(\frac{\pi}{4}\right)(D_b^2)} = \frac{900}{\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.15^2)} = 866.5 \text{ kN/m}^2$$

www.elsolucionario.org

Capacidad de carga neta del suelo debajo de la campana $= q_{u(\text{neta})} = c_u N_c$

$= (450)(6.14) = 2763 \text{ kN/m}^2$

De aquí, el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga es

$$\text{FS} = \frac{2763}{866.5} = \mathbf{3.19 > 3, \quad OK}$$

■

Rellenos sanitarios

13.13 Naturaleza general de los rellenos sanitarios

Los rellenos sanitarios proporcionan una manera de disponer la basura en la tierra sin poner en peligro la salud pública. Estos rellenos se utilizan casi en todos los países, con diversos grados de éxito. La basura depositada en rellenos sanitarios puede contener desechos orgánicos, madera, papel y desechos fibrosos o de demolición como ladrillos y piedras. La basura se descarga y compacta a intervalos frecuentes y luego se cubre con una capa de suelo, como se muestra en la figura 13.27. En el estado compactado, el peso específico promedio de la basura puede variar entre 5 y 10 kN/m^3. Una ciudad común de Estados Unidos, con una población de un millón de habitantes, genera aproximadamente 3.8×10^6 m^3 de material de relleno compactado por año.

Conforme el valor de las propiedades continúa incrementándose en áreas densamente pobladas, la construcción de estructuras sobre rellenos sanitarios se vuelve cada vez más tentadora. En algunos casos, es posible que una inspección visual del emplazamiento no sea suficiente para detectar un relleno sanitario viejo. Sin embargo, la construcción de cimentaciones sobre rellenos sanitarios es problemática por lo general debido a los gases venenosos (por ejemplo, metano), a los asentamientos excesivos y a una inherente baja capacidad de carga.

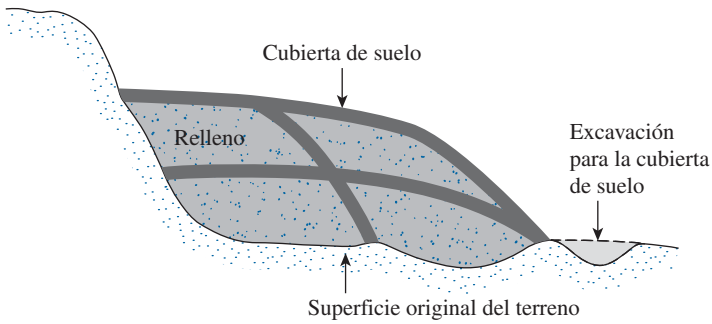


Figura 13.27 Diagrama esquemático de un relleno sanitario en progreso.

13.14 Asentamiento de rellenos sanitarios

Los rellenos sanitarios sufren grandes asentamientos continuos a lo largo del tiempo. Yen y Scanlon (1975) documentaron el asentamiento de varios rellenos en California. Después de terminado el relleno, la tasa de asentamiento (figura 13.28) se puede expresar como

$$m = \frac{\Delta H_f\,(\text{m})}{\Delta t\ (\text{mes})} \tag{13.18}$$

donde

m = tasa de asentamiento
H_f = altura máxima del relleno sanitario

Con base en varias observaciones de campo, Yen y Scanlon determinaron las correlaciones empíricas siguientes para la tasa de asentamiento:

$$m = a - b \log t_1 \quad \text{[para rellenos de altura entre 12 y 24 m]} \tag{13.19}$$

$$m = c - d \log t_1 \quad \text{[para rellenos de altura entre 24 y 30 m]} \tag{13.20}$$

$$m = e - f \log t_1 \quad \text{[para rellenos de altura mayor de 30 m]} \tag{13.21}$$

En estas ecuaciones,

m está en m/mes (pies/mes)
t_1 es la edad media del relleno, en meses

En unidades SI, los valores de a, b c, d, e y f dados en las ecuaciones (13.19) a (13.21) son

Concepto	SI
a	0.0268
b	0.0116
c	0.038
d	0.0155
e	0.0435
f	0.0183

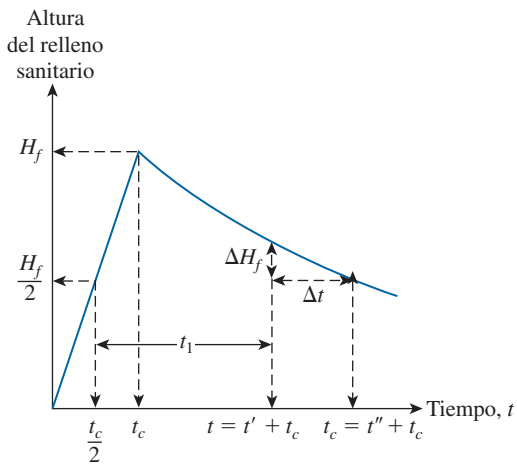


Figura 13.28 Asentamiento de rellenos sanitarios.

La edad media del relleno se puede definir de la figura 13.28 como

$$t_1 = t - \frac{t_c}{2} \tag{13.22}$$

donde

t = tiempo desde el inicio del relleno
t_c = tiempo para terminar el relleno

Las ecuaciones (13.19), (13.20) y (13.21) se basan en datos de campo de rellenos para los cuales t_c varió de 70 a 82 meses. A fin de tener una idea del tiempo aproximado requerido para que un relleno sanitario experimente un asentamiento completo, considere la ecuación (13.19). Para un relleno de 12 m de altura y para $t_c = 72$ meses,

$$m = 0.0268 - 0.0116 \log t_1$$

por lo tanto,

$$\log t_1 = \frac{0.0268 - m}{0.0116}$$

Si $m = 0$ (tasa de asentamiento cero), $\log t_1 = 2.31$, o $t_1 \approx 200$ meses. Así pues, el asentamiento continuará durante $t_1 - t_c/2 = 200 - 36 = 164$ meses ($\approx$ 14 años) después de terminar el relleno, lo que es un tiempo muy prolongado. En este cálculo se enfatiza la necesidad de poner mucha atención al asentamiento de cimentaciones construidas sobre rellenos sanitarios.

Una comparación de las ecuaciones (13.19) a (13.21) para tasas de asentamiento muestra que el valor de m aumenta con la altura del relleno. Sin embargo, para alturas de los rellenos mayores que aproximadamente 30 m, la tasa de asentamiento no debe ser muy diferente de la obtenida con la ecuación (13.21). La razón es que la descomposición de materia orgánica cerca de la superficie es principalmente el resultado de un entorno anaeróbico. Para rellenos más profundos, la descomposición es más lenta. De aquí que para alturas del relleno mayores que aproximadamente 30 m, la tasa de asentamiento no excede la correspondiente a rellenos de aproximadamente 30 m de altura.

Sowers (1973) también propuso una fórmula para calcular el asentamiento de un relleno sanitario, la cual es,

$$\Delta H_f = \frac{\alpha H_f}{1 + e} \log\left(\frac{t''}{t'}\right) \tag{13.23}$$

donde

H_f = altura del relleno
e = relación de vacíos
α = un coeficiente para el asentamiento
t', t'' = tiempos (consulte la figura 13.28)
ΔH_f = asentamiento en los tiempos t' y t''

Los coeficientes α se encuentran entre

$$\alpha = 0.09e \quad \text{(para condiciones favorables para la descomposición)} \tag{13.24}$$

www.elsolucionario.org

y

$$\alpha = 0.03e \quad \text{(para condiciones desfavorables para la descomposición)} \qquad (13.25)$$

La ecuación (13.23) es similar a la ecuación para el asentamiento por consolidación secundario.

Problemas

13.1 Para un suelo loessiano, se tiene que $G_s = 2.69$. Trace una gráfica de $\gamma_d = (\text{kN/m}^3)$ contra el límite líquido para identificar la zona en la cual el suelo es probable que colapse al saturarse. Si un suelo tiene un límite líquido de 33, $G_s = 2.69$ y $\gamma_d = 13.5$ kN/m^3, ¿será probable que colapse?

13.2 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/m^2. Una muestra inalterada de este suelo se sometió a una prueba doble en el oedómetro. La presión de preconsolidación de la muestra se determinó a partir de una muestra saturada y fue de 84 kN/m^2. ¿Está el suelo en el campo normalmente consolidado o preconsolidado?

13.3 Un suelo expansivo tiene un espesor de la zona activa de 8 m. El contenido de humedad 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.

13.4 El perfil de un suelo expansivo tiene un espesor de la zona activa de 5.2 m. Se construirá una cimentación superficial a una profundidad de 1.2 m debajo de la superficie del terreno. Con base en una prueba de presión de expansión, se obtuvo lo siguiente.

Profundidad desde la superficie del terreno (m)	Expansión ante 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

Estime la expansión total posible bajo la cimentación.

13.5 Consulte el problema 13.4. Si la expansión total permisible es de 15 mm, ¿cuál será el recorte necesario?

13.6 Repita el problema 13.4 con lo siguiente: espesor de la zona activa = 6 m, profundidad de la cimentación superficial = 1.5 m.

Profundidad desde la superficie del terreno (m)	Expansión ante 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

13.7 Consulte el problema 13.6. Si la expansión total permisible es de 30 mm, ¿cuál será el recorte necesario?

13.8 Consulte la figura 13.25b. Para la pila perforada con campana, se tiene:

Espesor de la zona activa, $Z = 9.15$ m
Carga muerta = 1334 kN
Carga viva = 267 kN
Diámetro de la pila, $D_s = 1.07$ m
Presión de expansión cero para la arcilla en la zona activa = 574.6 kN/m^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 = 144.6 kN/m^2

Determine el diámetro de la campana, D_b. Se requiere un factor de seguridad de 3 contra el levantamiento suponiendo que la carga muerta más la viva es igual a cero.

13.9 Consulte el problema 13.8. Si un requerimiento adicional es que el factor de seguridad contra el levantamiento sea de al menos 3 con la carga muerta actuando (carga viva = 0), ¿cuál debe ser el diámetro de la campana?

Referencias

Abduljauwad, S.N. y Al-Sulaimani, G.J. (1993). "Determination of Swell Potential of Al-Qatif Clay", *Geotechnical Testing Journal,* American Society for Testing and Materials, vol. 16, núm. 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, núm. SM2, pp. 17-19.

Benites, L.A. (1968). "Geotechnical Properties of the Soils Affected by Piping near the Benson Area, Cochise County, Arizona", Tesis de maestría en ciencias, University of Arizona, Tucson.

Chen, F.H. (1988). *Foundations on Expansive Soils*, Elsevier, Amsterdam.

Clemence, S.P. y Finbarr, A.O. (1981). "Design Considerations for Collapsible Soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 107, núm. 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. y Raman, V. (1973). "A Simple Method of Identifying an Expansive Soil", *Soils and Foundations*, vol. 13, núm. 1, pp. 97-104.

Denisov, N.Y. (1951). *The Engineering Properties of Loess and Loess Loams*, Gosstroiizdat, Moscú.

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, DC.

Gromko, G.J. (1974). "Review of Expansive Soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 100, núm. GT6, pp. 667-687.

Handy, R.L. (1973). "Collapsible Loess in Iowa", *Proceedings, Soil Science 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, núm. 4, pp. 89-125.

Holtz, W.G. y Hilf, J.W. (1961). "Settlement of Soil Foundations Due to Saturation", *Proceedings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, París, vol. 1, 1961, pp. 673-679.

Houston, W.N. y Houston, S.L. (1989). "State-of-the-Practice Mitigations Measures for Collapsible Soil Sites", *Proceedings, Foundations Engineering: Current Principles and Practices,* American Society of Civil Engineers, vol. 1, pp. 161-175.

Jennings, J.E. y 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, núm. GT6, pp. 663-667.

Lutenegger, A.J. y Saber, R.T. (1988). "Determination of Collapse Potential of Soils", *Geotechnical Testing Journal*, American Society for Testing and Materials, vol. 11, núm. 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. y Christensen, R.W. (1974). "Swell Characteristics of Compacted Expansive Soils", *Clay and Clay Minerals*, vol. 19, pp. 251-261.

O'Neill, M.W. y Poormoayed, N. (1980). "Methodology for Foundations on Expansive Clays," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 106, núm. GT12, pp. 1345-1367.

Peck, R.B., Hanson, W.E. y Thornburn, T.B. (1974). *Foundation Engineering*, Wiley, Nueva York.

Priklonskii, V.A. (1952). *Gruntovedenic, Vtoraya Chast',* Gosgeolzdat, Moscú.

Raman, V. (1967). "Identification of Expansive Soils from the Plasticity Index and the Shrinkage Index data", *The Indian Engineer*, vol. 11, núm. 1, pp. 17-22.

Seed, H.B., Woodward, R.J., Jr. y 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, núm. SM3, pp. 53-87.

Semkin, V.V., Ermoshin, V.M. y Okishev, N.D. (1986). "Chemical Stabilization of Loess Soils in Uzbekistan", *Soil Mechanics and Foundation Engineering* (traducido del ruso), vol. 23, núm. 5, pp. 196-199.

Snethen, D.R. (1984). "Evaluation of Expedient Methods for Identification and Classification of Potentially Expansive Soils", *Proceedings, Fifth International Conference on Expansive Soils*, Adelaide, pp. 22-26.

Snethen, D.R., Johnson, L.D. y Patrick, D.M. (1977). *An Evaluation of Expedient Methodology for Identification of Potentially Expansive Soils*, Reporte núm. FHWA-RD-77-94, U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Sowers, G.F. (1973). "Settlement of Waste Disposal Fills", *Proceedings, Eight International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscú, pp. 207-210.

Sowers, G.B. y Sowers, G.F. (1970). *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, 3ª ed. Macmillan, Nueva York.

Sridharan, A. (2005). "On Swelling Behavior of Clays", *Proceedings, International Conference on Problematic Soils*, North Cyprus, vol. 2, pp. 499-516.

Sridharan, A., Rao, A.S. y Sivapullaiah, P.V. (1986). "Swelling Pressure of Clays", *Geotechnical Testing Journal*, American Society for Testing and Materials, vol. 9, núm. 1, pp. 24-33.

Uniform Building Code (1968). *UBC Standard núm. 29-2*.

Van Der Merwe, D.H. (1964). "The Prediction of Heave from the Plasticity Index and Percentage Clay Fraction of Soils", *Civil Engineer on South Africa*, vol. 6, núm. 6, pp. 103-106.

Vijayvergiya, V.N. y Ghazzaly, O.I. (1973). "Prediction of Swelling Potential of Natural Clays", *Proceedings, Third 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. y Scanlon, B. (1975). "Sanitary Landfill Settlement Rates", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 101, núm. GT5, pp. 475-487.

www.elsolucionario.org

14 Mejoramiento del suelo y modificación del terreno

14.1 Introducción

El suelo en un emplazamiento de construcción no siempre puede ser completamente adecuado para soportar estructuras como edificios, puentes, carreteras y presas. Por ejemplo, en depósitos de suelo granular, el suelo *in situ* puede estar muy suelto e indicar un asentamiento elástico grande. En ese caso, el suelo necesita densificarse para aumentar su peso específico y por lo tanto su resistencia cortante.

En ocasiones los estratos supriores no son apropiados y se deben remover y reemplazar por un suelo mejor sobre el cual se pueda construir la cimentación estructural. El suelo utilizado como relleno se debe compactar bien para soportar la carga estructural deseada. Los rellenos compactados también se pueden requerir en áreas de poca altura a fin de elevar el nivel del terreno para la construcción de la cimentación.

Los estratos de arcilla suave saturada con frecuencia se encuentran a poca profundidad debajo de las cimentaciones. Dependiendo de la carga estructural y de la profundidad de los estratos, es posible que ocurra un asentamiento por consolidación inusualmente grande. Para minimizar el asentamiento se requieren técnicas especiales de mejoramiento del suelo.

En el capítulo 13 se mencionó que las propiedades de los suelos expansivos se podrían modificar en gran medida, agregando agentes estabilizadores como la cal. Al mejoramiento de suelos *in situ* utilizando aditivos suele referírsele como *estabilización*.

Se emplean varias técnicas para:

1. Reducir el asentamiento de estructuras
2. Mejorar la resistencia cortante del suelo y por consiguiente incrementar la capacidad de carga de cimentaciones superficiales
3. Aumentar el factor de seguridad contra la falla posible de un talud de riberas y presas de tierra
4. Reducir la contracción y expansión de los suelos

En este capítulo se analizan algunos de los principios generales de mejoramiento del suelo, como la compactación, vibroflotación, precompresión, drenes de arena, drenes de mecha, estabilización mediante aditivos, lechadeado a chorro y mezclado profundo, así como el uso de columnas de rocas y pilas de compactación de arena en arcilla débil para construir cimentaciones.

14.2 Principios generales de compactación

Si se agrega una cantidad pequeña de agua a un suelo que luego se compacta, el suelo tendrá un cierto peso específico. Si el contenido de humedad del mismo suelo se incrementa de manera gradual y la energía de compactación es la misma, el peso específico del suelo seco del suelo aumentará gradualmente. Esto se debe a que el agua actúa como un lubricante entre las partículas del suelo y bajo compactación ayuda a reacomodar las partículas sólidas en un estado más denso. El aumento en el peso específico seco con el incremento en el contenido de humedad para un suelo alcanzará un valor límite más allá del cual una adición adicional de agua al suelo resultará en una *reducción* de su peso específico seco. Al contenido de humedad al que se obtiene el *peso específico seco máximo* se le refiere como *contenido de humedad óptimo*.

Las pruebas de laboratorio estándar utilizadas para evaluar los pesos específicos secos máximos y los contenidos de humedad óptimos para varios suelos son:

- La prueba Proctor estándar (designación ASTM D-698)
- La prueba Proctor modificada (designación ASTM D-1557)

El suelo se compacta en un molde en varias capas con un pisón. El contenido de humedad del suelo, w, se cambia, y se determina el peso específico seco, γ_d, de compactación para cada prueba. El peso específico seco máximo de compactación y el contenido de humedad óptimo se determinan trazando una gráfica de γ_d contra w (%). Las especificaciones estándar para los dos tipos de pruebas Proctor se dan en las tablas 14.1 y 14.2.

Tabla 14.1 Especificaciones para la prueba Proctor estándar (Basadas en la designación ASTM D-698)

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del molde	944 cm^3	944 cm^3	2124 cm^3
Masa del pisón	2.5 kg	2.5 kg	2.5 kg
Altura de caída del pisón	304.8 mm	304.8 mm	304.8 mm
Número de golpes del pisón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	3	3	3
Energía de compactación	600 $kN \cdot m/m^3$	600 $kN \cdot m/m^3$	600 $kN \cdot m/m^3$
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla núm. 4 (4.57 mm). Puede usarse si 20% o menos en peso de material se retiene en la malla núm. 4.	Porción que pasa la malla de 9.5 mm. Puede usarse si el suelo retenido en la malla núm. 4 es más de 20% y 20% o menos en peso se retiene en la malla de 9.5 mm ($\frac{3}{8}$-pulg).	Porción que pasa la malla de 19.0 mm. Puede usarse si más de 20% en peso del material se retiene en la malla de 9.5 mm y menos de 30% en peso se retiene en la malla de 19.0 mm.

Tabla 14.2 Especificaciones para la prueba Proctor modificada (Basadas en la designación ASTM D-1557)

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del molde	944 cm^3	944 cm^3	2124 cm^3
Masa del pisón	4.54 kg	4.54 kg	4.54 kg
Altura de caída del pisón	457.2 mm	457.2 mm	457.2 mm
Número de golpes del pisón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	5	5	5
Energía de compactación	2 700 $kN \cdot m/m^3$	2 700 $kN \cdot m/m^3$	2 700 $kN \cdot m/m^3$
Suelo para usarse	Porción que pasa la malla núm. 4 (4.57 mm). Puede usarse si 20% o menos en peso de material se retiene en la malla núm. 4.	Porción que pasa la malla de 9.5 mm. Puede usarse si el suelo retenido en la malla núm. 4 es más que 20%, y 20% o menos en peso se retiene en la malla de 9.5 mm.	Porción que pasa la malla de 19.0 mm ($\frac{4}{3}$ pulg). Puede usarse si más de 20% en peso de material se retine en la malla de 9.5 mm, y menos de 30% en peso se retiene en la malla de 19.0 mm.

En la figura 14.1 se muestra una gráfica de γ_d contra w (%) para un limo arcilloso obtenida de pruebas Proctor estándar y modificada (método a), de donde se pueden sacar las conclusiones siguientes:

1. El peso específico seco máximo y el contenido de humedad óptimo dependen del grado de compactación.
2. Entre mayor sea la energía de compactación, mayor será el peso específico seco máximo.
3. Entre mayor sea la energía de compactación, menor será el contenido de humedad óptimo.
4. Ninguna parte de la curva de compactación puede encontrarse a la derecha de la línea de cero aire y cero vacíos. El peso específico seco de cero aire y cero vacíos, γ_{zav}, a un contenido de humedad dado es el valor teórico máximo de γ_d, lo que significa que todos los espacios vacíos del suelo compactado están llenos con agua, o

$$\gamma_{\text{zav}} = \frac{\gamma_w}{\dfrac{1}{G_s} + w} \tag{14.1}$$

donde

γ_w = peso específico del agua
G_s = gravedad específica de los sólidos del suelo
w = contenido de humedad del suelo

www.elsolucionario.org

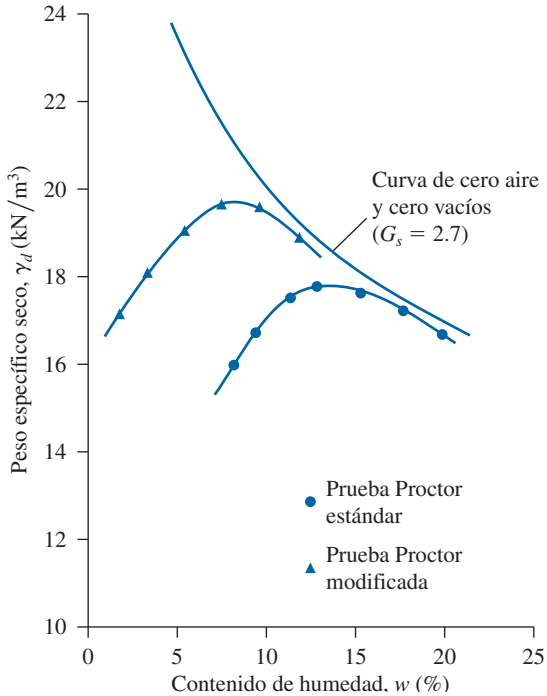


Figura 14.1 Curvas de compactación Proctor estándar y modificada para un limo arcilloso (método A)

5. El peso específico seco máximo de compactación y el contenido de humedad óptimo variarán de un suelo a otro.

Utilizando los resultados de la compactación en laboratorio (γ_d contra w), se pueden escribir recomendaciones para la compactación de un suelo dado en el campo. En la mayoría de los casos, se requiere que el contratista logre una compactación relativa de 90% o más con base en una prueba de laboratorio específica (ya sea la prueba de compactación Proctor estándar o bien la modificada). La compactación relativa se define como

$$\text{RC} = \frac{\gamma_{d(\text{campo})}}{\gamma_{d(\text{máx})}} \tag{14.2}$$

En el capítulo 1 se introdujo el concepto de densidad relativa (para la compactación de suelos granulares) definida como

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

donde

γ_d = peso específico seco de compactación en el campo
$\gamma_{d(\text{máx})}$ = peso específico seco máximo de compactación determinado en el laboratorio
$\gamma_{d(\text{mín})}$ = peso específico seco mínimo determinado en el laboratorio

Para suelos granulares en el campo, el grado de compactación obtenido a menudo se mide en términos de la densidad relativa. Comparando las expresiones para la densidad relativa y la compactación relativa se tiene que

$$\text{CR} = \frac{A}{1 - D_r(1 - A)} \tag{14.3}$$

donde $A = \dfrac{\gamma_{d(\text{mín})}}{\gamma_{d(\text{máx})}}$.

Omar y colaboradores (2003) recientemente presentaron los resultados de pruebas de compactación Proctor modificada de 311 muestras de suelo. De estas muestras, 45 fueron suelo gravoso (GP, GP-GM, GW, GW-GM y GM), 264 fueron suelo arenoso (SP, SP-SM, SW-SM, SW, SC-SM, SC y SM) y dos fueron arcilla con baja plasticidad (CL). Todas las pruebas de compactación se realizaron utilizando el método C de la norma ASTM 1557 para evitar la corrección por sobretamaño. Con base en las pruebas, se desarrollaron las correlaciones siguientes:

$$\rho_{d(\text{máx})}(\text{kg/m}^3) = [4\,804\,574\,G_S - 195.55(LL)^2 + 156\,971\,(\text{R}\not\#\,4)^{0.5} - 9\,527\,830]^{0.5} \tag{14.4}$$

$$\ln(w_{\text{ópt}}) = 1.195 \times 10^{-4}(LL)^2 - 1.964G_s - 6.617 \times 10^{-5}(\text{R}\not\#\,4) + 7.651 \tag{14.5}$$

donde

$\rho_{d(\text{máx})}$ = densidad seca máxima
$w_{\text{ópt}}$ = contenido de humedad óptimo
G_s = gravedad específica de los sólidos del suelo
R # 4 = porcentaje retenido en la malla núm. 4

Es necesario destacar que las ecuaciones (14.4 y 14.5) contienen el término para el límite líquido. Esto se debe a que los suelos que se consideraron incluían arenas limosas y arcillosas.

Osman y colaboradores (2008) analizaron un número de resultados de pruebas de compactación de laboratorio en un suelo de grano fino (cohesivo). Con base en este estudio, se desarrollaron las correlaciones siguientes:

$$w_{\text{ópt}} = (1.99 - 0.165 \ln E)(\text{IP}) \tag{14.6}$$

y

$$\gamma_{d(\text{máx})} = L - Mw_{\text{ópt}} \tag{14.7}$$

donde

$$L = 14.34 + 1.195 \ln E \tag{14.8}$$
$$M = -0.19 + 0.073 \ln E \tag{14.9}$$

$w_{\text{ópt}}$ = contenido de humedad óptimo (%)
IP = índice de plasticidad (%)
$\gamma_{d(\text{máx})}$ = peso específico seco máximo (kN/m^3)
E = energía de compactación (kN-m/m^3)

14.3 Compactación en campo

La compactación ordinaria en el campo se realiza mediante rodillos. De los varios tipos de rodillos utilizados, las más comunes son:

1. Rodillos de ruedas lisas (o rodillos de tambor liso)
2. Rodillos con neumáticos de caucho
3. Rodillos pata de cabra
4. Rodillos vibratorios

En la figura 14.2 se muestra un *rodillo de ruedas lisas* que también puede crear vibraciones verticales durante la compactación. Los rodillos de ruedas lisas son adecuados para pruebas de acabado en subrasantes y para el acabado de la construcción de rellenos con suelos arenosos o arcillosos. Estos proporcionan una cobertura del 100% bajo sus ruedas y la presión de contacto

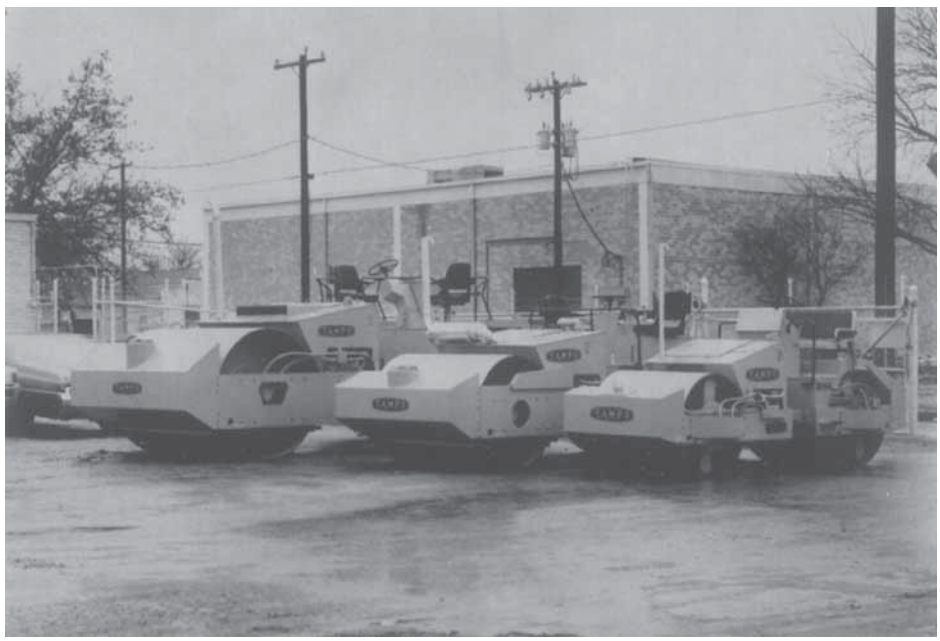


Figura 14.2 Rodillos vibratorios de ruedas lisas. (*Cortesía de Tampo Manufacturing Co., Inc., San Antonio, Texas*)

www.elsolucionario.org

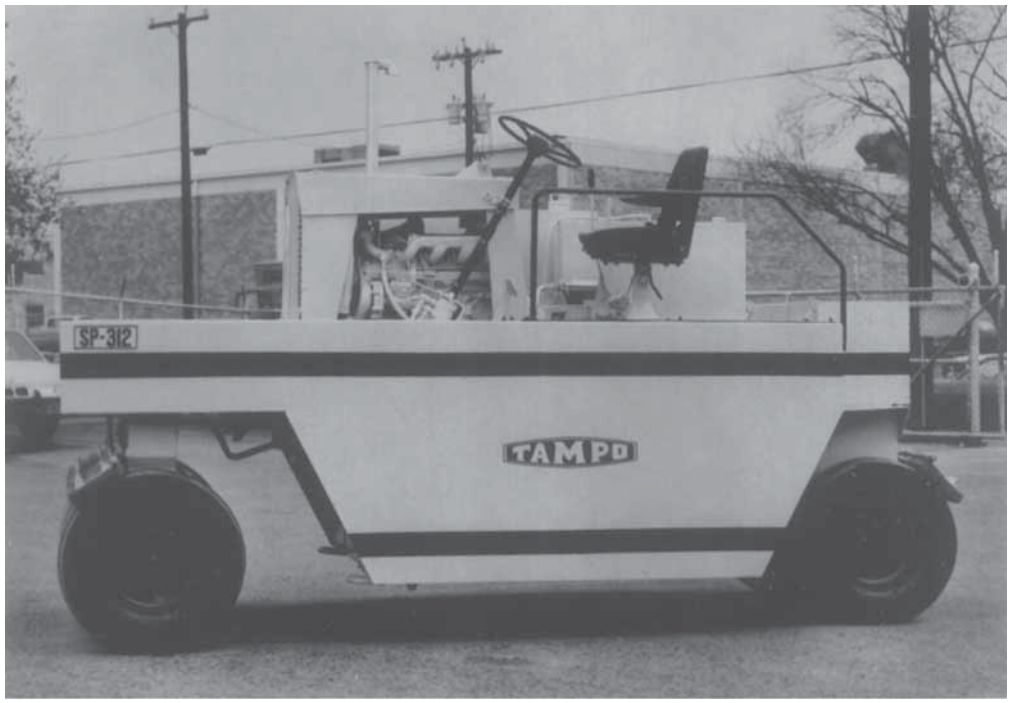


Figura 14.3 Rodillo con neumáticos de caucho. (*Cortesía de Tampo Manufacturing, Co., Inc., San Antonio, Texas*)

puede ser tan alta entre 300 a 400 kN/m^2. Sin embargo, no producen un peso específico uniforme de compactación cuando se utilizan en capas gruesas.

Los *rodillos con neumáticos de caucho* (figura 14.3) son mejores en muchos aspectos que los rodillos lisos. Los rodillos neumáticos, que pueden pesar hasta 2000 kN, consisten de un vagón muy cargado con varias hileras de neumáticos. Los neumáticos están separados entre sí una distancia corta, de cuatro a seis en un eje. La presión de contacto bajo los neumáticos puede variar hasta 600 o 700 kN/m^2 y proporcionan una cobertura de 70 a 80%. Los rodillos neumáticos, que se pueden utilizar para la compactación de suelos arenosos y arcillosos, producen una combinación de presión y acción de amasamiento.

Los *rodillos pata de cabra* (figura 14.4) consisten básicamente en tambores con grandes números de protuberancias. El área de cada una de las protuberancias puede ser de 25 a 90 cm^2. Estos rodillos son *más efectivos en la compactación de suelos cohesivos*. La presión de contacto bajo las protuberancias puede variar de 1500 a 7500 kN/m^2. Durante la compactación en el campo, las pasadas iniciales compactan la parte inferior de un lecho. Luego, se compactan las partes intermedia y superior.

Los *rodillos vibratorios* son eficientes al compactar suelos granulares. Los vibradores se pueden colocar a rodillos de rueda lisa, de neumáticos o de pata de cabra para enviar vibraciones hacia el suelo que se desea compactar. En las figuras 14.2 y 14.4 se muestran rodillos vibratorios de ruedas lisas y un rodillo vibratorio de pata de cabra, respectivamente.

En general, la compactación en el campo depende de varios factores, como del tipo de compactador, tipo de suelo, contenido de humedad, espesor del lecho, velocidad de avance del compactador y número de pasadas del rodillo.

En la figura 14.5 se muestra la variación del peso específico de compactación con la profundidad para una arena de duna deficientemente graduada compactada por un rodillo de tambor

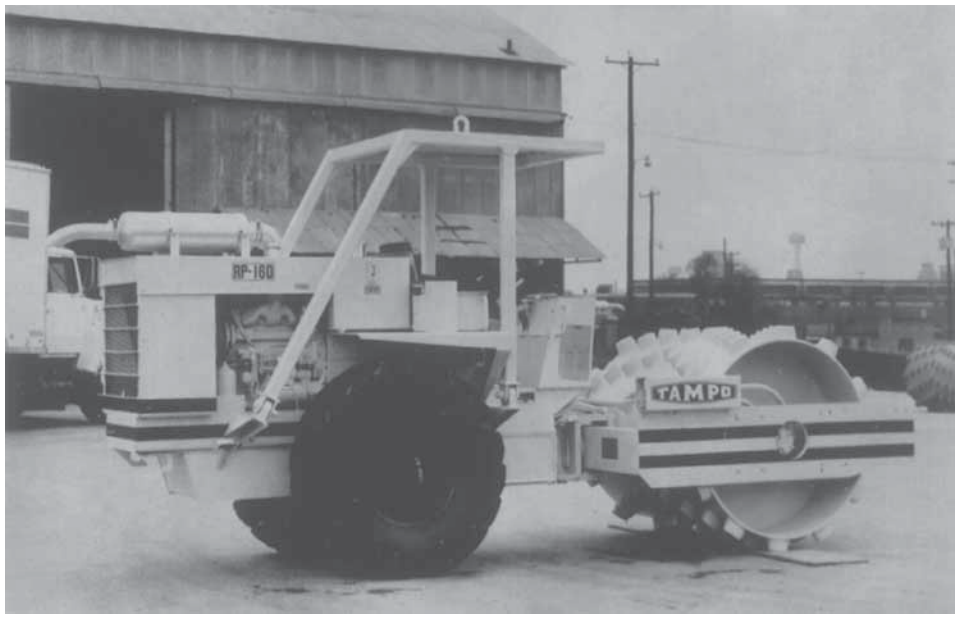


Figura 14.4 Rodillo vibratorio pata de cabra. (*Cortesía de Tampo Manufacturing Co., Inc., San Antonio, Texas*)

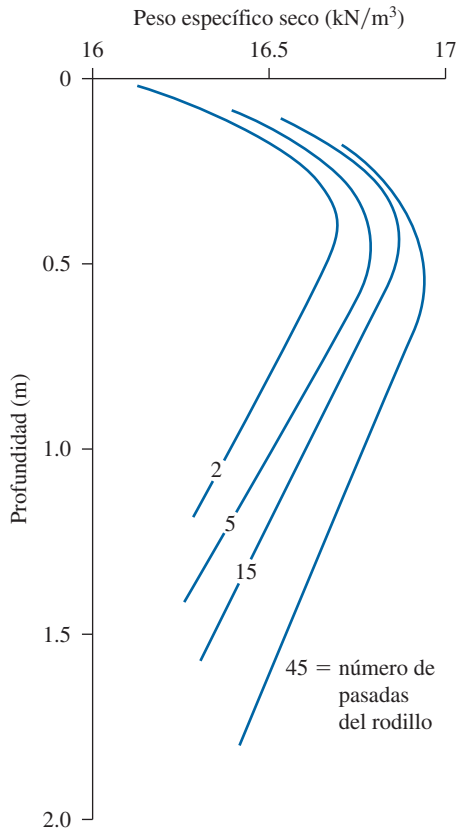


Figura 14.5 Compactación vibratoria de una arena: variación del peso específico seco con la profundidad y el número de pasadas del rodillo; espesor de la capa = 2.44 m. (Según D´Appolonia y colaboradores). (De D´Appolonia, D.J., Whitman, R.V. y D´Appolonia, E. (1969). "Sand Compaction with Vibratory Rollers," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, vol. 95, SM1, pp. 263-284. Con permiso de la ASCE).

vibratorio. Las vibraciones se producen montando un peso excéntrico sobre un eje simple rotatorio dentro del cilindro del tambor. El peso del rodillo utilizado para esta compactación fue de 55.7 kN y el diámetro del tambor fue de 1.19 m. Las capas se mantuvieron en 2.44 m. Observe que a cualquier profundidad, el peso específico seco de compactación aumenta con el número de pasadas del rodillo. Sin embargo, la tasa de incremento del peso específico disminuye en forma gradual después de aproximadamente 15 pasadas. También observe la variación del peso específico con la profundidad y el número de pasadas del rodillo. El peso específico seco y de aquí la densidad relativa, D_r, alcanzan valores máximos a una profundidad de aproximadamente 0.5 m y luego disminuyen de manera gradual conforme aumenta la profundidad. Esto se debe a la falta de presión de confinamiento hacia la superficie. Una vez que se determina la relación entre la profundidad y la densidad relativa (o peso específico seco) para un suelo o para un número dado de pasadas, para una compactación satisfactoria basada en una especificación dada, se puede estimar con facilidad el espesor aproximado de cada capa.

Las placas vibratorias manuales también se pueden emplear para la compactación efectiva de suelos granulares sobre un área limitada. Las placas vibratorias también se pueden montar en grupo sobre máquinas. Éstas se pueden utilizar en áreas restringidas.

14.4 Control de la compactación para barreras hidráulicas de arcilla

Las arcillas compactadas son de uso común como barreras hidráulicas en núcleos de presas de tierra, recubrimientos y cubiertas de rellenos sanitarios, y recubrimientos de embalses superficiales. Como la finalidad principal de una barrera es minimizar el flujo, la permeabilidad hidráulica, k, es el factor de control. En muchos casos, se desea que la permeabilidad hidráulica sea menor que 10^{-7} cm/s. Esto se puede lograr controlando el grado mínimo de saturación durante la compactación, una relación que se puede explicar con referencia a las características de compactación de los tres suelos descritos en la tabla 14.3 (Othman y Luettich, 1994).

En las figuras 14.6, 14.7 y 14.8 se muestran los resultados de pruebas Proctor estándar y modificada, y las permeabilidades hidráulicas de muestras compactadas. Observe que los símbolos sólidos representan muestras con permeabilidades hidráulicas de 10^{-7} cm/s o menos. Como se puede observar a partir de estas figuras, las gráficas de puntos de datos por lo general se encuentran paralelas a la línea de saturación total. En la figura 14.9 se muestra el efecto del grado de saturación durante la compactación sobre la permeabilidad hidráulica de los tres suelos. Es evidente de la figura que, si se desea que la permeabilidad hidráulica máxima sea de 10^{-7} cm/s, entonces todos los suelos se deben compactar con un grado de saturación mínimo de 88%.

Tabla 14.3 Características de los suelos reportados en las figuras 14.6, 14.7 y 14.8

Suelo	Clasificación	Límite líquido	Índice de plasticidad	Porcentaje de finos que pasan la malla núm. 200 (0.075 mm)
Wisconsin A	CL	34	16	85
Wisconsin B	CL	42	19	99
Wisconsin C	CH	84	60	71

www.elsolucionario.org

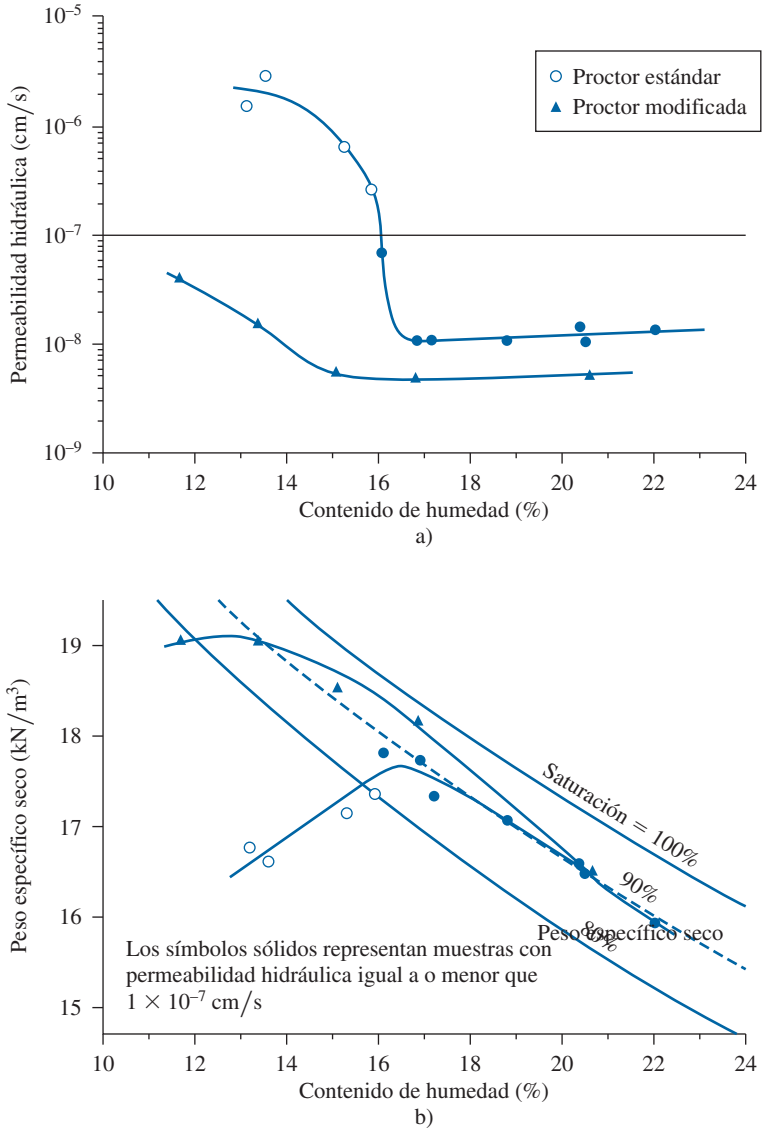


Figura 14.6 Resultados de pruebas Proctor estándar y modificada y permeabilidad hidráulica del suelo Wisconsin A. (Según Othman y Luettich, 1994). (De Othman, M.A. y S.M. Luettich, *Compaction Control Criteria for Clay Hydraulic Barriers*. En Transportation Research Record 1462, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1994, figuras 4 y 5, p. 32 y figuras 6 y 7, p. 33. Reimpresa con permiso del Transportation Research Board).

En la compactación en el campo en un emplazamiento dado, se pueden encontrar suelos de varias composiciones. Cambios pequeños en el contenido de finos cambiarán la magnitud de la permeabilidad hidráulica. De aquí que considerando los varios suelos probables que se pueden encontrar en un emplazamiento dado, el procedimiento antes descrito ayuda a generar un criterio para el grado mínimo de saturación para la compactación en la construcción de barreras hidráulicas.

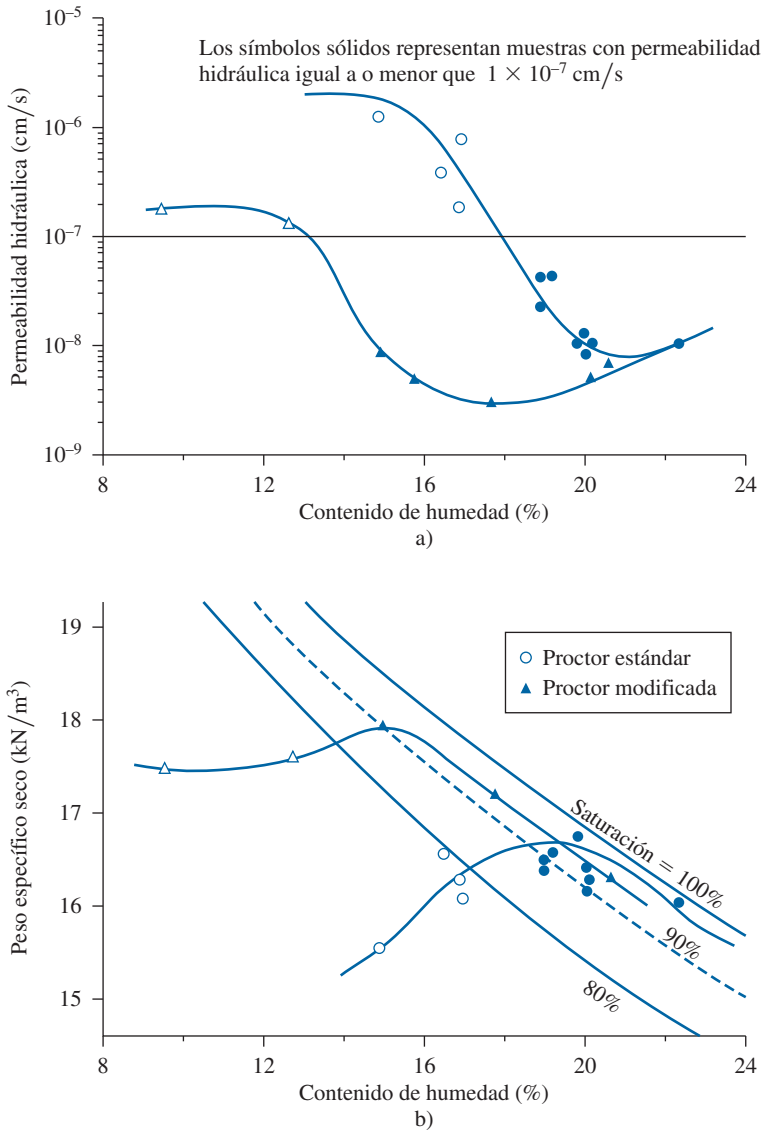


Figura 14. Resultados de pruebas Proctor estándar y modificada, y permeabilidad hidráulica del suelo Wisconsin B. (Según Othman y Luettich, 1994). (De Othman, M.A. y S.M. Luettich. Compaction Control Criteria for Clay Hydraulic Barriers. En Transportation Research Record 1462. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1994. Figuras 4 y 5, p. 32 y figures 6 y 7, p. 33. Reimpresa con permiso del Transportation Research Board).

14.5 Vibroflotación

La vibroflotación es una técnica inventada en Alemania en la década de 1930 para la densificación *in situ* de capas gruesas de depósitos de suelo granular suelto. La vibroflotación se utilizó por primera vez en los Estados Unidos aproximadamente 10 años después. El proceso comprende emplear un *vibroflot* (o *unidad vibratoria*), como se muestra en la figura 14.10. El dispositivo es de aproximadamente 2 m de longitud. Esta unidad vibratoria tiene un peso excéntrico en su interior y puede desarrollar una fuerza centrifuga. El peso permite que la unidad vibre horizontalmente. Las aberturas en las partes inferior y superior de la unidad son para chorros de agua y está unida a un tubo seguidor. En la figura se muestra el equipo de vibroflotación necesario para la compactación en el campo.

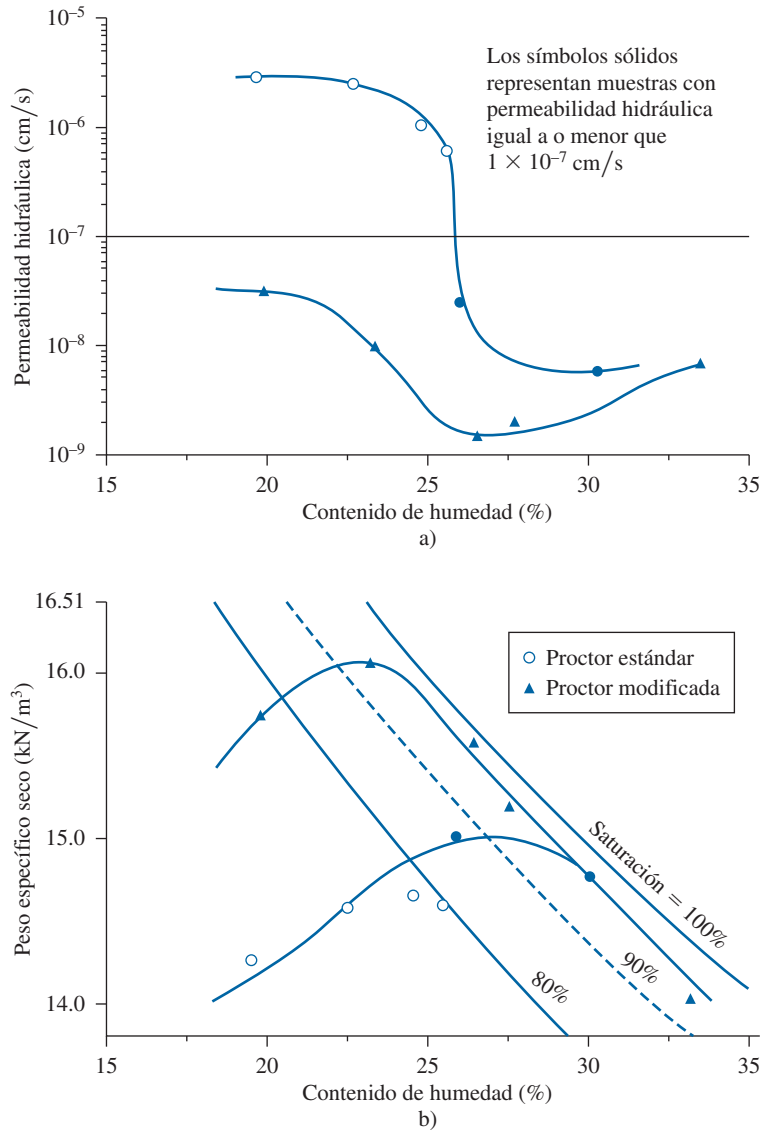


Figura 14.8 Resultados de pruebas Proctor estándar y modificada y permeabilidad hidráulica del suelo Winsconsin C. (Según Othman y Luettich, 1994). (De Othman, M.A. y S.M. Luettich, Compaction Control Criteria for Clay Hydraulic Barriers. En Transportation Research Record 1462, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1994, figuras 4 y 5, p. 32, y figuras 6 y 7, p. 33. Reimpresa con permiso del Transportation Research Board).

Todo el proceso de compactación se puede dividir en cuatro pasos (consulte la figura 14.11):

Paso 1. El chorro en fondo del vibroflot se activa y el vibroflot baja hacia el terreno.

Paso 2. El chorro de agua crea una condición movediza en el suelo, lo que permite el hundimiento de la unidad vibratoria.

Paso 3. Se vierte material granular en la parte superior del agujero. El agua del chorro inferior se transfiere al chorro en la parte superior de la unidad vibratoria. Esta agua transporta el material granular hacia abajo del agujero.

Paso 4. La unidad vibratoria se sube en forma gradual en incrementos de aproximadamente 0.3 m y se mantiene vibrando durante aproximadamente 30 segundos a la vez. Este proceso compacta el suelo hasta el peso específico deseado.

www.elsolucionario.org

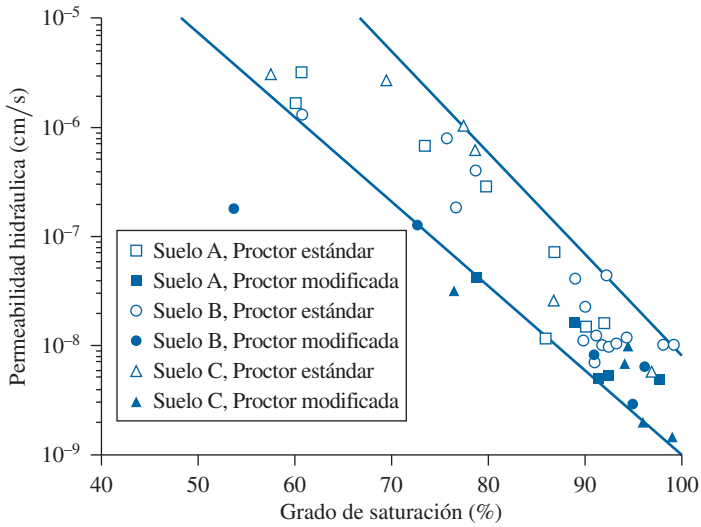


Figura 14.9 Efecto del grado de saturación sobre la permeabilidad hidráulica de los suelos Wisconsin A, B y C. (Según Othman y Luettich, 1994). (De Othman, M.A. y S.M. Luettich. Compaction Control Criteria for Clay Hydraulic Barriers. En Transportation Research Record 1462, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1994, figuras 4 y 5, p. 32, y figuras 6 y 7, p. 33. Reimpresa con permiso del Transportation Research Board).

En la tabla 14.4 se dan los detalles de varios tipos de unidades vibroflot utilizadas en los Estados Unidos. Las unidades eléctricas de 23 kW se han empleado desde finales de la década de 1940. Las unidades de 100 Hp se introdujeron a principios de la década de 1970. La zona de compactación alrededor de una sola sonda variará de acuerdo con el tipo de vibroflot utilizado. La zona cilíndrica de compactación tendrá un radio de aproximadamente 2 m para una unidad de 23 kW y de aproximadamente 3 m para una unidad de 75 kW. La compactación por vibroflotación comprende varios espaciamientos de las sondas, dependiendo de la zona de compactación. (Consulte la figura 14.12). Mitchell (1970) y Brown (1977) reportaron varios casos exitosos de diseños de cimentaciones en los que se utilizó la vibroflotación.

El éxito de la densificación del suelo *in situ* depende de varios factores, de los cuales los más importantes son la distribución granulométrica del suelo y la naturaleza del relleno empleado para rellenar los agujeros durante el periodo de retiro del vibroflot. El intervalo de la distribución granulométrica del suelo *in situ*, marcado zona 1 en la figura 14.13 es más adecuado para la compactación por vibroflotación. Los suelos que contienen cantidades excesivas de arena fina y partículas de tamaño de limo son difíciles de compactar; para esos suelos, se requiere de un esfuerzo considerable para alcanzar la densidad de compactación relativa apropiada. La zona 2 en la figura 14.13 es el límite inferior aproximado de la distribución granulométrica para la compactación por vibroflotación. Los depósitos de suelos cuya distribución granulométrica se encuentre en la zona 3 contienen cantidades apreciables de grava. Para estos suelos, la velocidad de penetración de la sonda puede ser muy lenta, por lo que la compactación por vibroflotación puede resultar antieconómica a largo plazo.

La distribución granulométrica del material de relleno es uno de los factores que controlan la tasa de densificación. Brown (1977) definió una cantidad denominada *número de adecuación* para clasificar un material de relleno. El número de adecuación se calcula con la fórmula

$$S_N = 1.7\sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \tag{14.10}$$

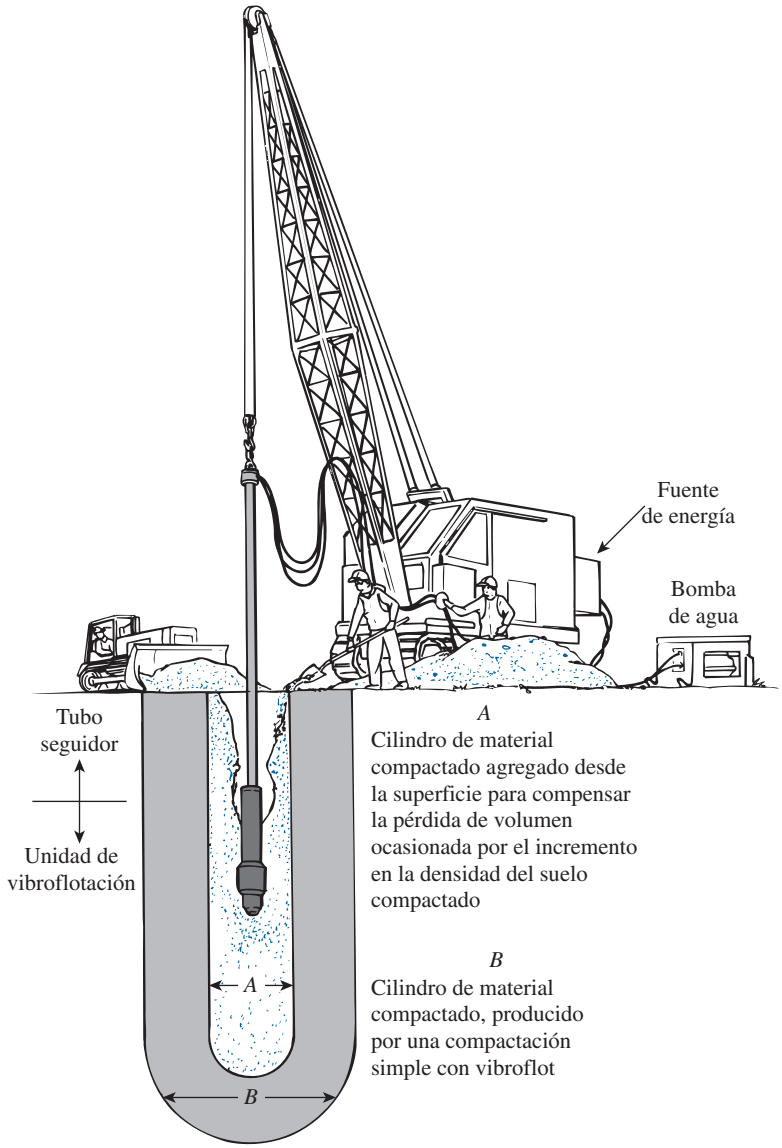


Figura 14.10 Unidad de vibroflotación. (Según Brown, 1977. Con permiso de la ASCE).

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 pasa. Entre menor sea el valor de S_N, mejor será el material de relleno. El siguiente es un sistema de clasificación del relleno propuesto por Brown (1977):

Intervalo de S_N	Clasificación como relleno
0-10	Excelente
10-20	Bueno
20-30	Regular
30-50	Malo
>50	Inadecuado

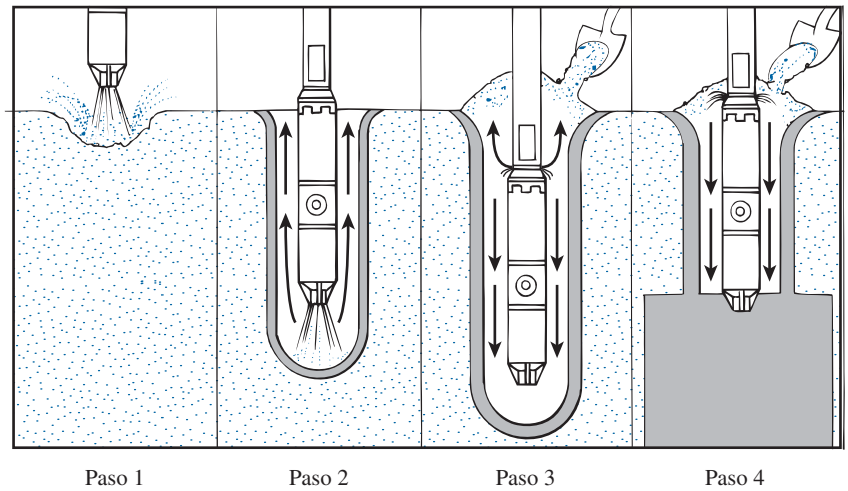


Figura 14.11 Compactación mediante el proceso de vibroflotación. (Según Brown, 1977. Con permiso de la ASCE).

Tabla 14.4 Tipos de unidades vibratorias[a]

	Motores eléctricos e hidráulicos de 75 kW	**Motores eléctricos de 23 kW**
a) Punta vibratoria		
Longitud	2.1 m	1.86 m
Diámetro	406 mm	381 mm
Peso	18 kN	18 kN
Movimiento máximo cuando está libre	12.5 mm	7.6 mm
Fuerza centrífuga	160 kN	90 kN
b) Excéntrico		
Peso	1.16 kN	0.76 kN
Excentricidad	38 mm	32 mm
Longitud	610 mm	387 mm
Velocidad	1800 rpm	1800 rpm
c) Bomba		
Gasto de operación	0-1.6 m^3/min	0-0.6 m^3/min
Presión	690-1035 kN/m^2	690-1035 kN/m^2
d) Tubo seguidor inferior y extensiones		
Diámetro	305 mm	305 mm
Peso	3.65 kN/m	3.65 kN/m

[a] Según Brown, R.E. (1977), "Vibroflotation Compaction of Cohesionless Soils", Journal of the *Geotechnical Engineering Division*, vol. 103, núm. GT12. Con permiso de la ASCE.

www.elsolucionario.org

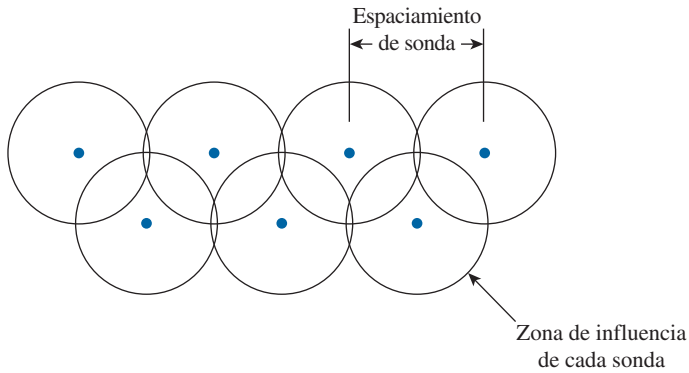


Figura 14.12 Naturaleza del espaciamiento de las sondas para vibroflotación

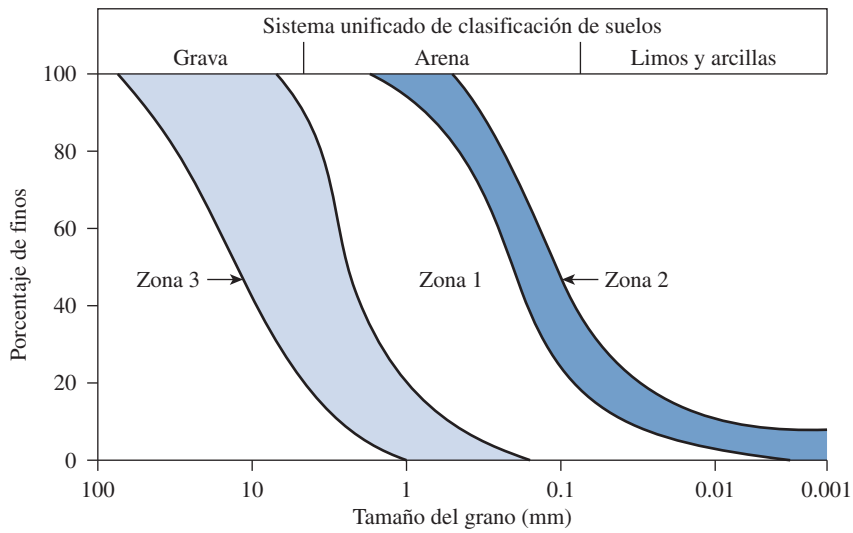


Figura 14.13 Intervalo efectivo de la distribución granulométrica del suelo para vibroflotación

Basore y Boitano (1969) presentaron un estudio de caso excelente en el que se evalúan los beneficios de la vibroflotación. En este caso fue necesaria la densificación del subsuelo granular para la construcción de un edificio de oficinas de tres pisos en la Treasure Island Naval Station en San Francisco, California. Los 9 m superiores en el emplazamiento eran de un relleno de arena suelta a medio densa que se tenía que compactar. En la figura 14.14a se muestra la naturaleza de la configuración de los puntos de vibroflotación. Se dispusieron 16 puntos de compactación en grupos de cuatro, con un espaciamiento de 1.22 m, 1.52 m, 1.83 m y 2.44 m. Antes de la compactación, se realizaron pruebas de penetración estándar en los centros de los grupos de tres puntos de compactación. Después de terminar la compactación por vibroflotación, la variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad se determinó en los mismos puntos.

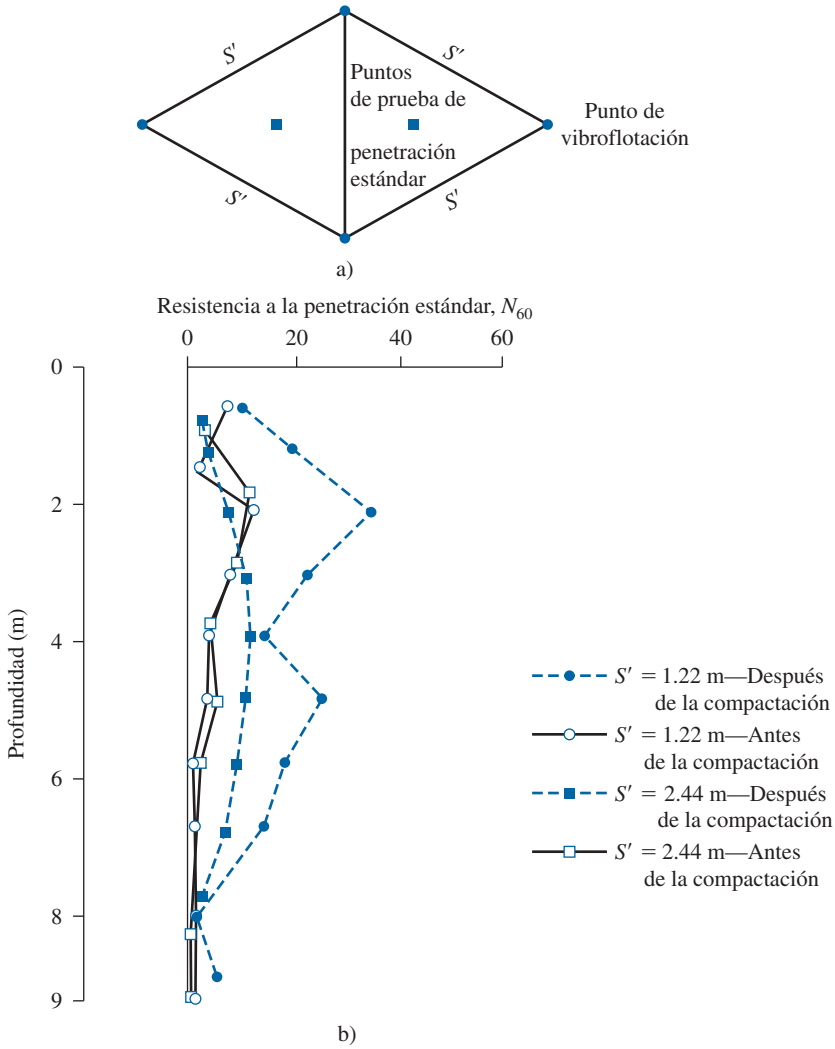


Figura 14.14 a) Configuración de los puntos de compactación por vibroflotación; b) variación de la resistencia a la penetración estándar (N_{60}) antes y después de la compactación. (Basore, C.E. y Boitana, J.D. (1969). "Sand Densification by Piles and Vibroflotación," *Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 95, núm. 6, pp. 1301-1323, figura 16. Con permiso de la ASCE).

En la figura 14.14b se muestra la variación de la resistencia a la penetración estándar, N_{60}, con la profundidad antes y después de la compactación para espaciamientos de los puntos de vibroflotación $S' = 1.22$ m y 2.44 m. A partir de esta figura, se pueden sacar las conclusiones generales siguientes:

- Para cualquier S' dado, la magnitud de N_{60} después de la compactación disminuye al aumentar la profundidad.
- Un aumento en N_{60} indica un incremento en la densidad relativa de la arena.

- El grado de compactación disminuye al aumentar S'. En $S' = 1.22$ m, el grado de compactación a cualquier profundidad es el mayor. Sin embargo, en $S' = 2.44$ m, la vibroflotación prácticamente no tuvo ningún efecto en compactar el suelo.

Durante los últimos 30 a 35 años, la técnica de vibroflotación se ha utilizado exitosamente en proyectos grandes para compactar subsuelos granulares, y de esta manera para controlar el asentamiento estructural.

14.6 Voladura

La voladura es una técnica que se ha empleado con éxito en muchos proyectos (Mitchell, 1970) para la densificación de suelos granulares. Los tamaños de los granos del suelo adecuados para la compactación por voladura son los mismos que para la compactación por vibroflotación. El proceso comprende la detonación de cargas explosivas como de 60% de dinamita a una cierta profundidad bajo la superficie del terreno en un suelo saturado. El espaciamiento lateral de las cargas varía de aproximadamente 3 a 9 m. Es usual que se necesiten de tres a cinco detonaciones exitosas para lograr la compactación deseada. Mediante este proceso se puede lograr con facilidad una compactación (hasta una densidad relativa de aproximadamente 80%) hasta una profundidad de aproximadamente 18 m sobre un área grande. En general, las cargas explosivas se colocan a una profundidad de aproximadamente dos tercios del espesor de la capa de suelo que se desea compactar. El radio de influencia de la compactación por una carga de 60% de dinamita se puede dar en la forma siguiente (Mitchell, 1970):

$$r = \sqrt{\frac{W_{EX}}{C}} \tag{14.11}$$

donde r = radio de influencia

W_{EX} = peso del explosivo −60% de dinamita
$C = 0.0122$ cuando W_{EX} está en kg y r en m

En la figura 14.15 se muestran los resultados de prueba de la densificación del suelo por voladuras en un área que mide 15 m por 9 m (Mitchell, 1970). Para estas pruebas, se utilizaron veinte cargas de 2.09 kg de Gelamite núm. 1 (Hercules Powder Company, Wilmington, Delaware).

14.7 Precompresión

Cuando estratos de suelo arcilloso normalmente consolidados y muy compresibles se encuentran a una profundidad limitada y se esperan asentamientos por consolidación grandes como resultado de la construcción de edificios grandes, terraplenes de carreteras o presas de tierra, la precompresión del suelo se puede emplear para minimizar el asentamiento posterior a la compresión. Los principios de la precompresión se explican mejor con referencia a la figura 14.16. Aquí, la carga

www.elsolucionario.org

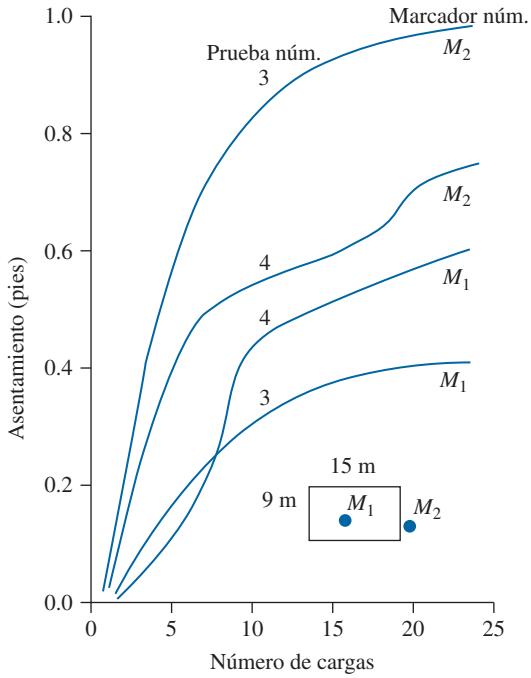


Figura 14.15 Asentamiento del terreno como una función del número de cargas explosivas

estructural propuesta por área unitaria es $\Delta\sigma'_{(p)}$ y el espesor del estrato de arcilla que experimenta consolidación es H_c. El asentamiento por consolidación primario máximo causado por la carga estructural es entonces

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o} \tag{14.12}$$

La relación asentamiento-tiempo ante la carga estructural será como la que se muestra en la figura 14.16b. Sin embargo, si se coloca una sobrecarga $\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}$ sobre el terreno, el asentamiento por consolidación primario será

$$S_{c(p+f)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + [\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}]}{\sigma'_o} \tag{14.12}$$

La relación asentamiento-tiempo ante una sobrecarga de $\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}$ también se muestra en la figura 14.16b. Observe que un asentamiento total de $S_{c(p)}$ ocurriría en el tiempo t_2, que es mucho

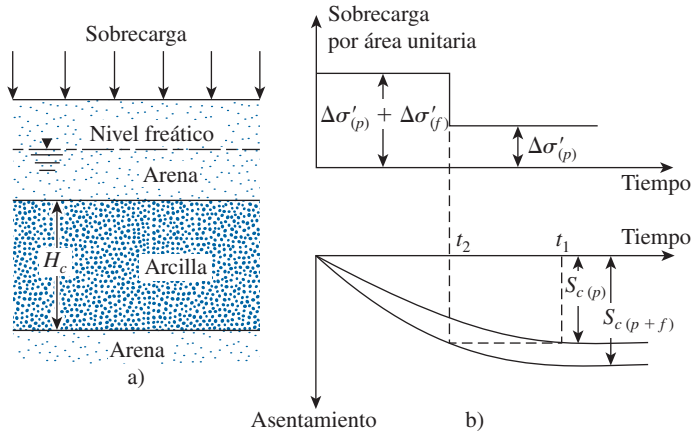


Figura 14.16 Principios de la precompresión

más breve que t_1. Por lo tanto, si se aplica una sobrecarga total temporal de $\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}$ sobre la superficie del terreno durante un tiempo t_2, el asentamiento será igual a $S_{c(p)}$. En ese tiempo, si la sobrecarga se remueve y se construye una estructura con una carga permanente por área unitaria de $\Delta\sigma'_{(p)}$, no ocurrirá un asentamiento apreciable. El procedimiento antes descrito se denomina *precompresión*. La sobrecarga total $\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}$ se puede aplicar por medio de rellenos temporales.

Deducción de ecuaciones para obtener $\Delta\sigma'_{(f)}$ y t_2

En la figura 14.16b se muestra que, ante una sobrecarga de $\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}$, el grado de consolidación en el tiempo t_2 después de aplicar la carga es

$$U = \frac{S_{c(p)}}{S_{c(p+f)}} \tag{14.14}$$

Al sustituir las ecuaciones (14.12) y (14.13) en la ecuación (14.14) se obtiene

$$U = \frac{\log\left[\dfrac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o}\right]}{\log\left[\dfrac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}}{\sigma'_o}\right]} = \frac{\log\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o}\right]}{\log\left\{1 + \dfrac{\Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o}\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma'_{(f)}}{\Delta\sigma'_{(p)}}\right]\right\}} \tag{14.15}$$

En la figura 14.17 se dan las magnitudes de U para varias combinaciones de $\Delta\sigma'_{(p)}/\sigma'_o$ y $\Delta\sigma'_{(f)} + \Delta\sigma'_{(p)}$. El grado de consolidación referido en la ecuación (14.15) en realidad es el grado de consolidación promedio en el tiempo t_2, como se muestra en la figura 14.17b. Sin embargo, si

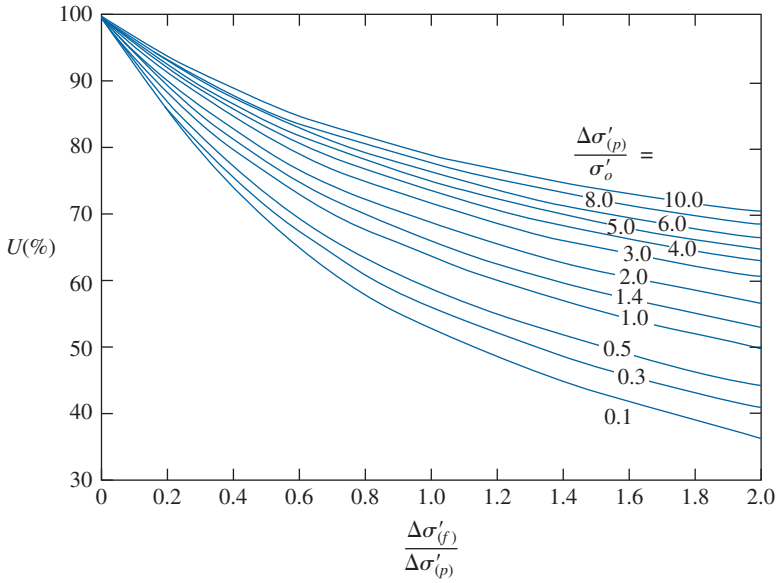


Figura 14.17 Gráfica de U contra $\Delta\sigma'_{(f)} + \Delta\sigma'_{(p)}$ para varios valores de $\Delta\sigma'_{(p)}/\sigma'_o$, ecuación (14.15)

el grado de consolidación promedio se utiliza para determinar t_2, podrían ocurrir algunos problemas de construcción. Esto se debe a que después de remover la sobrecarga y colocar la carga estructural, la parte de arcilla cerca de la superficie de drenaje continuará expandiéndose y el suelo cerca del plano medio seguirá asentándose. (Consulte la figura 14.18). En algunos casos, podría resultar un asentamiento continuo neto. Un enfoque conservador podría resolver el problema; es decir, suponer que U en la ecuación (14.15) es el grado de consolidación en el plano medio (Johnson, 1970a). Ahora, de la ecuación (1.73),

$$U = f(T_v) \tag{1.73}$$

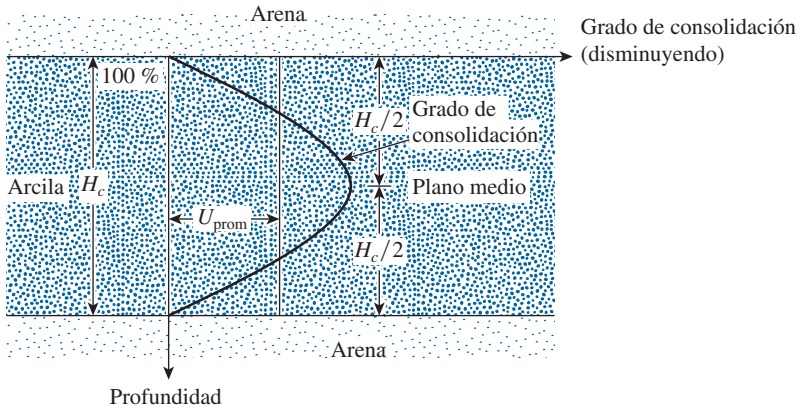


Figura 14.18

www.elsolucionario.org

donde

T_v = factor de tiempo = $C_v t_2/H^2$
C_v = coeficiente de consolidación
t_2 = tiempo
H = trayectoria máxima de drenaje (= $H_c/2$ para drenaje en dos sentidos y H_c para drenaje en un sentido)

La variación de U (grado de consolidación a medio plano) con T_v se da en la figura 14.19.

Procedimiento para obtener parámetros de precompresión

Durante el trabajo de precompresión en el campo los ingenieros pueden enfrentar dos problemas:

1. El valor de $\Delta\sigma'_{(f)}$ se conoce, pero t_2 se debe determinar. En este caso, se obtiene σ'_o, $\Delta\sigma'_{(p)}$ y se despeja U, utilizando al ecuación (14.15) o la figura 14.17. Para este valor de U, se obtiene T_v de la figura 14.19. Entonces

$$t_2 = \frac{T_v H^2}{C_v} \tag{14.16}$$

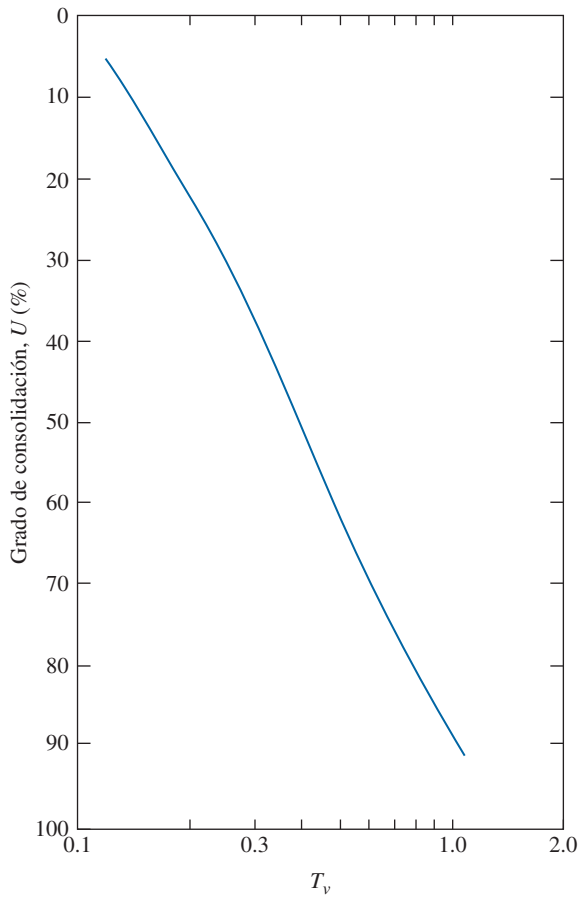


Figura 14.19 Gráfica del grado de consolidación a medio plano contra T_v

2. Para un valor especificado de t_2, se debe obtener $\Delta\sigma'_{(f)}$. En este caso, se calcula T_v. Luego se utiliza la figura 14.19 para obtener el grado de consolidación a medio plano, U. Con el valor estimado de U, se consulta la figura 14.17 para obtener el valor de $\Delta\sigma'_{(f)}/\Delta\sigma'_{(p)}$ y luego se calcula $\Delta\sigma'_{(f)}$.

En la bibliografía sobre el tema (por ejemplo, Johnson, 1970a) se encuentran varias historias de casos sobre el uso exitoso de las técnicas de precompresión para el mejoramiento del suelo de cimentaciones.

Ejemplo 14.1

Examine la figura 14.16. Durante la construcción de un puente de una carretera, la carga permanente promedio sobre el estrato de arcilla se espera que aumente en aproximadamente 115 kN/m^2. La presión de sobrecarga efectiva promedio a la mitad del estrato de arcilla es de 210 kN/m^2. Aquí, $H_c = 6$ m, $C_c = 0.28$, $e_o = 0.9$ y $C_v = 0.36$ m^2/mes. La arcilla está normalmente consolidada. Determine:

a. El asentamiento por consolidación primario total del puente sin precompresión
b. La sobrecarga, $\Delta\sigma'_{(f)}$, necesaria para eliminar todo el asentamiento por consolidación primaria en nueve meses mediante precompresión.

Solución

Parte a

El asentamiento por consolidación primaria se puede calcular con la ecuación (14.12):

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o}\log\left[\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o}\right] = \frac{(0.28)(6)}{1 + 0.9}\log\left[\frac{210 + 115}{210}\right]$$
$$= 0.1677 \text{ m} = \mathbf{167.7 \text{ mm}}$$

Parte b

Se tiene

$$T_v = \frac{C_v t_2}{H^2}$$
$$C_v = 0.36 \text{ m}^2/\text{mes}$$
$$H = 3 \text{ m (drenaje en dos sentidos)}$$
$$t_2 = 9 \text{ meses}$$

De aquí,

$$T_v = \frac{(0.36)(9)}{3^2} = 0.36$$

De acuerdo con la figura 14.19, para $T_v = 0.36$, el valor de U es de 47%. Ahora,

$$\Delta\sigma'_{(p)} = 115 \text{ kN/m}^2$$

y

$$\sigma'_o = 210 \text{ kN/m}^2$$

por lo tanto

$$\frac{\Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o} = \frac{115}{210} = 0.548$$

De acuerdo con la figura 14.17, para $U = 47\%$ y $\Delta\sigma'_{(p)}/\sigma'_o = 0.58$, $\Delta\sigma'_{(f)}/\Delta\sigma'_{(p)} \approx 1.8$; por consiguiente,

$$\Delta\sigma'_{(f)} = (1.8)(115) = \mathbf{207 \text{ kN/m}^2}$$ ■

14.8 Drenes de arena

El uso de drenes de arena es otra forma de acelerar el asentamiento por consolidación de estratos de arcilla suaves normalmente consolidados y lograr la precompresión antes de la construcción de una cimentación propuesta. Los drenes de arena se construyen haciendo agujeros a través del o de los estratos de arcilla en el campo a intervalos regulares. Luego los agujeros se rellenan con arena. Esto se puede lograr de varias formas, con a) perforación rotatoria y luego rellenando con arena; b) perforando con una barrena helicoidal con un vástago hueco y rellenando con arena (a través del vástago hueco) y c) hincando pilotes huecos. Luego el suelo dentro del pilote se expulsa con un chorro de agua, después de lo cual se rellena con arena. En la figura 14.20 se muestra una diagrama esquemático de drenes de arena. Después de rellenar con arena los agujeros, se aplica una sobrecarga en la superficie del terreno. La sobrecarga aumentará la presión de poro del agua en la arcilla. El exceso de presión de poro del agua en la arcilla se disipará por drenaje, tanto vertical como radialmente hacia los drenes de arena, acelerando de esta manera el asentamiento del estrato de arcilla. En la figura 14.20a, observe que el radio de los drenes de arena es r_w. En la figura 14.20b se muestra la planta de la configuración de los drenes de arena. La zona efectiva desde la cual el drenaje radial se dirigirá hacia un dren de arena dado es aproximadamente cilíndrica, con un diámetro de d_e.

Para determinar la sobrecarga que se necesita aplicar a la superficie del terreno y el tiempo requerido que se tiene que mantener, consulte la figura 14.16 y utilice la ecuación correspondiente, ecuación (14.15):

$$U_{v,r} = \frac{\log\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o}\right]}{\log\left\{1 + \dfrac{\Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o}\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma'_{(f)}}{\Delta\sigma'_{(p)}}\right]\right\}} \tag{14.17}$$

Las notaciones $\Delta\sigma'_{(p)}$, $\Delta\sigma'_o$ y $\Delta\sigma'_{(f)}$ son las mismas que las de la ecuación (14.15); sin embargo, el lado izquierdo de la ecuación (14.17) es el *grado de consolidación promedio* en vez del grado

www.elsolucionario.org

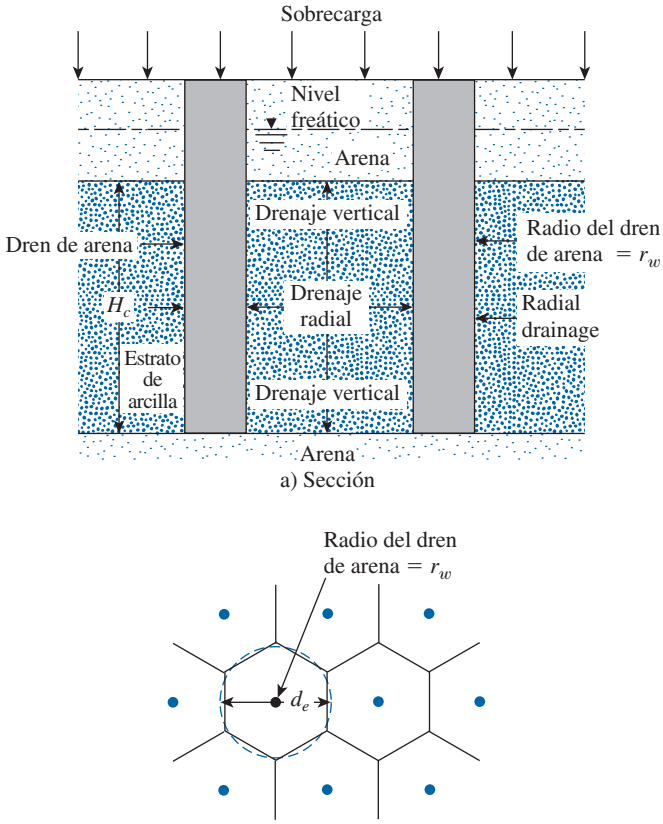


Figura 14.20 Drenes de arena

de consolidación a medio plano. Tanto el drenaje *radial* como el *vertical* contribuyen al grado de consolidación promedio. Si $U_{v,r}$ se puede determinar para cualquier tiempo t_2 (consulte la figura 14.16b), la sobrecarga total $\Delta\sigma'_{(f)} + \Delta\sigma'_{(p)}$, se puede obtener con facilidad a partir de la figura 14.17. El procedimiento para determinar el grado de consolidación promedio ($U_{v,r}$) es el siguiente:

Para una sobrecarga dada y una duración, t_2, el grado de consolidación promedio debido al drenaje en las direcciones vertical y radial es

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) \tag{14.18}$$

donde

U_r = grado de consolidación promedio sólo con drenaje radial
U_v = grado de consolidación promedio sólo con drenaje vertical

Johnson (1970b) describe en detalle el uso exitoso de drenes de arena. Al igual que con la precompresión, puede ser necesario observar el asentamiento en el campo durante el periodo en que se aplica la sobrecarga.

Grado de consolidación promedio debido sólo a drenaje radial

En la figura 14.21 se muestra un diagrama esquemático de un dren de arena. En la figura, r_w es el radio del dren de arena y $r_e = d_e/2$ es el radio de la zona de drenaje efectiva. También es importante tomar en cuenta que, durante la instalación de los drenes de arena, una zona de arcilla que los rodea se remoldea, por lo que se cambia la permeabilidad hidráulica de la arcilla. En la figura, r_s es la distancia radial desde el centro del dren de arena hasta el punto más alejado de la zona remoldeada. Ahora, para la relación del grado de consolidación promedio, se utilizará la *teoría de igual deformación unitaria*. Se pueden originar dos casos que se relacionan con la naturaleza de la aplicación de una sobrecarga, que se muestran en la figura 14.22. (Consulte las notaciones que se muestran en la figura 14.16). Ya sea que a) toda la sobrecarga se aplique instantáneamente (consulte la figura 14.22a) o que b) la sobrecarga se aplique en forma de una carga de rampa (consulte la figura 14.22b). Cuando toda la sobrecarga se aplica de manera instantánea (Barron, 1948),

$$U_r = 1 - \exp\left(\frac{-8T_r}{m}\right) \tag{14.19}$$

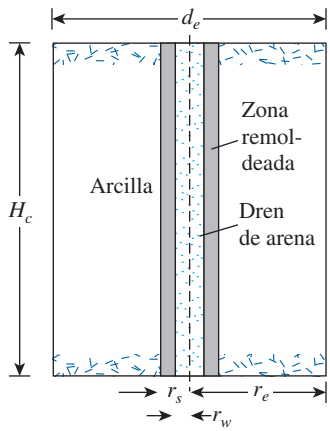


Figura 14.21 Diagrama esquemático de un dren de arena

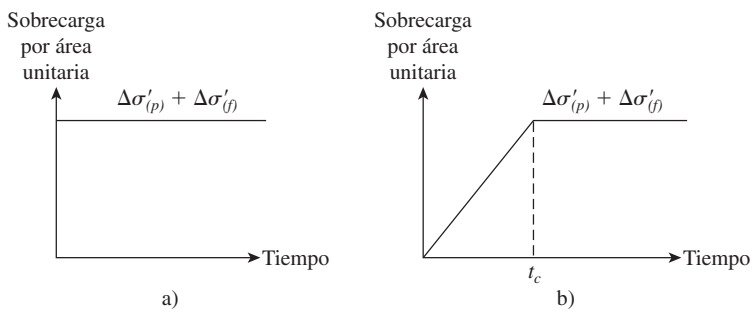


Figura 14.22 Naturaleza de la aplicación de la sobrecarga

donde

$$m = \frac{n^2}{n^2 - S^2}\ln\left(\frac{n}{S}\right) - \frac{3}{4} + \frac{S^2}{4n^2} + \frac{k_h}{k_s}\left(\frac{n^2 - S^2}{n^2}\right)\ln S \tag{14.20}$$

en donde

$$n = \frac{d_e}{2r_w} = \frac{r_e}{r_w} \tag{14.21}$$

$$S = \frac{r_s}{r_w} \tag{14.22}$$

y

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

$$T_r = \text{factor de tiempo adimensional sólo para drenaje vertical} = = \frac{C_{\text{vr}}t_2}{d_e^2} \tag{14.23}$$

C_{vr} = coeficiente de consolidación para drenaje radial

$$= \frac{k_h}{\left[\dfrac{\Delta e}{\Delta\sigma'(1 + e_{\text{prom}})}\right]\gamma_w} \tag{14.24}$$

Para un caso *sin remoldeo*, $r_s = r_w$ y $k_h = k_s$, por lo tanto $S = 1$ y la ecuación (14.20) se transforma en

$$m = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1}\right)\ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \tag{14.25}$$

En la tabla 14.5 se dan los valores de U_r para varios valores de T_r y n.

Si la sobrecarga se aplica en forma de *rampa* y *no hay remoldeo*, entonces (Olson, 1977),

$$U_r = \frac{T_r - \dfrac{1}{A}[1 - \exp(-AT_r)]}{T_{\text{rc}}} \qquad (\text{para } T_r \leqslant T_{\text{rc}}) \tag{14.26}$$

y

$$U_r = 1 - \frac{1}{AT_{\text{rc}}}[\exp(AT_{\text{rc}}) - 1]\exp(-AT_{\text{rc}}) \quad (\text{para } T_r \geqslant T_{\text{rc}}) \tag{14.27}$$

www.elsolucionario.org

Tabla 14.5 Variación de U_r para varios valores de T_r y n, caso sin remoldeo [ecuaciones (14.19) y (14.25)]

Grado de consolidación U_r (%)	Factor tiempo T_r para un 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
44	0.0679	0.1144	0.1429	0.1634	0.1793

(*continúa*)

Tabla 14.5 (*continuación*)

Grado de consolidación U_r (%)	Factor tiempo T_r para un valor de n ($=r_e/r_w$)				
	5	10	15	20	25
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
89	0.2584	0.4355	0.5439	0.6219	0.6827
90	0.2696	0.4543	0.5674	0.6487	0.7122

Tabla 14.5 (*continuación*)

Grado de consolidación U_r (%)	Factor tiempo T_r para un valor de n ($=r_e/r_w$)				
	5	10	15	20	25
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

$$T_{\text{rc}} = \frac{C_{\text{vr}} t_c}{d_e^2} \text{ (consulte la figura 14.22 para ver la definición de } t_c) \tag{14.28}$$

y

$$A = \frac{2}{m} \tag{14.29}$$

Grado de consolidación promedio debido sólo a drenaje vertical

Utilizando la figura 14.22a, para la aplicación instantánea de una sobrecarga, el grado de consolidación promedio debido sólo a drenaje vertical se puede obtener con las ecuaciones (1.74) y (1.75). Se tiene

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left[\frac{U_v(\%)}{100}\right]^2 \quad (\text{para } U_v = 0 \text{ a } 60\%) \qquad \text{[Ecuación (1.74)]}$$

y

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log\left[100 - U_v(\%)\right] \quad (\text{para } U_v > 60\%) \qquad \text{[Ecuación (1.75)]}$$

donde U_v = grado de consolidación promedio debido sólo a drenaje vertical, y

$$T_v = \frac{C_v t_2}{H^2} \qquad \text{[Ecuación (1.69)]}$$

donde C_v = coeficiente de consolidación para drenaje vertical.

www.elsolucionario.org

Para el caso de carga de rampa, como se muestra en la figura 14.22b, la variación de U_v con T_v se puede expresar como (Olson, 1977):

Para $T_c \leq T_c$:

$$U_v = \frac{T_v}{T_c}\left\{1 - \frac{2}{T_v}\Sigma\frac{1}{M^4}[1 - \exp(-M^2T_v)]\right\} \tag{14.30}$$

Para $T_c \leq T_c$:

$$U_v = 1 - \frac{2}{T_c}\Sigma\frac{1}{M^4}[\exp(-M^2T_c) - 1]\exp(-M^2T_v) \tag{14.31}$$

donde

$$M = \frac{\pi}{2}(2m' + 1)$$
$$m' = 0, 1, 2, \ldots$$

$$T_c = \frac{C_v t_c}{H^2} \tag{14.32}$$

donde H = longitud de la trayectoria máxima de drenaje vertical. En la figura 14.23 se muestra la variación de T_v con T_c y T_v.

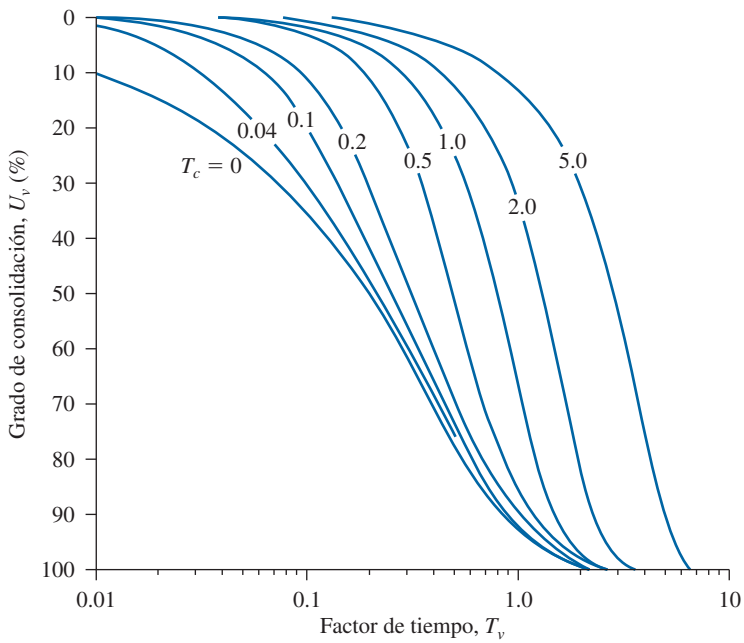


Figura 14.23 Variación de U_v con T_v y T_c [ecuaciones (14.30) y (14.31)]

Ejemplo 14.2

Vuelva a resolver el ejemplo 14.1, 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 aplica instantáneamente. (Consulte la figura 14.22a). También suponga que este es un caso sin remoldeo.

Solución

Parte a

El asentamiento por consolidación primaria será de 167.7 mm, igual que antes.

Parte b

Del ejemplo 14.1, $T_v = 0.36$. Utilizando la ecuación (1.74), se obtiene

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left[\frac{U_v(\%)}{100}\right]^2$$

o

$$U_v = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \times 100 = \sqrt{\frac{(4)(0.36)}{\pi}} \times 100 = 67.7\%$$

Además,

$$n = \frac{d_e}{2r_w} = \frac{3}{2 \times 0.1} = 15$$

De nuevo,

$$T_r = \frac{C_{vr}t_2}{d_e^2} = \frac{(0.36)(9)}{(3)^2} = 0.36$$

De la tabla 14.5 para $n = 15$ y $T_r = 0.36$, el valor de U_r es aproximadamente de 77%. De aquí,

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r) = 1 - (1 - 0.67)(1 - 0.77)$$
$$= 0.924 = 92.4\%$$

Ahora, de la figura 14.17, para $\Delta\sigma'_p/\sigma'_o = 0.548$ y $U_{v,r} = 92.4\%$, el valor de $\Delta\sigma'_f/\Delta\sigma'_p \approx 0.12$. De aquí,

$$\Delta\sigma'_{(f)} = (115)(0.12) = \mathbf{13.8\ kN/m^2}$$

■

Ejemplo 14.3

Suponga que para el proyecto del dren de arena de la figura 14.20, la arcilla está normalmente consolidada. Se cuenta con los datos siguientes:

Arcilla: $H_c = 4.57$ m (drenaje en dos sentidos)
$C_c = 0.31$
$e_o = 1.1$

Presión de sobrecarga efectiva a la mitad del estrato de arcilla
$= 47.92\ \text{kN/m}^2$
$C_v = 106.15 \times 10^{-4}\ \text{m}^2/\text{día}$

Dren de arena: $r_w = 0.091$ m
$d_e = 1.83$ m
$C_v = C_{vr}$

Se aplica una sobrecarga como se muestra en la figura 14.24. Suponga que este es un caso sin remoldeo. Calcule el grado de consolidación 30 días después de que se aplica la sobrecarga. Además, determine el asentamiento por consolidación en ese tiempo debido a la sobrecarga.

Solución

De la ecuación (14.32),

$$T_c = \frac{C_v t_c}{H^2} = \frac{(106.15 \times 10^{-4}\ \text{m}^2/\text{day})(60)}{\left(\frac{4.57}{2}\right)^2} = 0.122$$

y

$$T_v = \frac{C_v t_2}{H^2} = \frac{(106.15 \times 10^{-4})(30)}{\left(\frac{4.57}{2}\right)^2} = 0.061$$

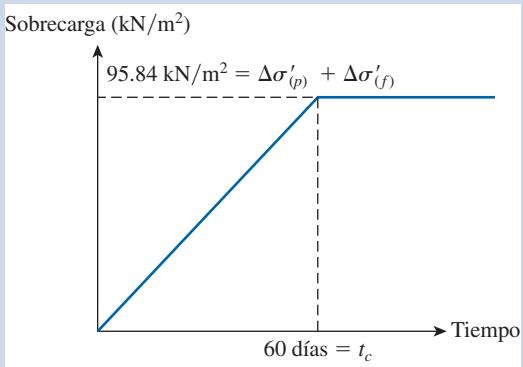


Figura 14.24 Carga de rampa para un proyecto de un dren de arena

www.elsolucionario.org

Utilizando la figura 14.23, para $T_c = 0.123$ y $T_v = 0.061$, se obtiene $U_v = 9\%$. Para el dren de arena,

$$n = \frac{d_e}{2r_w} = \frac{1.83}{(2)(0.091)} = 10$$

De la ecuación (14.28),

$$T_{\text{rc}} = \frac{C_{\text{vr}} t_c}{d_e^2} = \frac{(106.15 \times 10^{-4})(60)}{(1.83)^2} = 0.19$$

y

$$T_r = \frac{C_{\text{vr}} t_2}{d_e^2} = \frac{(106.15 \times 10^{-4})(30)}{(1.83)^2} = 0.095$$

De nuevo, de la ecuación (14.26),

$$U_r = \frac{T_r - \frac{1}{A}[1 - \exp(-AT_r)]}{T_{rc}}$$

Además, para el caso sin remoldeo,

$$m = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln (n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} = \frac{10^2}{10^2 - 1} \ln (10) - \frac{3(10)^2 - 1}{4(10)^2} = 1.578$$

y

$$A = \frac{2}{m} = \frac{2}{1.578} = 1.267$$

por lo tanto,

$$U_r = \frac{0.096 - \frac{1}{1.267}[1 - \exp(-1.267 \times 0.095)]}{0.19} = 0.03 = 3\%$$

De la ecuación (14.18),

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) = 1 - (1 - 0.03)(1 - 0.09) = 0.117 = \mathbf{11.7\%}$$

Entonces el asentamiento primario total es

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \left[\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_f}{\sigma'_o} \right]$$

$$= \frac{(0.31)(4.57)}{1 + 1.1} \log \left(\frac{47.92 + 95.84}{47.92} \right) = 0.332 \text{ m}$$

y el asentamiento después de 30 días es

$$S_{c(p)} U_{v,r} = (0.322)(0.117)(1000) = \mathbf{37.67 \text{ mm}}$$

■

14.9 Drenes prefabricados verticales

A los drenes prefabricados verticales (DPV), también se les refiere como *drenes de mecha* o *de franja*, originalmente se crearon como un sustituto para los drenes de arena de uso común. Con el advenimiento de la ciencia de materiales, estos drenes comenzaron a fabricarse a partir de polímeros sintéticos como el polipropileno y el polietileno de alta densidad. Los DPV por lo general se fabrican con un núcleo sintético corrugado o acanalado contenido por un filtro geotextil, como se muestra en el esquema de la figura 14.25. Las rapideces de instalación reportadas en la bibliografía son del orden de 0.1 a 0.3 m/s, excluyendo la movilización y el tiempo de montaje del equipo. Los DPV se han empleado mucho en el pasado para la consolidación rápida de suelos de baja permeabilidad ante una carga superficial. La ventaja principal de los DPV sobre los drenes de arena es que no requieren excavación; por lo que su instalación es mucho más rápida. En las figuras 14.26a y b se muestran fotografías de la instalación de DPV en el campo.

Diseño de drenes prefabricados verticales

Las relaciones para el grado de consolidación promedio debido al drenaje radial hacia los drenes de arena se dan en las ecuaciones (14.19) a (14.24) para casos de igual deformación unitaria. Yeung (1997) utilizó estas relaciones para generar curvas para los DPV. Los desarrollos teóricos empleados por Yeung se dan a continuación.

En la figura 14.27 se muestra la configuración de un patrón en red cuadrada de drenes prefabricados verticales. (Para la definición de a y b consulte también la figura 14.25). El diámetro equivalente de un DPV se puede dar como

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \tag{14.31}$$

Ahora, la ecuación (14.19) se puede rescribir como

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8C_{vr}t}{d_w^2}\frac{d_w^2}{d_e^2 m}\right) = 1 - \exp\left(-\frac{8T_r'}{\alpha'}\right) \tag{14.31}$$

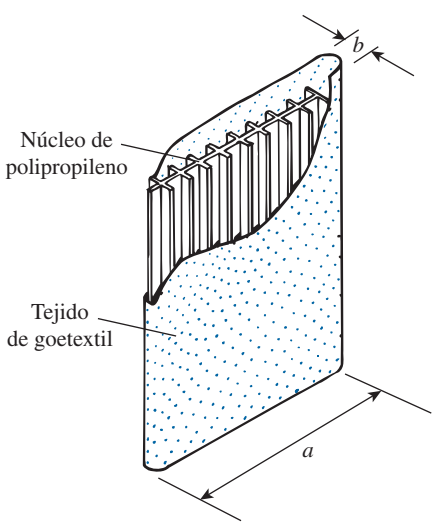
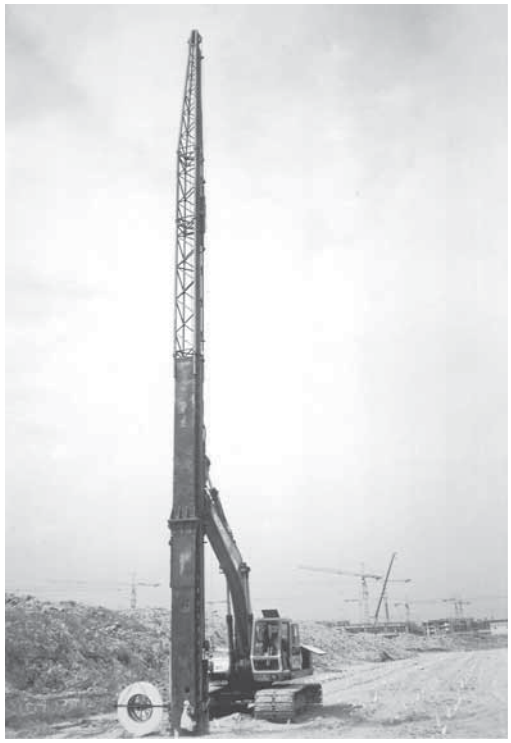


Figura 14.25 Dren prefabricado vertical (DPV)



a)



b)

Figura 14.26 Instalación de un DVP en el campo. (*Nota:* b) es un acercamiento de a). (*Cortesía de E.C. Shin, University of Incheon, Corea*).

www.elsolucionario.org

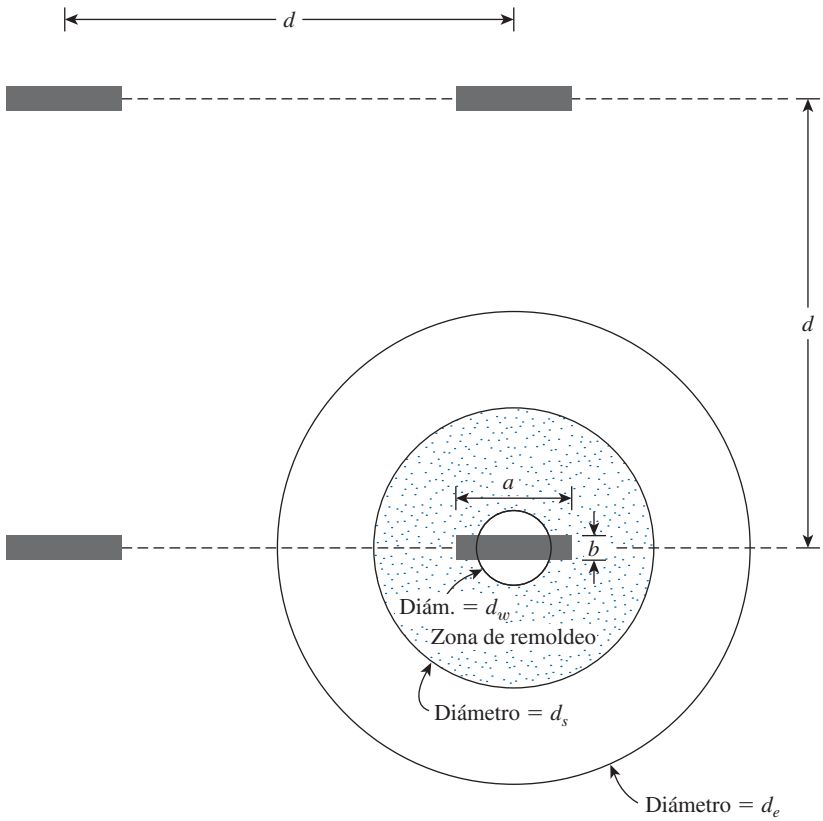


Figura 14.27 Configuración del patrón en red cuadrada de drenes prefabricados verticales

donde d_e = diámetro de la zona de drenaje efectiva = $2r_e$. Además,

$$T'_r = \frac{C_{vr}t}{d_w^2} \tag{14.35}$$

$$\alpha' = n^2 m = \frac{n^4}{n^2 - S^2}\ln\left(\frac{n}{S}\right) - \left(\frac{3n^2 - S^2}{4}\right) + \frac{k_h}{k_s}(n^2 - S^2)\ln S \tag{14.36}$$

y

$$n = \frac{d_e}{d_w} \tag{14.37}$$

De la ecuación (14.34),

$$T'_r = -\frac{\alpha'}{8}\ln\,(1 - U_r)$$

o

$$(T'_r)_1 = \frac{T'_r}{\alpha'} = -\frac{\ln\,(1 - U_r)}{8} \tag{14.38}$$

En la tabla 14.6 se da la variación de $(T'_r)_1$ con U_r. En la figura 14.28 se muestran gráficas de α' contra n para $k_h/k_s = 5$ y 10, y $S = 2$ y 3.

Tabla 14.6 Variación de $(T'_r)_1$ con U_r [ecuación (14.38)]

U_r(%)	$(T'_r)_1$
0	0
5	0.006
10	0.013
15	0.020
20	0.028
25	0.036
30	0.045
35	0.054
40	0.064
45	0.075
50	0.087
55	0.100
60	0.115
65	0.131
70	0.150
75	0.173
80	0.201
85	0.237
90	0.288
95	0.374

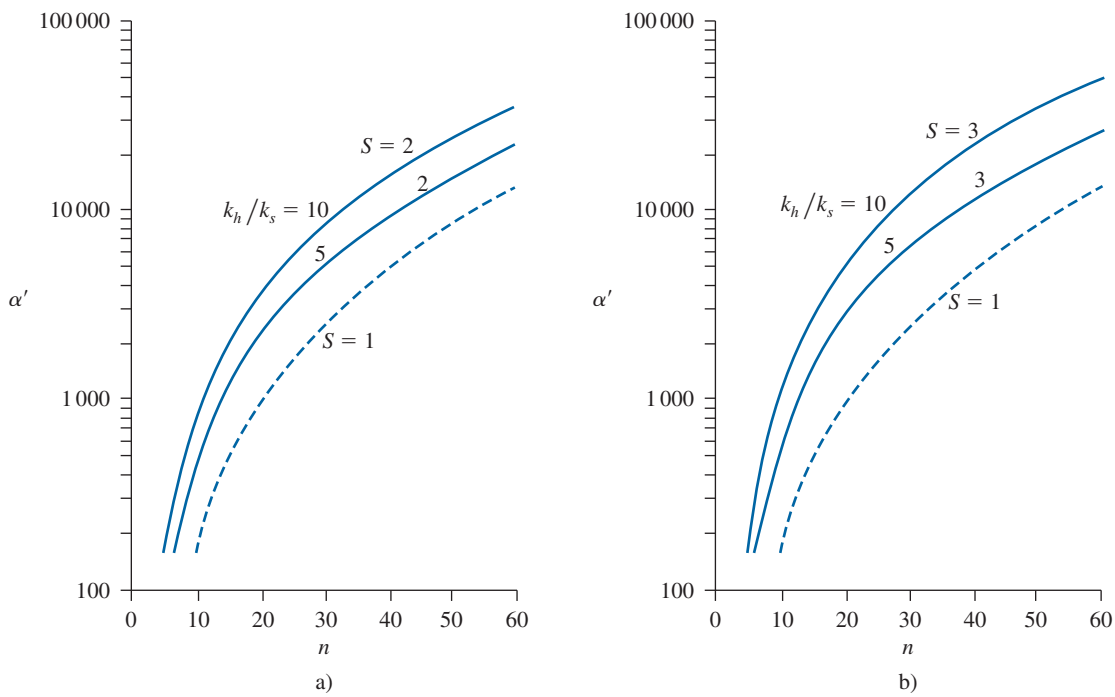


Figura 14.28 Gráfica de α' contra n: a) $S = 2$; b) $S = 3$ [ecuación (14.36)]

El siguiente es el procedimiento paso a paso para el diseño de drenes prefabricados verticales:

Paso 1. Se establece el tiempo t_2 disponible para el proceso de consolidación y el $U_{v,r}$ requerido con la [ecuación (14.17)]

Paso 2. Se determina U_v en el tiempo t_2 debido al drenaje vertical. De la ecuación (14.18)

$$U_r = 1 - \frac{1 - U_{v,r}}{1 - U_v} \tag{14.39}$$

Paso 3. Para el DPV que se utilizará, se calcula d_w con la ecuación (14.33).

Paso 4. Se determina «entra símbolo 3» con las ecuaciones (14.38) y (14.39).

Paso 5. Se establece «entra símbolo 4» de la ecuación (14.35).

Paso 6. Se determina

$$\alpha' = \frac{T'_r}{(T'_r)_1}.$$

Paso 7. Utilizando la figura 14.28 y el valor de α' especificado en el paso 6, se determina n.

Paso 8. De la ecuación (14.37),

$$\begin{array}{cccc} d_e & = & n & d_w \\ & & \uparrow & \uparrow \\ & & \text{Paso 7} & \text{Paso 3} \end{array}$$

Paso 9. Se elige el espaciamiento de los drenes

$$d = \frac{d_e}{1.05} \qquad \text{(para un patrón triangular)}$$

$$d = \frac{d_e}{1.128} \qquad \text{(para un patrón cuadrado)}$$

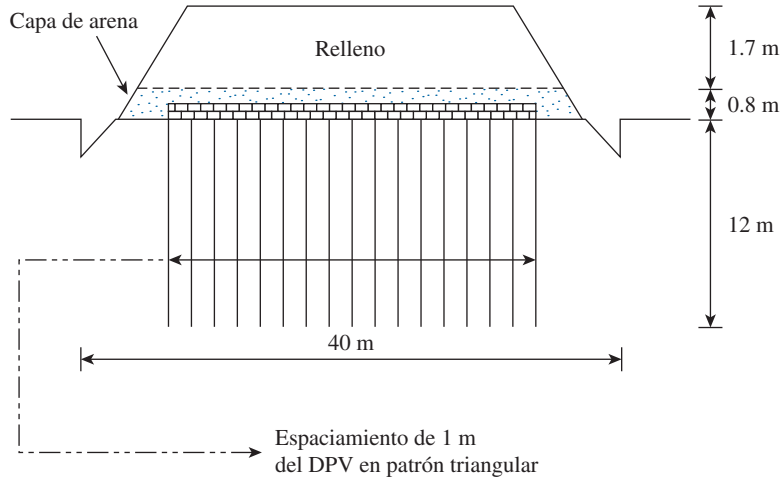
Historia de un caso

La instalación de DPV combinada con precarga es una manera efectiva para reforzar arcillas suaves para la construcción de cimentaciones. Un ejemplo de un estudio de campo se puede consultar en la obra de Shibuya y Hanh (2001) en donde se describe una prueba a escala natural de un terraplén de 40 m × 40 m en planta construido sobre un estrato de arcilla suave ubicado en Nong Ngu Hao, Tailandia. Los DPV se instalaron en el estrato de arcilla suave en un patrón triangular (figura 14.29a). En la figura 14.29b se muestra el patrón de precarga en el emplazamiento junto con la gráfica de asentamiento-tiempo en la superficie del terreno bajo el centro del terraplén de prueba. El asentamiento máximo se alcanzó después de aproximadamente cuatro meses. La variación de la resistencia cortante no drenada (c_u) con la profundidad en el estrato de arcilla suave antes y después del mejoramiento del suelo se muestra en la figura 14.29c. La variación de c_u con la profundidad se basa en pruebas de corte con veleta en el campo. La resistencia cortante no drenada aumenta en casi 50 a 100% a varias profundidades.

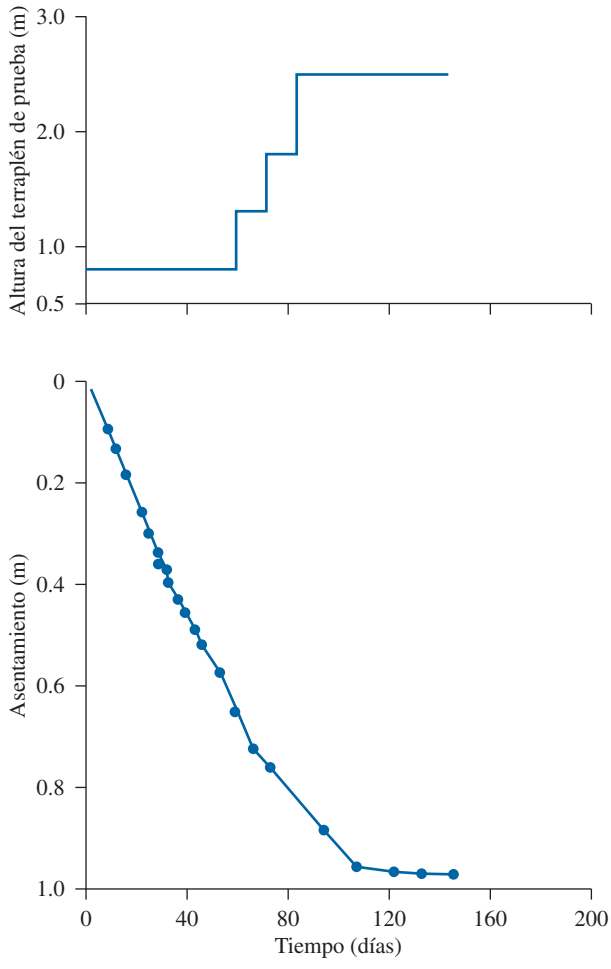
14.10 Estabilización con cal

Como se mencionó en la sección 14.1, en ocasiones se utilizan aditivos para estabilizar suelos en el campo, en particular en suelos de grano fino. Los aditivos más comunes son la cal, el cemento y la cal con ceniza muy fina. Los fines principales de la estabilización del suelo son a) modificar el suelo, b) agilizar la construcción y c) mejorar la resistencia y durabilidad del suelo.

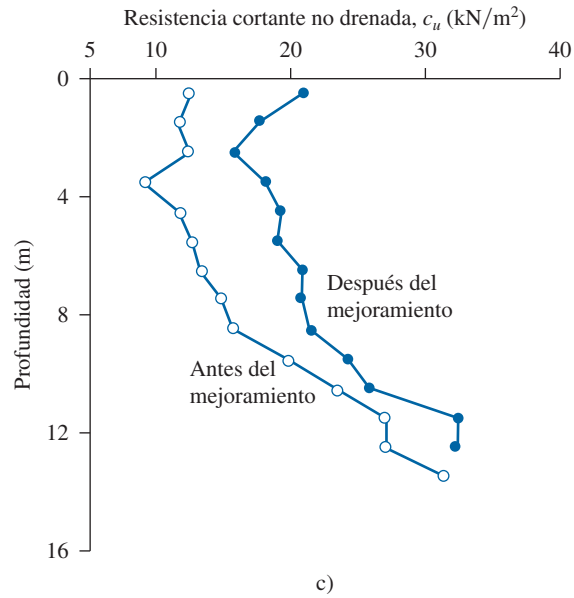
www.elsolucionario.org



a)



b)



c)

Figura 14.29 Estudio de Shibuya y Hanh (2001) de un terraplén de prueba a escala natural en Nong Ngu Hao, Tailandia: a) terraplén de prueba; b) altura y asentamiento del terreno con el tiempo del terraplén de prueba; c) resistencia cortante no drenada antes y después del mejoramiento obtenida con pruebas de corte con veleta

Los tipos de *cal* comúnmente utilizados para estabilizar suelos de grano fino son la cal hidratada con contenido alto de calcio [$Ca(OH)_2$], cal viva calcítica (CaO), cal dolomítica monohidratada [Ca(OH)2·MgO)] y cal viva dolomítica. La cantidad de cal utilizada para estabilizar la mayoría de los suelos suele estar en el intervalo de 5 a 10%. Cuando se agrega cal a suelos arcillosos, ocurren dos reacciones químicas *puzolánicas*: *intercambio de cationes* y *floculación-aglomeración*. En las reacciones de intercambio de cationes y floculación-aglomeración, los cationes *monovalentes* generalmente asociados con arcillas se reemplazan por los iones *divalentes* de calcio. Los cationes se pueden arreglar en una serie basada en su afinidad de intercambio:

$$Al^{3+} > Ca^{2+} > Mg^{2+} > NH_4^+ > K^+ > Na^+ > Li^+$$

Cualquier catión puede reemplazar los iones a su derecha. Por ejemplo, los iones de calcio pueden reemplazar iones potasio y sodio de una arcilla. La floculación-aglomeración produce un cambio en la textura de los suelos arcillosos. Las partículas de arcilla tienden a agruparse para formar partículas mayores, y en consecuencia a) disminuye el límite líquido, b) aumenta el límite plástico, c) se reduce el índice de plasticidad, d) se incrementa el límite de contracción, e) aumenta la trabajabilidad y f) mejora las propiedades de resistencia y deformación de un suelo. Algunos ejemplos en los que la cal afecta la plasticidad de suelos arcillosos se dan en la tabla 14.7.

La reacción puzolánica entre el suelo y la cal comprende la reacción entre la cal y la sílice y la alúmina del suelo para formar un material cementante. Una reacción de ese tipo es

$$Ca(OH)_2 + SiO_2 \rightarrow \underset{\uparrow}{CSH}$$

Arcilla silícea

donde

C = CaO
S = SiO_2
H = H_2O

La reacción puzolánica puede continuar durante mucho tiempo.

Los primeros 2 a 3% de cal (con base en peso seco) afectan en gran medida la trabajabilidad y las propiedades del suelo (como la plasticidad). La adición de cal a suelos arcillosos también afecta sus características de compactación.

Tabla 14.7 Influencia de la cal en la plasticidad de la arcilla (compilada de Thompson, 1967)

		0% cal		5% cal	
Suelo	Clasificación AASHTO	Límite líquido	Índice de plasticidad	Límite líquido	Índice de plasticidad
Bryce B	A-7-6(18)	53	29	NP	NP
Cowden B	A-7-6(19)	54	33	NP	NP
Drummer B	A-7-6(19)	54	31	NP	NP
Huey B	A-7-6(17)	46	29	NP	NP

Nota: NP:No plástico

Propiedades de suelos curados estabilizados con cal

La resistencia a la compresión simple (q_u) de suelos de grano fino compactados a un contenido de humedad óptimo puede variar de 170 kN/m^2 a 2100 kN/m^2, dependiendo de la naturaleza del suelo. Con una adición de entre 3 a 5% de cal y un periodo de curado de 28 días, la resistencia a la compresión simple puede aumentar en 700 kN/m^2 o más.

La resistencia a la tensión (σ_T) de suelos curados de grano fino también aumenta con la estabilización con cal. Tullock, Hudson y Kennedy (1970) proporcionaron la relación siguiente entre σ_T y q_u:

$$\sigma_T\,(\text{kN/m}^2) = 47.54 + 50.6q_u\,(\text{MN/m}^2) \tag{14.40}$$

donde σ_T es la resistencia indirecta a la tensión.

Thompson (1966) proporcionó la relación siguiente para estimar el módulo de elasticidad (E_s) de suelos estabilizados con cal:

$$E_s\,(\text{MN/m}^2) = 68.86 + 0.124q_u\,(\text{kN/m}^2) \tag{14.41}$$

La relación de Poisson (μ_s) de suelos curados estabilizados con aproximadamente 5% de cal varía entre 0.08 y 0.12 (con un promedio de 0.11) a un nivel de esfuerzo de 25% o menos de la resistencia a la compresión última. Aumenta entre 0.27 a 0.37 (con un promedio de 0.31) a un nivel de esfuerzo mayor que 50% a 75% de la resistencia a la compresión última (Transportation Research Board, 1987).

Estabilización con cal en el campo

La estabilización con cal en el campo se puede hacer de tres maneras:

1. El material *in situ* o el material de adopción se puede mezclar con la cantidad apropiada de cal en el emplazamiento y luego se compacta después de la adición de humedad.
2. El suelo se puede mezclar con la cantidad apropiada de cal y agua en una planta y luego se transporta al emplazamiento para su compactación.
3. Se puede inyectar a presión lechada de cal en el suelo hasta una profundidad de 4 a 5 m. En la figura 14.30 se muestra un vehículo utilizado para la inyección a presión de lechada de cal.

La unidad mecánica de inyección de lechada está montada en el vehículo de inyección. Una unidad de inyección común es un mástil de levantamiento hidráulico con vigas cruzadas que contienen las barras de inyección. Las barras se hincan en el terreno por la acción de las vigas del mástil de levantamiento. La lechada por lo general se mezcla en un tanque de dosificación de aproximadamente 3 m de diámetro y 12 m de longitud y se bombea a alta presión hacia las barras de inyección. La figura 14.31 es una fotografía del proceso de inyección a presión de lechada. La relación comúnmente especificada para la preparación de la lechada de cal es de 1.13 kg de cal seca por un galón de agua.

Debido a que la adición de cal hidratada a suelos arcillosos suaves inmediatamente aumenta el límite plástico, cambiando de esta manera el suelo de plástico a sólido y haciéndolo parecer "seco," se pueden poner cantidades limitadas de cal sobre emplazamientos de construcción lodosos y problemáticos. Esta acción mejora el paso del tráfico y puede ahorrar dinero y tiempo. La cal viva también se ha utilizado con éxito en agujeros taladrados con diámetros de 100 a 150 mm para la estabilización de subrasantes y taludes. Para este tipo de trabajo, los agujeros se taladran en un patrón de red y luego se rellenan con cal viva.

www.elsolucionario.org

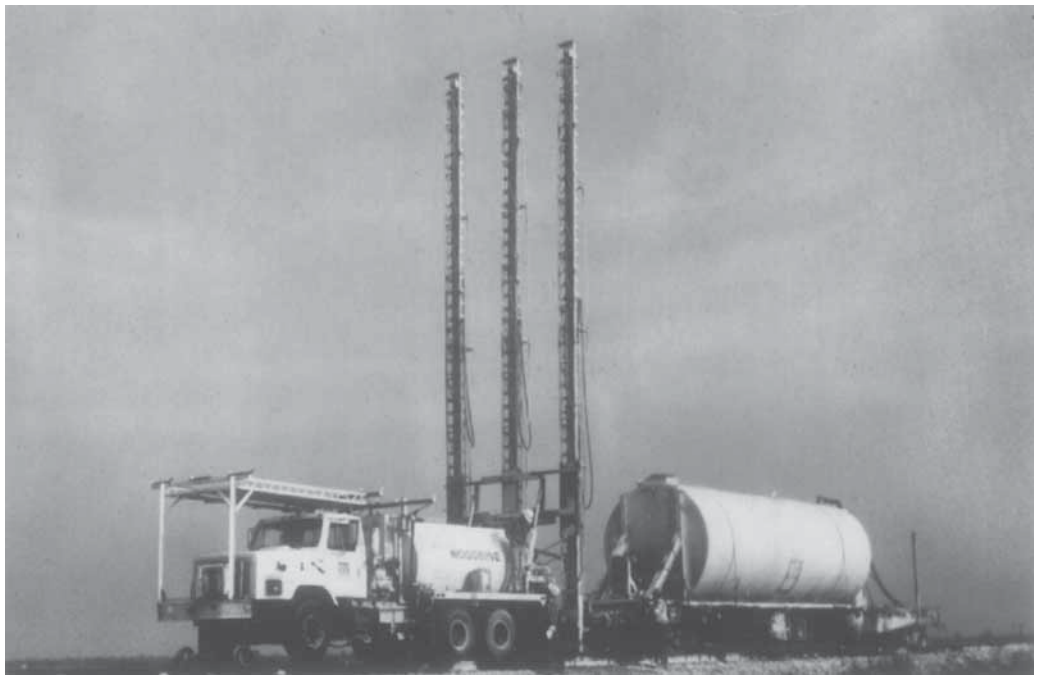


Figura 14.30 Equipo para la inyección a presión de lechada de cal. (*Cortesía de Hayward Baker, Inc., Odenton, Maryland*)

14.11 Estabilización con cemento

El cemento se utiliza cada vez más como material estabilizante para suelos, en particular en la construcción de carreteras y presas de tierra. La primera construcción controlada con suelo-cemento en los Estados Unidos se efectúo cerca de Johnsonville, Carolina del Sur, en 1935. El cemento se puede utilizar para estabilizar suelos arenosos y arcillosos. Igual que en el caso de la cal, el cemento ayuda a disminuir el límite líquido y aumenta el índice de plasticidad y la manejabilidad de los suelos arcillosos. La estabilización con cemento es efectiva para suelos arcillosos cuando el límite líquido es menor que 45 o 50 y el índice de plasticidad es menor que aproximadamente 25. Los requerimientos óptimos de cemento en volumen para la estabilización efectiva de varios tipos de suelos se dan en la tabla 14.8.

Como la cal, el cemento ayuda a incrementar la resistencia de los suelos y esta resistencia aumenta con el tiempo de curado. En la tabla 14.9 se presentan algunos valores comunes de la resistencia a la compresión simple de varios tipos de suelos sin tratar y de mezclas de suelo-cemento hechas con aproximadamente 10% de cemento en peso.

Los suelos granulares y los suelos arcillosos con baja plasticidad son obviamente los más adecuados para la estabilización con cemento. Las arcillas cálcicas se estabilizan más fácilmente mediante la adición de cemento, en tanto que las arcillas sódicas e hidrogenadas, que son de naturaleza expansiva, responden mejor a la estabilización con cal. Por estas razones, se debe tener mucho cuidado en la selección del material estabilizante.

Para la compactación en el campo, la cantidad apropiada de cemento se puede mezclar con suelo ya sea en el emplazamiento o bien en una planta de mezclado. Si se adopta este último enfoque, luego la mezcla se puede transportar al emplazamiento. El suelo se compacta hasta el peso específico requerido con una cantidad predeterminada de agua.

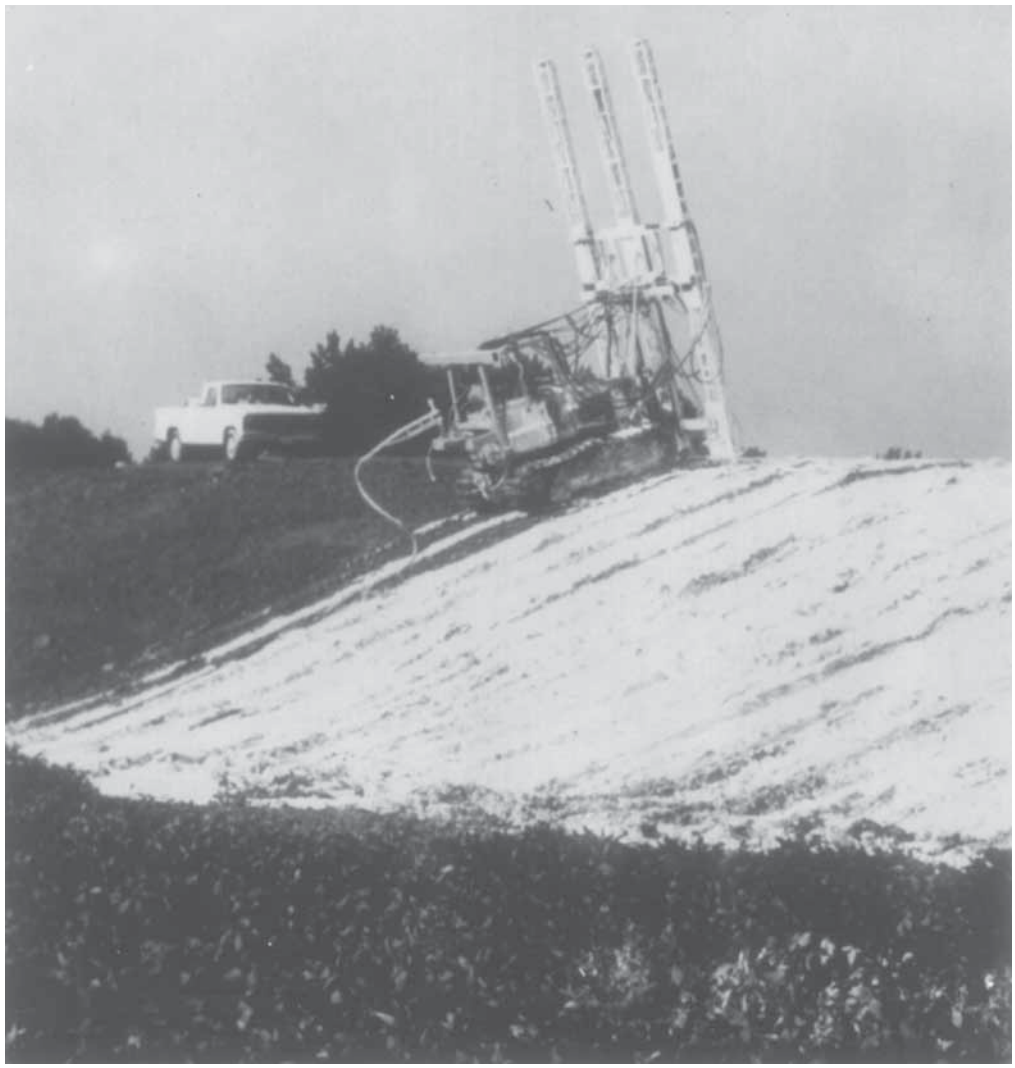


Figura 14.31 Inyección a presión de lechada de cal. (*Cortesía de Hayward Baker Inc., Odenton, Maryland*)

Tabla 14.8 Cemento requerido en volumen para la estabilización efectiva de varios suelos[a]

Tipo de suelo		Porcentaje de cemento en 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, J.K. y 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, núm. SM6, pp. 49-73. Con permiso de la ASCE.

Tabla 14.9 Resistencias a la compresión comunes de suelos y mezclas suelo-cemento[a]

Material	Intervalo de la resistencia a la compresión simple kN/m²
Suelo sin tratar:	
Arcilla, turba	Menos de 350
Arcilla arenosa bien compactada	70-280
Grava, arena y mezclas arcillosas bien compactadas	280-700
Suelo-cemento (10% de cemento en peso):	
Arcilla, suelos orgánicos	Menos de 350
Limos, arcillas limosas, arenas muy mal graduadas. Suelos ligeramente orgánicos	350-1050
Arcillas limosas, arcillas arenosas, arenas muy mal graduadas y gravas	700-1730
Arenas limosas, arcillas arenosas, arenas y gravas	1730-3460
Mezclas de arena-arcilla o grava-arena-arcilla bien graduadas y arenas y gravas	3460-10 350

[a]Según Mitchell, J.K. y 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, núm. SM6, pp. 49-73. Con permiso de la ASCE.

De manera similar a la inyección de cal, la lechada de cemento hecha de cemento portland y agua (en una proporción agua-cemento de 0.5:5) se puede utilizar para inyectar a presión suelos malos bajo cimentaciones de edificios y otras estructuras. La inyección de lechada de cemento disminuye la permeabilidad hidráulica de los suelos y aumenta su resistencia y capacidad de soporte de carga. Para el diseño de cimentaciones de máquinas de baja frecuencia sometidas a fuerzas vibratorias, en ocasiones es necesario rigidizar el suelo de la cimentación mediante inyecciones y de esta manera se aumenta la frecuencia de resonancia.

14.12 Estabilización con ceniza muy fina

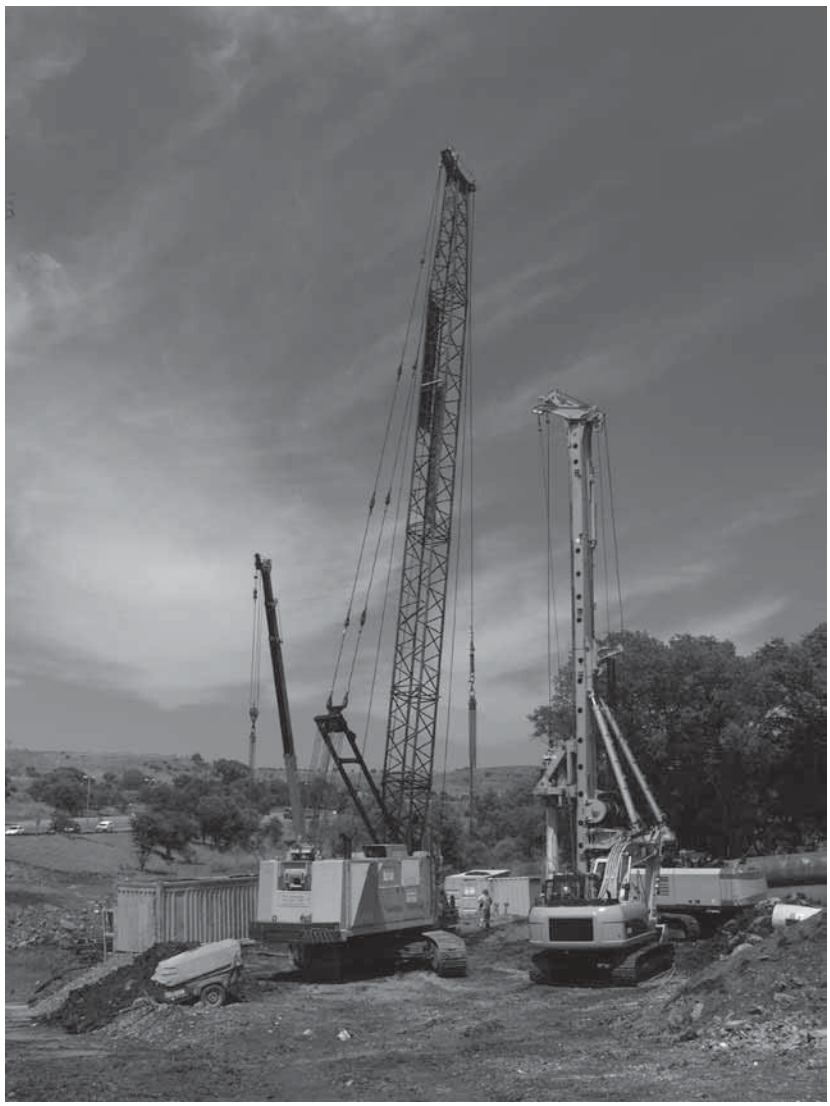
La ceniza muy fina es un producto secundario del proceso de combustión de carbón pulverizado usualmente asociado con plantas de generación de energía eléctrica. Es un polvo de grano fino y se compone principalmente de sílice, alúmina y varios óxidos y álcalis. La ceniza muy fina es de naturaleza puzolánica y puede reaccionar con la cal hidratada para producir productos cementantes. Por esa razón, las mezclas de cal y ceniza muy fina se pueden utilizar para estabilizar bases y subbases de carreteras. Las mezclas efectivas se pueden preparar con 10 a 35% de ceniza muy fina y de 2 a 10% de cal. Las mezclas de suelo-cal-ceniza muy fina se compactan en condiciones controladas, con cantidades apropiadas de humedad para obtener capas de suelo estabilizadas.

Un cierto tipo de ceniza muy fina, a la que se le refiere como ceniza muy fina "tipo C," se obtiene de la quema de carbón principalmente en los estados del oeste de los Estados Unidos. Este tipo de ceniza contiene una proporción muy grande (hasta 25%) de cal libre que, con adición de agua, reacciona con otros compuestos de la ceniza para formar productos cementantes. Su uso puede eliminar la necesidad de agregar cal manufacturada.

www.elsolucionario.org

14.13 Columnas de roca

Un método de uso actual para aumentar la capacidad de soporte de carga de cimentaciones superficiales sobre estratos de arcilla suave es la construcción de columnas de roca, que en general consiste en introducir un vibroflot (consulte la sección 14.5) mediante un chorro de agua en el estrato de arcilla suave para hacer un agujero circular que se extiende a través de la arcilla hasta un suelo más firme. Luego el agujero se rellena con una grava seleccionada. La grava en el agujero se compacta gradualmente conforme se saca el vibrador. La grava empleada para las columnas de roca tiene un intervalo de tamaño de 6 a 40 mm. Las columnas de roca suelen tener diámetros de 0.5 a 0.75 m y están espaciadas aproximadamente 1.5 a 3 m centro a centro. En la figura 14.32 se muestra la construcción de una columna de roca.



© Mipam | Dreamstime.com

Figura 14.32 Construcción de una columna de roca.

Después de construir algunas columnas, siempre se debe colocar un material de relleno sobre la superficie del terreno y compactarlo antes de que se construya la cimentación. Las columnas de roca tienden a reducir el asentamiento de las cimentaciones a cargas permisibles. Hughes y Withers (1974), Hughes y colaboradores (1975), Mitchell y Huber (1985) y otros autores presentan varias historias de casos de proyectos de construcción utilizando columnas de roca.

Las columnas de roca trabajan de manera más efectiva cuando se utilizan para estabilizar un área grande donde la resistencia cortante no drenada del subsuelo está en el intervalo de 10 a 50 kN/m^2 que para mejorar la capacidad de soporte de cimentaciones estructurales (Bachus y Barksdale, 1989). Es posible que los subsuelos más débiles que eso no proporcionen un soporte lateral suficiente para las columnas. Para el mejoramiento de un emplazamiento grande, las columnas de roca son más efectivas hasta una profundidad de 6 a 10 m. Sin embargo, se han construido hasta una profundidad de 31 m. Bachus y Barksdale proporcionaron las directrices generales siguientes para el diseño de columnas de roca para estabilizar áreas grandes.

En la figura 14.33a se muestra la vista en planta de varias columnas de roca. La relación del área de reemplazo para las columnas de roca se puede expresar como

$$a_s = \frac{A_s}{A} \tag{14.42}$$

donde

A_s = área de la columna de roca
A = área total dentro de la celda unitaria

Para un *patrón en triángulo equilátero* de columnas de roca,

$$a_s = 0.907\left(\frac{D}{s}\right)^2 \tag{14.43}$$

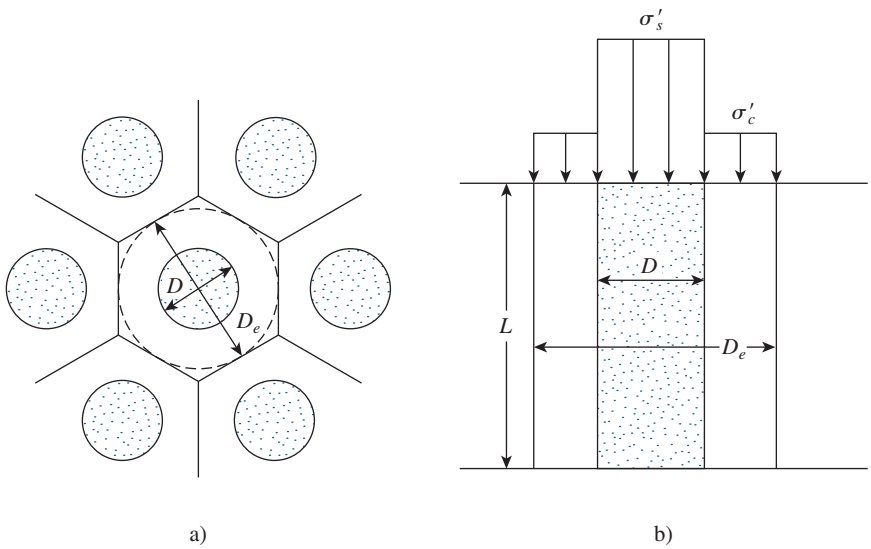


Figura 14.33 a) Columnas de roca en un patrón triangular; b) concentración de esfuerzo debido al cambio en rigidez

donde

D = diámetro de la columna de roca
s = espaciamiento entre las columnas

Cuando se aplica un esfuerzo uniforme mediante una operación de relleno a un área con columnas de roca para inducir la consolidación, ocurre una concentración de esfuerzo debido al cambio en la rigidez entre las columnas de roca y el suelo circundante. (Consulte la figura 14.33b). El factor de concentración de esfuerzo se define como

$$n' = \frac{\sigma'_s}{\sigma'_c} \tag{14.44}$$

donde

σ'_s = esfuerzo efectivo en la columna de roca
σ'_c = esfuerzo efectivo en el suelo de la subrasante

Las relaciones para σ'_s y σ'_c son

$$\sigma'_s = \sigma' \left[\frac{n'}{1 + (n' - 1)a_s} \right] = \mu_s \sigma' \tag{14.45}$$

y

$$\sigma'_c = \sigma' \left[\frac{1}{1 + (n' - 1)a_s} \right] = \mu_c \sigma' \tag{14.46}$$

donde

σ' = esfuerzo vertical efectivo promedio
μ_s, μ_c = coeficientes de concentración del esfuerzo

El mejoramiento en el suelo debido a las columnas de roca se puede expresar como

$$\frac{S_{e(t)}}{S_e} = \mu_c \tag{14.47}$$

donde

$S_{e(t)}$ = asentamiento del suelo tratado
S_e = asentamiento total del suelo sin tratar

Capacidad de soporte de carga de columnas de roca

Si una cimentación se construye sobre una columna de roca, como se muestra en la figura 14.34, ocurrirá su falla por el abultamiento de la columna a carga última. El abultamiento ocurrirá dentro de una longitud de $2.5D$ a $3D$ medida desde la parte superior de la columna de roca, donde D es el diámetro de la columna.

Hughes y colaboradores (1975) proporcionaron una relación aproximada para la capacidad de carga última de columnas de roca, que se puede dar como

$$q_u = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)(4c_u + \sigma'_r) \tag{14.48}$$

www.elsolucionario.org

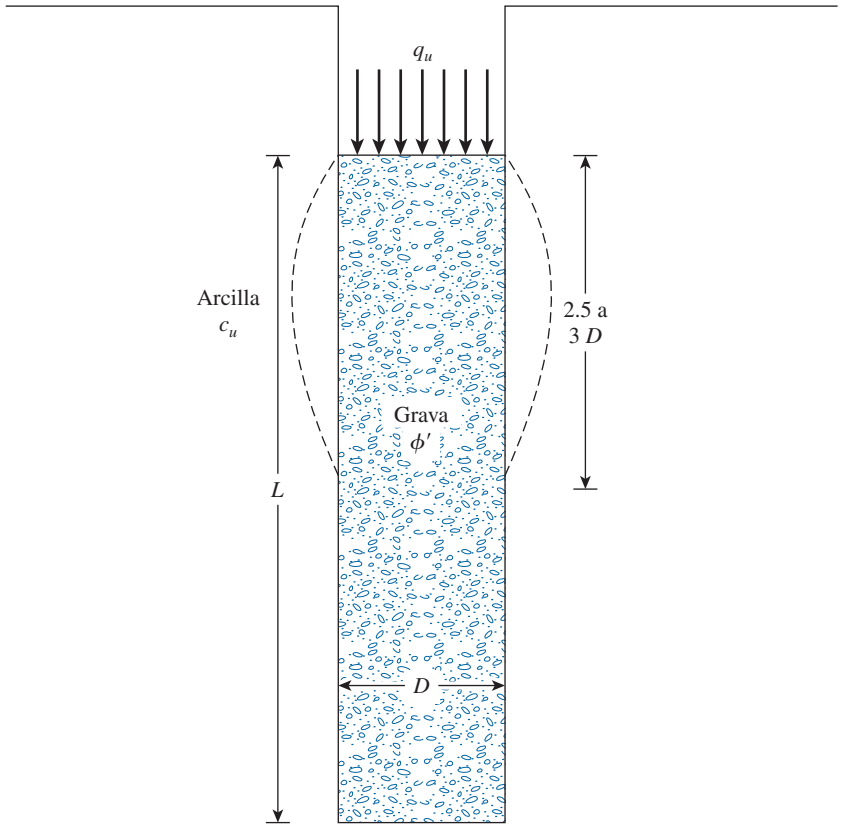


Figura 14.34 Capacidad de carga de una columna de roca

donde

c_u = resistencia cortante no drenada de la arcilla
σ'_r = esfuerzo radial efectivo medido por un presurímetro ($\approx 2c_u$)
ϕ' = ángulo de fricción del esfuerzo efectivo del material de la columna de roca

Así pues, suponiendo que la columna de roca soporta toda la carga de la cimentación, la carga última se puede dar como

$$Q_u = \frac{\pi}{4} D^2 \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)(4c_u + \sigma'_r) \tag{14.49}$$

Con base en pruebas en modelos a gran escala, Christoulas y colaboradores (2000) sugirieron que

$$Q_u = \pi D L c_u \tag{14.50}$$

En opinión del autor, se debe utilizar el valor menor de los dos valores de Q_u obtenidos con las ecuaciones (14.49) y (14.50) para fines de diseño reales. Entonces la carga permisible se puede dar igual a

$$Q_{\text{perm}} = \frac{Q_u}{\text{FS}} \tag{14.51}$$

donde FS = factor de seguridad ($\approx$ 1.5 a 2).

Christoulas y colaboradores (2000) también sugirieron una relación entre la carga Q y el asentamiento elástico S_e para columnas de roca que se puede expresar como

$$S_e = \left(\frac{Q}{LE_{\text{arcilla}}}\right) I_d \qquad (\text{para } Q \leqslant Q_1) \tag{14.52}$$

y

$$S_e = \left(\frac{Q_1}{LE_{\text{arcilla}}}\right) I_d + \left(\frac{Q - Q_1}{4LE_{\text{arcilla}}}\right) I_d \qquad (\text{para } Q_1 \leqslant Q \leqslant Q_u) \tag{14.53}$$

donde

$$Q_1 = \frac{0.1DLE_{\text{arcilla}}}{I_d} \tag{14.54}$$

en donde

E_{arcilla} = módulo de elasticidad de la arcilla
I_d = factor de influencia (Mattes y Poulos, 1969)

El factor de influencia propuesto por Mattes y Poulos es una función de tres cantidades:

1. $K = \dfrac{E_{\text{col}}}{E_{\text{arcilla}}}$

   donde E_{col} = módulo de elasticidad del material de la columna

2. $\dfrac{L}{D}$

3. Relación de Poisson de la arcilla, μ_{arcilla}. Un valor de $\mu_{\text{arcilla}} = 0.5$ dará un resultado conservador.

La variación de I_d (para $\mu_{\text{arcilla}} = 0.5$) con K se muestra en la figura 14.35.

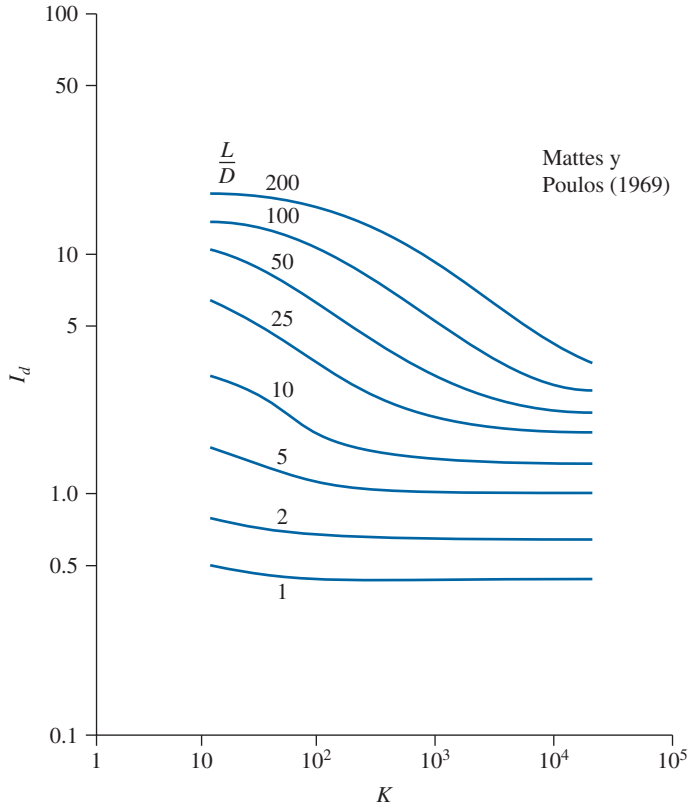


Figura 14.35 Factor de influencia I_d; ecuaciones (14.52) y (14.53)

14.14 Pilotes de compactación de arena

Los pilotes de compactación de arena son similares a las columnas de arena y se pueden utilizar en emplazamientos marginales para mejorar la estabilidad, controlar la licuefacción y reducir el asentamiento de varias estructuras. Construidos en arcilla suave, estos pilotes pueden acelerar en gran medida la disipación el proceso de la presión de poro del agua y por lo tanto el tiempo para la consolidación.

Los pilotes de arena primero se construyeron en Japón entre 1930 y 1950 (Ichimoto, 1981). Columnas de arena compactada de diámetro grande se construyeron en 1955, utilizando la técnica Compozer (Aboshi y colaboradores, 1979). El método Vibro-Compozer de construcción de pilotes de arena lo creó 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 del mandril, las puertas del fondo se abren. Se vierte arena desde la parte superior del mandril y se compacta en etapas aplicando presión de aire conforme se saca el mandril. Los pilotes suelen tener un diámetro de 0.46 a 0.76 m y se colocan a aproximadamente 1.5 a 3 m centro a centro. El patrón en planta de los pilotes de compactación de arena es el mismo que para las columnas de roca. En la figura 14.36 se muestra la construcción de pilotes de compactación de arena en la bahía de Yokohama, Japón.

www.elsolucionario.org



Figura 14.36 Construcción de un pilote de compactación de arena en la bahía de Yokohama, Japón. (*Cortesía de E.C. Shin, University of Incheon, Corea*)

Basore y Boitano (1969) reportaron una historia de un caso sobre la densificación de un subsuelo granular con un espesor de aproximadamente 9 m en la Treasure Island Naval Station en San Francisco, California, utilizando pilotes de compactación de arena. Los pilotes de arena tenían diámetros de 356 mm. En la figura 14.37 se muestra la configuración de los pilotes de arena. El espaciamiento, S' entre los pilotes varió. La resistencia a la penetración estándar, N_{60}, antes y después de la construcción de los pilotes se muestra en la figura 14.37b (consulte la ubicación de la prueba SPT en la figura 14.37a). A partir de esta figura, se puede deducir que el efecto de la densificación a cualquier profundidad dada disminuye con el aumento de S' (o S'/D). Estas pruebas muestran que cuando S'/D excede de manera aproximada 4 a 5, el efecto de la densificación es prácticamente despreciable.

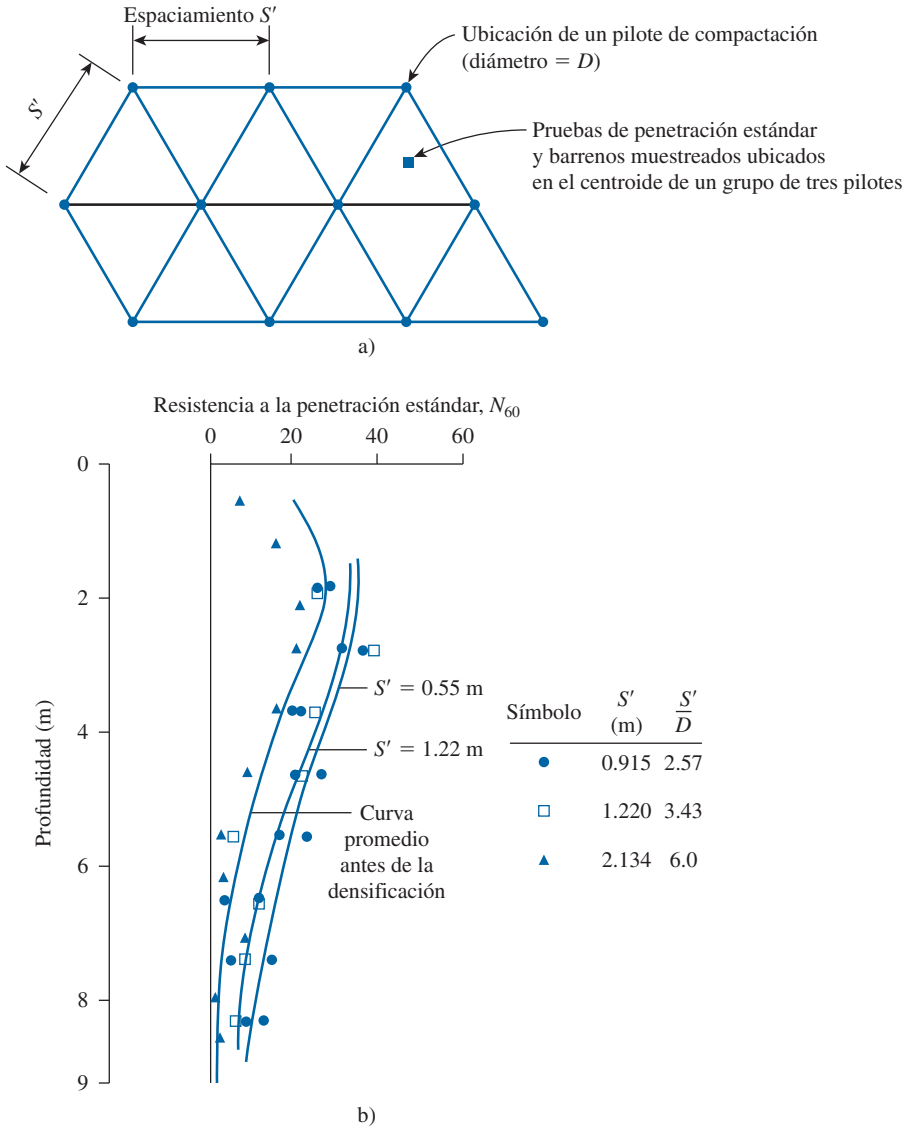


Figura 14.37 Prueba de un pilote de compactación de arena de Basore y Boitano (1969): a) configuración de los pilotes de compactación; b) variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad y S'

14.15 Compactación dinámica

La compactación dinámica es una técnica que está ganando popularidad en los Estados Unidos para la densificación de depósitos de suelo granular. El proceso principalmente comprende dejar caer repetidamente un peso sobre el terreno a intervalos regulares. El peso del pisón utilizado varía de 8 a 35 toneladas métricas y la altura de caída del pisón varía entre 7.5 y 30.5 m.

Las ondas de esfuerzo generadas por la caída del pisón ayudan en la densificación. El grado de compactación logrado depende

- Del peso del pisón
- De la altura de caída
- Del espaciamiento de las ubicaciones en que se deja caer el pisón

Leonards y colaboradores (1980) sugirieron que la profundidad significativa de influencia para la compactación es aproximadamente

$$\text{DI} \approx \tfrac{1}{2}\sqrt{W_H h} \tag{14.55}$$

donde

DI = profundidad significativa de densificación (m)
W_H = peso que cae (ton métricas)
h = altura de caída (m)

Partos y colaboradores (1989) proporcionaron varias historias de casos de mejoramiento de emplazamientos en los que se utilizó la compactación dinámica. En 1992, Poran y Rodríguez sugirieron un método racional para efectuar la compactación dinámica en suelos granulares en el campo. De acuerdo con su método, para un pisón de ancho D, peso W_H y caída h, la forma aproximada del área densificada será del tipo que se muestra en la figura 14.38 (es decir, un esferoide simialargado). Observe que en esta figura $b = \text{DL}$. En la figura 14.39 se muestra la gráfica de diseño para a/D y b/D contra $NW_H h/Ab$ (D = diámetro del pisón si no es de sección transversal circular; A = área de la sección transversal del pisón; N = número requerido de caídas del pisón). El método consiste de los pasos siguientes:

Paso 1. Se determina la profundidad significativa de densificación requerida, DI ($= b$).
Paso 2. Se establece el peso del pisón (W_H), la altura de caída (h), las dimensiones de la sección transversal y por lo tanto el área A y el ancho D.
Paso 3. Se determina $\text{DI}/D = b/D$.
Paso 4. Se utiliza la figura 14.39 para determinar la magnitud de $NW_H h/Ab$ para el valor de b/D obtenido en el paso 3.
Paso 5. Como las magnitudes de W_H, h, A y b se conocen (o se suponen) del paso 2, el número de caídas del pisón se puede estimar a partir del valor estimado de $NW_H h/Ab$ obtenido en el paso 4.
Paso 6. Con los valores conocidos de $NW_H h/Ab$, se determina a/D y por lo tanto a de la figura 14.39.
Paso 7. El espaciamiento de la retícula, S_g, para la compactación dinámica ahora se puede suponer que es igual a un poco menor que a. (Consulte la figura 14.40).

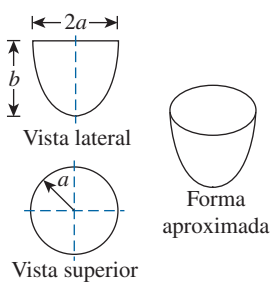


Figura 14.38 Forma aproximada del área densificada debida a la compactación dinámica. (Poran, C.I. y Rodríguez J.A. (1992), "Design of Dynamic Compaction," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, núm. 5, pp. 796-802. © 2008 NRC Canada o sus licencias otorgadas. Reimpresa con permiso).

www.elsolucionario.org

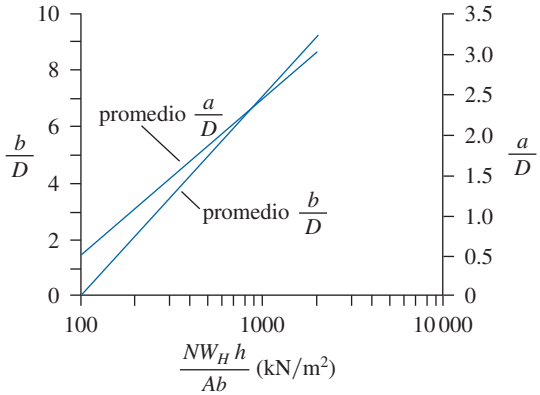


Figura 14.39 Gráfica de a/D y b/D contra $NW_H h/Ab$. (Según Poran y Rodríguez, 1992). (Poran, C.J. y Rodríguez, J.A. (1992). "Design of Dynamic Compaction," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, núm. 5, pp. 796-802. © 2008 NRC Canada o sus licencias otorgadas. Reimpresa con permiso).

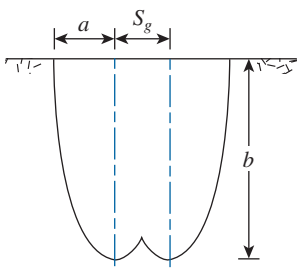


Figura 14.40 Espaciamiento aproximado de la retícula para la compactación dinámica

14.16 Lechadeado a chorro

El lechadeado a chorro es un proceso de estabilización del suelo en donde se inyecta lechada de cemento en el suelo a alta velocidad para formar una matriz suelo-cemento. El concepto del proceso del lechadeado a chorro fue puesto en práctica por primera vez en la década de 1960. La mayor parte del trabajo de investigación después de su inicio se realizó en Japón (Ohta y Shibazaki, 1982). La técnica se introdujo en Europa a finales de la década de 1970, en tanto que el proceso se introdujo por primera vez en los Estados Unidos a principios de la década de 1980 (Welsh, Rubright y Coomber, 1986).

Se han creado tres sistemas básicos de lechadeado a chorro: sistemas de barra simple, doble y triple. En todos los casos, se utiliza la perforación rotatoria hidráulica para alcanzar la profundidad de diseño a la que el suelo se tiene que estabilizar. En la figura 14.41a se muestra el *sistema de barra simple* en el que una lechada de cemento se inyecta a alta velocidad para formar una matriz suelo-cemento. En el *sistema de barra doble* (figura 14.41b), la lechada de cemento se inyecta a alta velocidad protegida con un cono de aire igualmente a una alta velocidad para erosionar y mezclar el pozo del suelo. En el *sistema de barra triple* (figura 14.41c) se utiliza agua a alta presión protegida con un cono de aire para erosionar el suelo. Luego el vacío creado en este proceso se rellena con lechada de cemento prediseñada.

La efectividad de la lechada a chorro está influenciada en gran medida por la naturaleza erosionable de suelo. Un suelo gravoso y una arena limpia son altamente erosionables, en tanto que las arcillas altamente plásticas son difíciles de erosionar. El siguiente es un resumen del intervalo

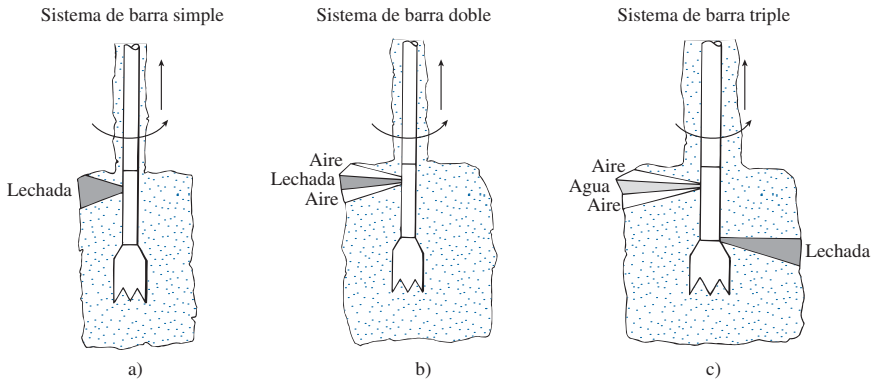


Figura 14.41 Lechadeado a chorro

de los parámetros que generalmente se encuentran para los tres sistemas anteriores (Welsh y Burke, 1991; Burke, 2004):

Sistema de barra simple:

A. Lechada inyectada

Presión . . . . . 0.4 a 0.7 MN/m^2
Volumen . . . . . 100-300 l/min
Gravedad específica 1.25-1.6
Número de toberas 1-6

B. Colada

Altura de paso . . . . . 5-600 mm
Tiempo de paso . . . . . 4-30 s

C. Rotación . . . . . 7-20 rpm
D. Diámetro de la columna de suelo estabilizado

Arcilla suave . . . . . 0.4-0.9 m
Limo . . . . . 0.6-1.1 m
Arena . . . . . 0.8-1.2 m

Sistema de barra doble:

A. Lechada inyectada

Presión . . . . . 0.3-0.7 MN/m^2
Volumen . . . . . 100-600 l/min
Gravedad específica 1.25-1.8
Número de toberas 1-2

b. Aire

Presión ..... 700-1500 kN/m^2
Volumen ..... 8-30 m^3/min

C. Colada

Altura de paso . . . . . 25-400 mm
Tiempo de paso . . . . . 4-30 s

D. Rotación . . . . . 7-15 rpm
E. Diámetro de la columna de suelo estabilizado

Arcilla suave . . . . . 0.9-1.8 m
Limo . . . . . 0.9-1.8 m
Arena . . . . . 1.2-2.1 m

Sistema de barra triple

A. Lechada inyectada

Presión . . . . . 700 kN/m^2-1 MN/m^2
Volumen . . . . . 120-200 l/min
Gravedad específica 1.5-2.0
Número de toberas 1-3

B. Aire

Presión . . . . . 700-1500 kN/m^2
Volumen . . . . . 4-15 m^3/min

C. Agua

Presión . . . . . 0.3-0.4 MN/m^2
Volumen . . . . . 80-200 l/min

D. Colada

Altura de paso . . . . . 20-50 mm
Tiempo de paso . . . . . 4-20 s

E, Rotación . . . . . 7-15 rpm
F. Diámetro de la columna de suelo estabilizada

Arcilla suave . . . . . 0.9-1.2 m
Limo . . . . . 0.9-1.4 m
Arena . . . . . 0.9-2.5 m

Problemas

14.1 Un suelo arenoso tiene pesos específicos secos máximo y mínimo de 18.08 kN/m^3 y 14.46 kN/m^3, respectivamente y un peso específico seco de compactación en el campo de 16.35 kN/m^3. Estime lo siguiente:
a. La compactación relativa en el campo
b. La densidad relativa en el campo

14.2 Un suelo de arcilla limosa tiene un límite plástico (LP) de 18. Estime el contenido de humedad óptimo y el peso específico seco máximo del suelo cuando se compacta, mediante el procedimiento de:
a. La prueba Proctor estándar
b. La prueba Proctor modificada
Utilice las ecuaciones (14.6) y (14.7).

www.elsolucionario.org

14.3 Para un depósito de suelo natural se tiene:
Peso específico húmedo, $\gamma = 17.8\ kN/m^3$
Contenido de humedad, $w = 14\%$
$G_s = 2.7$
Este suelo se excavará y transportará hasta un emplazamiento de una construcción para emplearlo en un relleno compactado. Si la especificación requiere que el suelo se compacte hasta un peso específico seco máximo de $18.4\ kN/m^3$ con el mismo contenido de humedad de 14%, ¿cuántos metros cúbicos de suelo de la excavación se necesitan para producir $20\ 000\ m^3$ de relleno compactado?

14.4 Un relleno para un terraplén propuesto requirió $10\ 000\ m^3$ de suelo compactado. La relación de vacíos del relleno compactado se especifica que sea de 0.65. A continuación se muestran cuatro bancos de material con las relaciones de vacíos del suelo y el costo por metro cúbico para transportar el suelo hasta el emplazamiento de construcción propuesto.

Banco de préstamo	Relación de vacíos	Costo ($/m³)
A	0.8	6
B	1.1	5
C	0.95	8
D	0.75	10

Haga los cálculos necesarios para seleccionar el banco de donde se debe transportar el suelo para minimizar el costo. Suponga que G_s es la misma para todos los suelos de los bancos.

14.5 Para un trabajo de vibroflotación, el relleno que se empleará tiene las características siguientes:

$D_{50} = 2$ mm
$D_{20} = 0.7$ mm
$D_{10} = 0.65$ mm

Determine el número adecuado de relleno. ¿Cómo tasaría el material?

14.6 Repita el problema 14.5 con lo siguiente:

$D_{50} = 1.8$ mm
$D_{20} = 0.72$ mm
$D_{10} = 0.25$ mm

14.7 Consulte la figura 14.16. Para una operación de un relleno grande, la carga permanente promedio $[\Delta\sigma'_{(p)}]$ sobre el estrato de arcilla aumentará en aproximadamente $75\ kN/m^2$. La presión de sobrecarga efectiva promedio sobre el estrato de arcilla antes de la operación de relleno es de $110\ kN/m^2$. Para el estrato de arcilla, que está normalmente consolidado y drenado en su parte superior e inferior, se tiene: $H_c = 8$ 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 del estrato de arcilla causado por la adición de la carga permanente $\Delta\sigma'_{(p)}$
- **b.** El tiempo requerido para el 80% de asentamiento por consolidación primaria sólo ante la carga permanente adicional
- **b.** La sobrecarga temporal, $\Delta\sigma'_{(f)}$, que se necesitará para eliminar todo el asentamiento por consolidación primaria en 12 meses mediante la técnica de preconsolidación

14.8 Repita el problema 14.7 con lo siguiente: $\Delta\sigma'_{(p)} = 57.5$ KN/M^2, presión de sobrecarga efectiva promedio sobre el estrato de arcilla = 71.88 kN/m^2, $H_c = 4.57$ m, $C_c = 0.3$, $e_o = 1.0$ y $C_v = 9.68 \times 10^{22}$ cm^2/min.

14.9 En las figuras 14.21 y 14.22 se muestran los diagramas de un dren de arena. Se tiene: $r_w = 0.2$ m, $r_s = 0.3$ m, $d_e = 5$ m, $C_v = C_{vr} = 0.3$ m^2/mes, $k_h/k_s = 2$ y $H = 6$ m. Determine:

a. El grado de consolidación para el estrato de arcilla causado sólo por los drenes de arena después de seis meses de la aplicación de la sobrecarga.

b. El grado de consolidación para el estrato de arcilla que se ocasiona por la combinación de drenaje vertical (drenado en su parte superior e inferior) y drenaje radial después de seis meses de la aplicación de la sobrecarga. Suponga que la sobrecarga se aplica instantáneamente.

14.10 Un estrato de arcilla de 3.05 de espesor está drenado en su parte superior e inferior. Sus características son: $C_{vr} = C_v$ (para drenaje vertical) = 39.02 cm^2/día, $r_w = 203$ mm y $d_e = 1.83$ m. Estime el grado de consolidación del estrato de arcilla causado 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.

14.11 Para un proyecto de un dren de arena (figura 14.20), se conoce lo siguiente:

Arcilla: Normalmente consolidada
- $H_c = 5.5$ m (drenaje en un sentido)
- $C_c = 0.3$
- $e_o = 0.76$
- $C_v = 0.015$m^2/día
- Presión de sobrecarga efectiva a la mitad del estrato de arcilla = 80 kN/m^2

Dren de arena:
- $r_w = 0.07$ m
- $r_w = r_s$
- $d_e = 2.5$ m
- $C_v = C_{vr}$

Se aplica una sobrecarga como se muestra en la figura P14.11. Calcule el grado de consolidación y el asentamiento por consolidación 50 días después del inicio de la aplicación de la sobrecarga.

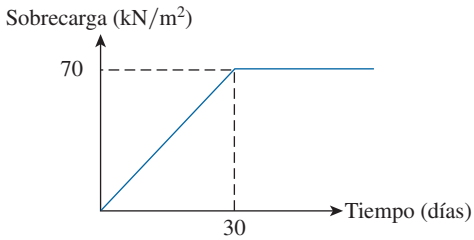


Figura P14.11

Referencias

Aboshi, H., Ichimoto, E. y 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, París, pp. 211-216.

Amercian Society for Testing and Materials (2007). *Annual Book of Standards*, vol. 04.08. West Conshohocken, PA.

Bachus, R.C. y Barksdale, R.E. (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,* American Society of Civil Engineers, vol. 113, pp. 718-754.

Basore, C.E. y 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, núm. SM6, pp. 1303-1323.

Brown, R.E. (1977). "Vibroflotation Compaction of Cohesionless Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 103, núm. GT 12, pp. 1437-1451.

Burke, G.K. (2004). "Jet Grouting Systems: Advantages and Disadvantages," *Proceedings, GeoSupport 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Special Foundation Systems*, American Society of Civil Engineers, pp. 875-886.

Chistoulas, S., Bouckovalas, G. y Giannaros, C. (2000). "An Experimental Study on Model Stone Columns," *Soils and Foundations*, vol. 40, núm. 6, pp. 11-22.

D′Appolonia, D.J., Whitman, R.V. y D′Appolonia, E. (1969). "Sand Compaction with Vibratory Rollers," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 95, núm. SM1, pp. 263-284.

Hughes, J.M.O. y 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. y Greenwood, D.A. (1975). "A Field Trial of Reinforcing Effects of Stone Columns in Soil," *Geotechnique*, vol. 25, núm. 1, pp. 31-34.

Ichimoto, A. (1981). "Construction and Design of Sand Compaction Piles," *Soil Improvement, General Civil Engineering Laboratory* (en japonés), vol. 5, pp. 35-45.

Johnson, S.J. (1970a). "Precompression for Improving Foundation Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 96, núm. 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, núm. SM1, pp. 145-175.

Leonards, G.A., Cutter, W.A. y Holtz, R.D. (1980). "Dynamic Compaction of Granular Soils," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 96, núm. GT1, pp. 73-110.

Mattes, N.S. y Poulos, H.G. (1969). "Settlement of Single Compressible Pile," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 95, núm. SM1, pp. 189-208.

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, núm. SM1, pp. 73-110.

Mitchell, J.K. y 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, núm. SM6, pp. 49-73.

Mitchell, J.K. y Huber, T.R. (1985). "Performance of a Stone Column Foundation," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 111, núm. GT2, pp. 205-223.

www.elsolucionario.org

Murayama, S. (1962). "An Analysis of Vibro-Compozer Method on Cohesive Soils," *Construction in Mechanization* (en japonés), núm. 150, pp. 10-15.

Ohta, S. y Shibazaki, M. (1982). "A Unique Underpinning of Soil Specification Utilizing Super-High Pressure Liquid Jet," *Proceedings, Conference on Grouting in Geotechnical Engineering*, New Orleans, Louisiana.

Olson, R.E. (1977). "Consolidation under Time-Dependent Loading," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 102, núm. GT1, pp. 55-60.

Omar, M., Abdallah, S., Basma, A. y Barakat, S. (2003). "Compaction Characteristics of Granular Soils in the United Arab Emirates," *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 21, núm. 3, pp. 283-295.

Osman, S., Togrol, E., y Kayadelen, C. (2008). "Estimating Compaction Behavior of Fine-Grained Soils Base on Compaction Energy." *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 45, núm. 6, pp. 877-887.

Othman, M.A. y Luettich, S.M. (1994). "Compaction Control Criteria for Clay Hydraulic Barriers," *Transportation Research Record*, núm. 1462, National Research Council, Washington, DC, pp. 28-35.

Partos, A., Welsh, J.P., Kazaniwsky, P.W. y Sander, E. (1989). "Case Histories of Shallow Foundations on Improved Soil," *Proceedings, Foundation Engineering: Current Principles and Practices,* American Society of Civil Engineers, vol. 1, pp. 313-327.

Poran, C.J. y Rodríguez, J.A. (1992). "Design of Dynamic Compaction," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 2, núm. 5, pp. 796-802.

Shibuya, S., y Hanh, L.T. (2001), "Estimating Undrained Shear Strength of Soft Clay Ground Improved by Preloading with PVD−Case History in Bangkok," *Soils and Foundations*, vol. 41, núm. 4, pp. 95-101.

Thompson, M.R. (1967). *Bulletin 492, Factors Influencing the Plasticity and Strength of Lime-Soil Mixtures*, Engineering Experiment Station, University of Illinois.

Thompson, M.R. (1966). "Shear Strength and Elastic Properties of Lime-Soil Mixtures," *Highway Research Record 139*, National Research Council, Washington, D.C., pp. 1-14.

Transportation Research Board (1987). *Lime Stabilization Reactions, Properties, Design and Construction*, National Research Council, Washington, D.C.

Tullock, W.S., II, Hudson, W.R. y Kennedy, T.W (1970). *Evaluation and Prediction of the Tensile Properties of Lime-Treated Materials*, Research Report 98-5, Center for Highway Research, University of Texas, Austin, Texas.

Welsh, J.P. y Burke, G.K. (1991). "Jet Grouting-Uses for Soil Improvement," *Proceedings, Geotechnical Engineering Congress*, American Society of Civil Engineers, vol. 1, pp. 334-345.

Welsh, J.P., Rubright, R.M. y Coomber, D.B. (1986). "Jet Grouting for Support of Structures," presentado en la Spring Convention of the American Society of Civil Engineers, Seattle, Washington.

Yeung, A.T. (1997). "Design Curves for Prefabricated Vertical Drains," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 123, núm. 8, pp. 755-759.

Respuestas a problemas seleccionados

Capítulo 1

1.1 **a.** 0.39
b. 58%
c. 16.05 kN/m^3

1.3 **a.** 0.55
b. 0.355
c. 57.8%
d. 106.7 lb/pie^3

1.5 γ_d = 16.07 kN/m^3; γ = 17.68 kN/m^3

1.7 Suelo A: SM, arena limosa
Suelo B: SM, arena limosa
Suelo C: MH, limo elástico con arena
Suelo D: ML, limo arenoso
Suelo E: SM, arena limosa
Suelo F: CL, arcilla fina arenosa

1.9 **a.** 0.01 cm/sec
b. 0.034 cm/sec

1.11

	kN/m^2		
Punto	σ	u	σ'
A	0	0	0
B	50.52	0	50.52
C	81.74	14.72	67.02
D	174.49	63.77	110.72

1.13 25.56 mm

1.15 **a.** 0.299
b. 105.74 mm

1.17 10.9 días

1.19 S_c = 7.5 mm @ t = 30 días; S_c = 40.5 mm @ t = 120 días

1.21 **a.** 30.7°
b. 33.67°

1.23 $\phi' = 28°$
$c' = 30\ \text{kN/m}^2$

1.25 $\sigma_1 = 302.6\ \text{kN/m}^2$
$u = 61.2\ \text{kN/m}^2$

Capítulo 2

2.1 8.96%

2.3

Profundidad (m)	$(N_1)_{60}$
1.5	12
3.0	11
4.5	10
6.0	8
7.5	12
9.0	12

2.5 ϕ' (promedio) $= 34°$

2.7

Profundidad (m)	D_r (%)
1.5	52.9
3.0	55.5
4.5	51.1
6.0	50.2
7.5	42.3
9.0	44.3

Promedio $D_r \approx 49.4\%$

2.9 $15\,000\ \text{kN/m}^2$
2.11 $51.4\ \text{kN/m}^2$
2.13 **a.** $35.00\ \text{kN/m}^2$
b. $31.86\ \text{kN/m}^2$
2.15 42°
2.17 $c_u = 45.6\ \text{kN/m}^2$; OCR $= 3.37$
2.19 **a.** 0.65
b. 1.37
c. $2131\ \text{kN/m}^2$
2.21 $3125\ \text{kN/m}^2$

Capítulo 3

3.1 **a.** $252.6\ \text{kN/m}^2$
b. $176.8\ \text{kN/m}^2$
c. $280\ \text{kN/m}^2$
3.3 **a.** $267.6\ \text{kN/m}^2$
b. $184.7\ \text{kN/m}^2$
c. $368\ \text{kN/m}^2$

www.elsolucionario.org

3.5 5760 kN
3.7 825 kN/m^2
3.9 287.37 kN
3.11 1066 kN/m
3.13 455.9 kN

Capítulo 4

4.1 1711.6 kN
4.3 997 kN
4.5 77.1 kN/m^2
4.7 1282.5 kN
4.9 509.5 kN/m^2
4.11 356 kN/m^2
4.13 589 kN

Capítulo 5

5.1 **a.** 21.9 kN/m^2
b. 14.07 kN/m^2
5.3 18.78 kN/m^2
5.5 69.9 kN/m^2
5.7 **a.** @ A—160.5 kN/m^2
b. @ B—153 kN/m^2
c. @ C—14.45 kN/m^2
5.9 34.8 mm
5.11 10.9 mm
5.13 13.6 mm
5.15 12.48 mm
5.17 216.8 kN/m^2
5.19 4 000 kN
5.21 32.4 mm

Capítulo 6

6.1 771 kN/m^2
6.3 181.4 kN/m^2
6.5 3.39 m
6.7 0.193 m
6.9 3260 kN/m^3

Capítulo 7

7.1 $P_o = 97.63$ kN/m; $\bar{z} = 1.39$ m
7.3 **b.** 3.4 m
c. 79.89 kN/m
7.5 $P_a = 118.6$ kN/m; $\bar{z} = 1.67$ m
7.7 81.57 kN/m
7.9 62.96 kN/m

7.11 $P_{ae} = 107.7$ kN/m; $\bar{z} = 2.35$ m

7.13

z (m)	$\sigma'_a(z)$ (kN/m^2)
1.5	12.01
3.0	18.30
4.5	21.23
6.0	22.32

7.15 390.72 kN/m

Capítulo 8

8.1 $FS_{(volcamiento)} = 3.41$
$FS_{(deslizamiento)} = 1.5$
$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = 5.4$

8.3 $FS_{(volcamiento)} = 8.28$
$FS_{(deslizamiento)} = 2.79$

8.5 **a.** 903.8 kN
b. 369.8 kN

8.7

z (m)	$\sigma'_a(z)$ (kN/m^2)
2	24.15
4	25.54
6	30.79
8	38.48

8.9 **a.** 23.2
b. 4.37
c. 11.68

8.11 $FS_{(volcamiento)} = 3.43$
$FS_{(deslizamiento)} = 1.35$

Capítulo 9

9.1 **a.** 13.31 m
b. 29.3 m
c. 2762 kN-m/m

9.3 $D_{teoría} = 3.18$ m; $M_{máx} = 59.8$ kN-m/m

9.5 $D = 1.6$ m; $M_{máx} = 51.32$ kN-m/m

9.7 PZ 35

9.9 $D = 5.9$ m
$F = 232.8$ kN/m
$M_{máx} = 51.91$ kN-m/m

9.11 100.6 kN

9.13

B (m)	P_u (kN)
0.3	15.37
0.6	21.48
0.9	28.00

Capítulo 10

10.1 A → 169.72 kN
B → 150.68 KN
C → 233.77 kN

10.3 A → 148.5 kN
B → 78.4 kN
C → 202 kN

10.5 **a.** $\gamma_{av} = 17.08\ kN/m^3$
$c_{av} = 19.58\ kN/m^3$
b. $\sigma_a = 30.74\ kN/m^2$

10.7 A → 306.5 kN
B → 405.55 kN
C → 413.45 kN

10.9 A → 306.5 kN
B → 439.35 kN
C → 218.9 kN

10.11 3.57

Capítulo 11

11.1 **a.** 2995.5 kN
b. 2358 kN
c. 2661 kN

11.3 793 kN
11.5 175 kN
11.7 389 kN
11.9 448.4 kN
11.11 493.9 kN
11.13 5.26 mm
11.15 32.5 kN
11.17 1298 kN
11.19 25.3 kN
11.21 171.2 kN
11.23 2846 kN
11.25 4362 kN

Capítulo 12

12.1 9911 kN
12.3 316.7 kN
12.5 5064 kN

www.elsolucionario.org

12.7 894 kN
12.9 3752 kN
12.11 2356 kN
12.13 6.25 mm
12.15 **a.** 3.13 mm
b. 594.9 kN-m
c. 3 104 kN/m^2
d. 7.5 m

Capítulo 13

13.1

LL	γ_d debajo del cual ocurrirá el colapso (kN/m^3)
10	20.8
15	18.8
20	17.16
25	15.78
30	14.60
35	13.59
40	12.71

El colapso ocurrirá @ LL = 30%

13.3 79.2 mm
13.5 1.71 m abajo del fondo de la cimentación
13.7 1 m abajo del fondo de la cimentación
13.9 3.97 m

Capítulo 14

14.1 **a.** 90.4%
b. 57.5%
14.3 23 573 m^3
14.5 S_N = 3.86; Excelente
14.7 **a.** 0.241 m
b. 17.45 meses
c. 108.4 kN/m^2
14.9 **a.** 23%
b. 61.9%
14.11 $U_{v,r}$ = 17.8%; Asentamiento = 45.6 mm

Índice

A
Agente defloculante, 4
Aislamiento de pilotes, 548-551
Análisis
  granulométrico con mallas, 2-4
  hidrométrico, 4-5
Ancho efectivo, 159
Ancla:
  capacidad de soporte, arcilla, 495
  capacidad de soporte, arena, 488-493
  colocación de, 486-487
  espaciamiento, 493
  factor de seguridad, 493
  placa, 486
Ángulo de fricción, 47
  prueba de penetración del cono, 104
  residual, 55
Ángulo de fricción drenado:
  variación con el índice de plasticidad, 54-55
  variación con la relación de vacíos y la presión, 54
Área efectiva, 159
Arena de dunas, 71
Asentamiento elástico:
  cimentación flexible, 245-252
  cimentación rígida, 252
  con base en la prueba del presurímetro, 267-270
  general, 245-246
  método del factor de influencia de deformación unitaria, 258-261
Asentamiento, pilote:
  elástico, 588-590
  en grupo, 624-625
Asentamiento tolerable, cimentación superficial, 283-285

B
Banco de arena, 69
Barrena
  helicoidal, 77, 78
  para postes, 77
Barril
  de núcleos de doble tubo, 114
  de núcleos de un tubo, 114
  para núcleos, 114
Barro, 73
Bordo natural, 69

C
Caída, red de flujo, 30
Calcita, 65
Cálculo del asentamiento, cimentación superficial:
  consolidación, 273-277
  elástico, 245-252, 254-256
  tolerable, 283-285
Caliche, 73
Canal de flujo, 30
Caolinita, 5
Capacidad de carga:
  carga excéntrica, 159-163, 165-170
  carga inclinada excéntrica, 173-175
  ecuación general, 143
  efecto de la compresibilidad, 153-155
  efecto del nivel freático, 142-143
  en la parte superior de un talud, 203-207
  espaciamiento estrecho, 200-203
  factor de seguridad, 140-141
  factor, Terzaghi, 138-140
  factores modificados, Terzaghi, 140
  falla, modo de, 133-136
  permisible, 140-141
  pila perforada, asentamiento, 652-656, 663-665
  pila perforada, última, 646-652, 661-662
  sísmica, 209
  sobre un talud, 210-211
  suelo estratificado, 190-199
  teoría, Terzaghi, 136-140
  última, falla local por corte, 134
Capacidad de carga general, cimentación superficial:
  ecuación, 143
  factor de forma, 145
  factor de inclinación, 145
  factor de profundidad, 145
  factores de capacidad de carga, 144
Capacidad de carga permisible, cimentación superficial:
  con base en el asentamiento, 263-266

correlación con la resistencia por penetración estándar, 263-264
general, 140-141
Capacidad de carga última, Terzaghi, 136-140
Capacidad de levantamiento, cimentación superficial, 213-218
Capacidad de pilotes:
método de Coyle y Castello, 563-564, 570, 571
método de Meyerhof, 557-559, 567, 570
método de Vesic, 560-563
resistencia por fricción, 568-572
roca, 579-580
Carga
circular, esfuerzo, 224-226
concentrada, esfuerzo, 646
de terraplén, esfuerzo, 236-237
excéntrica, capacidad de carga, 157-158
puntual, esfuerzo, 224
rectangular, esfuerzo, 226-231
Carga lateral:
análisis por carga última, pilotes, 599-602
pila perforada, 670-675
solución elástica para pilotes, 591-599
Celda de guarda, prueba de presurímetro, 107
Cimentación
compensada, losa, 300, 302
flexible, asentamiento elástico, 246-252
Winkler, 308
Cinturón meándrico de corriente, 68-69
Coeficiente:
compresibilidad volumétrica, 39
consolidación, 39
de corte por punzonamiento, 192
de presión en reposo de tierra, 326
graduación, 3
reacción de la subrasante, 310-312
uniformidad, 3
Coeficiente de presión de tierra:
activa de Rankine, relleno horizontal, 336
activa de Rankine, relleno inclinado, 336
Coulomb, activa, 342
Coulomb, pasiva, 366
en reposo, 326
pasiva de Rankine, relleno horizontal, 360
pasiva de Rankine, relleno inclinado, 363
Cohesión, 47
aparente, 47
no drenada, 52
Columnas de roca:
capacidad de carga permisible, 769-771
factor de concentración de esfuerzos, 769
generalidades, 767-768
patrón triangular equivalente, 768
Compactación:
contenido óptimo de humedad, 724
control para barreras hidráulicas, 730-732
curvas, 724-725
densidad relativa de, 725
especificación para, 725
peso específico seco máximo, 724-725
prueba Proctor, 723-724
relaciones empíricas para, 726-727
relativa, 725
Compactación dinámica:
diseño, 774-776
principios generales, 774-775
profundidad significativa de densificación, 775
suelo colapsable, 694
Compresibilidad, efecto sobre la capacidad de carga, 153-155
Condición rápida, 31
Consolidación:
asentamiento, grupo de pilotes, 622-623
cálculo del asentamiento, 273-277
definición de, 32
grado promedio de, 40
tasa de, 38-43
trayectoria máxima de drenaje, 39
Contenido
de humedad, 7
óptimo de humedad, 724
Corrección, resistencia al corte con veleta, 97
Corrosión, refuerzo, 406
Cortes apuntalados:
asentamiento del terreno, 529-531
cedencia lateral, 529-531
diseño de, 507-510
envolvente de presión, en arcilla, 505
envolvente de presión, en arena, 504-505
envolvente de presión, en suelo estratificado, 506-507
levantamiento del fondo, 520-523
Criterios
de falla de Mohr-Coulomb, 47
para el diseño de filtros, 397-398
Curva
de recompresión, consolidación, 33
virgen de compresión, 35

D

Densidad relativa, 10-11
Depósito
aluvial, 65, 68-70
de corrientes interconectadas, 68
eólico, 65, 71-73
glacial, 70-71
glaciofluvial, 71
pantanoso, 70
Designación de calidad de roca, 117
Deslizamiento, muro de retención, 384-387
Dimensionamiento, muro de retención, 377-378
Diseño de cimentaciones, suelo colapsable, 692-695
Diseño estructural, losas:
método flexible aproximado, 308-314

www.elsolucionario.org

método rígido convencional, 305-308
Distribución granulométrica, 2-5
Dren de arena:
generalidades, 745-746
grado de consolidación promedio, drenaje radial, 747-751
radio de la zona efectiva de drenaje, 747
teoría de igual deformación unitaria, 747-748
zona remoldeada, 747
Drenaje vertical prefabricado, 756-760

E
Ecuación de Laplace, 29
Envolvente de resistencia residual, 55
Esfuerzo:
carga circular, 224-226
carga concentrada, 224
carga de terraplén, 236-237
carga rectangular, 226-231
de contacto, dilatómetro, 111
de expansión, dilatómetro, 111
efectivo, 30-31
vertical, promedio, 232-234
vertical promedio, carga rectangular, 232-234
Espaciamiento, perforaciones, 76
Estabilización, cemento, 764-766
cal, 760, 762-764
ceniza muy fina, 766
reacción puzolánica, 762
Expansión libre, suelo expansivo, 699-700
Extracción de núcleos de roca, 113-117
Extractor de núcleos de manantial, 83

F
Factor de
compresibilidad de suelo, capacidad de carga, 153-154
forma, capacidad de carga, 145
inclinación, capacidad de carga, 145
profundidad, capacidad de carga, 143-145
seguridad, cimentación superficial, 140-141
Factor de influencia:
carga de terraplén, 237
carga triangular, 227
de la deformación unitaria, 258-259
Factor tiempo, 40
Falla
cortante general, capacidad de carga, 133
cortante local, capacidad de carga, 134
de corte por punzonamiento, capacidad de carga, 134
del tirante, muro de retención, 415-416
Fango, 73
Filtro, 397-398
Fórmula para el hincado de pilotes, 606-610
Fricción superficial negativa, pilotes, 613-636
Fuerza en el tirante, muro de retención, 415
Función, geotextil, 406

G
Geomalla:
biaxial, 407, 408
con apertura triangular, 409
función, 408
generalidades, 407
propiedades, 407-409
uniaxial, 407
Geotextil
generalidades, 406
tejido, 406
Geotextiles
no tejidos, 406
no trenzados punzonados con aguja, 406
Gradiente
de consolidación promedio, 40
de saturación, 7
hidráulico, 25
hidráulico crítico, 31
Gráfica de plasticidad, 20
Gravedad específica, 10
Grieta de tensión, 331
Grupo de pilotes:
capacidad última, 621-622
eficiencia, 617-620
Gumbo, 73

I
Ilita, 5
Índice de
esfuerzo horizontal, 111
expansión, 36-37
grupo, 19
liquidez, 16-17
plasticidad, 20
rigidez, 153
rigidez crítico, 153
material, 111
Índice de compresión:
correlaciones para, 35-36
definición del, 35
Intemperismo
mecánico, 64-65
químico, 65

J
Junta de
construcción, 396
contracción, 396
Juntas, muros de retención, 396

L
Lechadeado a chorro, 776-778
Levantamiento, 31
Ley de Darcy, 25
Límite
de contracción, 16
de tamaño, 5
líquido, 15
plástico, 15
Límites de Atterberg, 15-16
Línea
de dragado, 441
de flujo, 25
de lodo, 413
equipotencial, 29
Llanuras de aluvión, 71
Lodo de perforación, 80
Loess, 72
Longitud efectiva, 159
Losa reticulada, 711, 713
Losas de cimentación:
asentamiento diferencial de, 299-300
capacidad de carga, 296-298

capacidad de carga última neta, 297
capacidad de carga última total, 296-297
compensadas, 300, 302
factor de rigidez, 313
tipos, 294-295

M
Marga, 73
Martinete, hincado de pilotes, 548-550
Mecanismo de transferencia de carga, pilotes, 551-554
Mesquite, 75
Método
de Wenner, sondeo por resistividad, 124-125
flexible aproximado, losas, 308-314
rígido convencional, losa, 305-308
Mezcla de concreto, pila perforada, 646
Mineral de arcilla, 5
Modificación de Skempton-Bjerrum, asentamiento por consolidación, 275-276
Modos de falla, 133-136
Módulo
de elasticidad de la arcilla, valores comunes para el, 245
de presurímetro, 108
del dilatómetro, 111
Montmorilonita, 5
Morena, 71
de fondo, 71
terminal, 71
Muestreador de
media caña, 81-89
pistón, 92
Muro de retención:
aplicación de las teorías de contrafuerte, 375
de gravedad, 375
dimensionamiento, 377-378
drenaje, relleno, 396-398
en voladizo, generalidades, 375
falla por cortante profundo, 382
junta, 396
presión de tierra, 378-380
reforzamiento con tiras, 410-419
refuerzo con geomallas, 428-432
refuerzo con geotextiles, 422-425
revisión por estabilidad, 410-419
Muro de retención de gravedad:
condición sísmica, 399-400
definición, 37
Muros con tablestacas (tablaestacas) ancladas:
descripción, 460-461
flexibilidad relativa, 470
gráficas de diseño, método de apoyo simple en la tierra, 465-468
método computacional del diagrama de presión, 472-474
método de apoyo empotrado en la tierra, 476-477
penetración en arcilla, 482-484
penetración en arena, 461-463
reducción del momento, arena, 469-471
Muros de tablestacas en voladizo:
que penetran arcilla, 452-455
que penetran arena, 442-447

N
Nivel freático, efecto en la capacidad de carga, 142-143
Nombre del grupo:
suelo de grano fino, 23
suelo de grano grueso, 22
suelo orgánico, 24
Número de
adecuación, vibroflotación, 734
estabilidad, 204
Número de penetración estándar:
correlación, ángulo de fricción, 88-89
correlación, consistencia de la arcilla, 84
correlación, densidad relativa, 87-88
correlación, tasa de sobreconsolidación, 85

O
Observación del nivel freático, 92-94
Onda P, 119
Onda S, 119

P
Parámetro *A*, Skempton:
definición de, 52
valores comunes, 53
Parámetro *B*, Skempton, 52
Parámetro de presión de poro del agua, 52
Penetrómetro de cono de
fricción eléctrico, 99
fricción mecánico, 98-99
Perforación
por lavado, 79
por percusión, 80
rotatoria, 80
Permeabilidad hidráulica:
con la relación de vacíos, 26-27
definición de, 25
prueba con carga constante, 26
prueba con carga variable, 26
valores comunes de, 26
Peso específico:
con cero aire y vacíos, 724
húmedo, 7
saturado, 8
seco, 7
Pila perforada:
asentamiento, carga de trabajo, 668
capacidad de carga, asentamiento, 652-656, 661-662
capacidad de carga, última, 648-652, 661-662
carga lateral, 670-675
mezcla de concreto, 224
procedimiento de construcción, 639-645
roca, 679-680
tipos de, 638
transferencia de carga, 646
Pilote de compactación de arena, 772-774
Pilotes
con desplazamiento, 550
de carga de punta, 546
de fricción, 547
sin desplazamiento, 550

Porcentaje de finos, 2
Porosidad, 6
Potencial de colapso, 688
Precompresión:
consideraciones generales, 740-741
grado de consolidación a medio plano, 742
Presión activa de tierra:
condición sísmica, 350-354
Coulomb, 340-348
por traslación, 357-358
Rankine, 328-331
rotación respecto a la parte superior, 355-357
Presión activa de tierra de Rankine:
relleno horizontal, 328-331
relleno inclinado, 336-338
Presión de preconsolidación, 34
Presión de tierra de Coulomb:
activa, 340-346
pasiva, 365-366
Presión de tierra en reposo, 325-327
Presión lateral de tierra, sobrecarga 342, 346, 348-350
Presión pasiva:
condición sísmica, 370-371
Coulomb, 365-366
Rankine, relleno horizontal, 360-362
Rankine, relleno inclinado, 363-364
superficie de falla curva, 366-370
Profundidad de
la grieta de tensión, 331
perforación, 75-77
Prueba de
carga en campo, cimentación superficial, 280-282
carga en pilotes, 583-587
compresión simple, 52-53
corte con veleta, 94-97
corte directo, 47-49
expansión no restringida, 699
la presión de expansión, 700-712
penetración del cono, 98-102
penetración estática, 98-102
presurímetro, 107-110
dilatómetro, 110-113
Prueba triaxial:
consolida no drenada, 51
consolidada drenada, 49
no consolidada no drenada, 51-52

R
Rapidez de consolidación, 38-43
Reacción puzolánica, 762
Recodo, 69
Reconocimiento, 75
Red de flujo, 25
Registro de
perforación, 117-118
áreas, 82
fricción, 101
recuperación, 117
vacíos, 5
peso-volumen, 5-10
Relleno sanitario:
asentamiento de, 717-718
generalidades, 717
Resistencia a la compresión simple, 52-53
Resistividad, 124
Revestimiento, 410
Revisión de la estabilidad, muro de retención:
capacidad de carga, 387-390
deslizamiento, 384-387
volcamiento, 382-384
Rodillo:
con neumáticos de caucho, 728
de rueda lisa, 727
pata de cabra, 728
vibratorio, 728

S
Saprolita, 73
Saturación, grado de, 7
Sensitividad, 53-54
Sistema de clasificación
de la AASHTO, 18-19
unificado, 19-24
de suelos, 17-24
Solución de Westergaard, esfuerzo:
carga circular, 241-242
carga puntual, 240-241
carga rectangular, 242-243
Sondeo
por refracción, 118-121
sísmico en agujero adyacente, 123-124
sísmico por refracción, 118-121
Suelo
estratificado, capacidad de carga, 190-195, 198-199
normalmente consolidado, 34
orgánico, 73
preconsolidado, 34
residual, 66-67
Suelo colapsable:
asentamiento, 691-692
criterios para identificar, 687-691
densificación de, 694
diseño de cimentaciones en, 694-695
estabilización química de, 695
Suelo expansivo:
clasificación de, 705-708
construcción sobre, 711-714
criterios para la identificación, 707
definición general, 695-698
expansión, medición en laboratorio, 698
prueba de la presión de expansión, 700-702
relación de expansión libre, 707 índice
Superficie de falla curva:
presión pasiva, 366-370

T
Tablestaca:
acero, 438-441
concreto precolado, 438
de madera, 437-438
método de construcción de muros, 441-442
Tamaño de malla, 2
Terra Rossa, 73
Tierra
reforzada, 405
turbosa, 73
Tilita glacial, 71
Tipo de pilotes:
acero, 537-540
compuestos, 548
concreto, 540-543
madera, 544-546
Tubo Shelby, 90

www.elsolucionario.org

U
Unión
  mecánica, geotextiles, 406
  química, geotextiles, 406
  térmica, geotextiles, 406

V
Veletas de campo, dimensiones de, 96
Velocidad
  de Darcy, 25
  onda P, 119
Vibroflotación:
  intervalo efectivo, relleno, 757
  método de construcción, 734-736
  número de adecuación del relleno, 734
  unidad vibratoria, 732, 734
Volcamiento, muro de retención, 382-384
Volumen, coeficiente de compresibilidad, 39

Z
Zapata
  combinada, 291-294
  en voladizo, 294
  rectangular combinada, 291-292
  trapezoidal, 292-293
Zona
  activa, suelo expansivo, 696
  de corte radial, capacidad de carga, 138
  de remoldeo, dren de arena, 747

FACTORES DE CONVERSIÓN DE SI A UNIDADES INGLESAS

Longitud:	1 m	= 3.281 pie
	1 cm	= 3.281×10^{-2} pie
	1 mm	= 3.281×10^{-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	= 10.764×10^{-4} pie^2
	1 mm^2	= 10.764×10^{-6} pie^2
	1 m^2	= 1550 $pulg^2$
	1 cm^2	= 0.155 $pulg^2$
	1 mm^2	= 0.155×10^{-2} $pulg^2$
Volumen:	1 m^3	= 35.32 pie^3
	1 cm^3	= $35.32 \times 10^{-4} pie^3$
	1 m^3	= 61023.4 $pulg^3$
	1 cm^3	= 0.061023 $pulg^3$
Fuerza:	1 N	= 0.2248 lb
	1 kN	= 224.8 lb
	1 kgf	= 2.2046 lb
	1 kN	= 0.2248 kip
	1 kN	= 0.1124 tonelada EE.UU.
	1 tonelada métrica	= 2204.6 lb
	1 N/m	= 0.0685 lb/pie

Esfuerzo:	1 N/m^2	= 20.885×10^{-3} lb/pie^2
	1 kN/m^2	= 20.885 lb/pie^2
	1 kN/m^2	= 0.01044 tonelada EE.UU./pie^2
	1 kN/m^2	= 20.885×10^{-3} kip/pie^2
	1 kN/m^2	= 0.145 $lb/pulg^2$
Unidades de densidad (peso)	1 kN/m^3	= 6.361 lb/pie^3
	1 kN/m^3	= 0.003682 $lb/pulg^3$
Momento:	1 N·m	= 0.7375 lb-pie
	1 N·m	= 8.851 lb-pulg
Energía:	1 J	= 0.7375 pie-lb
Momento de inercia:	1 mm^4	= 2.402×10^{-6} $pulg^4$
	1 m^4	= 2.402×10^{6} $pulg^4$
Módulo de sección:	1 mm^3	= 6.102×10^{-5} $pulg^3$
	1 m^3	= 6.102×10^{4} $pulg^3$
Conductividad hidráulica:	1 m/min	= 3.281 pie/min
	1 cm/min	= 0.03281 pie/min
	1 mm/min	= 0.003281 pie/min
	1 m/seg	= 3.281 pie/seg
	1 mm/seg	= 0.03281 pie/seg
	1 m/min	= 39.37 pulg/min
	1 cm/seg	= 0.3937 pulg/seg
	1 mm/seg	= 0.03937 pulg/seg
Coeficiente de consolidación:	1 cm^2/seg	= 0.155 $pulg^2$/seg
	1 m^2/año	= 4.915×10^{-5} $pulg^2$/seg
	1 cm^2/seg	= 1.0764×10^{-3} pie^2/seg

FACTORES DE CONVERSIÓN DE UNIDADES INGLESAS A SI

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	= 28.317×10^3 cm^3
	1 $pulg^3$	= 16.387×10^{-6} m^3
	1 $pulg^3$	= 16.387 cm^3
Fuerza:	1 lb	= 4.448 N
	1 lb	= 4.448×10^{-3} kN
	1 lb	= 0.4536 kgf
	1 kip	= 4.448 kN
	1 tonelada EE.UU.	= 8.896 kN
	1 lb	= 0.4536×10^{-3} tonelada 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 tonelada EE.UU./pie^2	= 95.76 kN/m^2
	1 kip/pie^2	= 47.88 kN/m^2
	1 $lb/pulg^2$	= 6.895 kN/m^2
Unidades de densidad (peso)	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 $pulg^4$	= 0.4162×10^6 mm^4
	1 $pulg^4$	= 0.4162×10^{-6} m^4
Módulo de sección:	1 $pulg^3$	= 0.16387×10^5 mm^3
	1 $pulg^3$	= 0.16387×10^{-4} m^3
Conductividad hidráulica:	1 pie/min	= 0.3048 m/min
	1 pie/min	= 30.48 cm/min
	1 pie/min	= 304.8 mm/min
	1 pie/seg	= 0.3048 m/seg
	1 pie/seg	= 304.8 mm/seg
	1 pulg/min	= 0.0254 m/min
	1 pulg/seg	= 2.54 cm/seg
	1 pulg/seg	= 25.4 mm/seg
Coeficiente de consolidación:	1 $pulg^2$/seg	= 6.452 cm^2/seg
	1 $pulg^2$/seg	= 20.346×10^3 m^2/año
	1 pie^2/seg	= 929.03 cm^2/seg

www.elsolucionario.org

Notas

Notas

Publicado originalmente en el otoño de 1983, la séptima edición de *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* de Braja M. Das sigue manteniendo el delicado equilibrio de la investigación actual y las aplicaciones prácticas de campo que se ha convertido en el texto principal de los cursos de ingeniería en cimentaciones. Con una gran cantidad de ejemplos resueltos y figuras que ayudan a los estudiantes con la teoría y habilidades para resolver problemas, el libro introduce a los estudiantes de ingeniería civil a los conceptos fundamentales y la aplicación de análisis del diseño de cimentaciones. En todo momento, Das hace hincapié en el juicio necesario para aplicar correctamente las teorías y análisis para la evaluación de los suelos y el diseño de las cimentaciones, así como la necesidad de la experiencia de campo.

Características

- Numerosos casos de estudio nuevos se han añadido para que los estudiantes se familiaricen con las deducciones de la teoría a la práctica.
- Ahora en una presentación a dos colores para mayor claridad de las figuras y diagramas.
- Nuevas secciones en el índice de liquidez y actividad se han añadido al capítulo de las propiedades geotécnicas del suelo (Capítulo 1), así como amplios debates en la conductividad hidráulica de la arcilla, la densidad relativa y el ángulo de fricción de los suelos granulares.
- Se amplió el tratamiento del proceso de meteorización de las rocas (Capítulo 2).
- Se ha añadido al capítulo sobre Cimentaciones superficiales (Capítulo 3), un nuevo caso de estudio sobre la arcilla y su capacidad de falla en arcilla saturada suave, así como un nuevo análisis sobre el método del factor de reducción de la estimación de la capacidad de carga de las cimentaciones en la última capa de suelo granular.
- Nuevas secciones fundamentales en la capacidad de carga de los suelos más débiles sustentada por un suelo más fuerte, la capacidad de carga sísmica de las cimentaciones en el borde de una pendiente granular, cimentaciones sobre rocas y la solución de la tensión característica de las cimentaciones en la parte superior de las pendientes granulares se han añadido al capítulo sobre la capacidad de carga de Cimentaciones superficiales: Casos especiales (Capítulo 4).
- Distribución de la tensión debido a una carga puntual y zonas de carga uniforme circular y rectangular situada en la superficie de un material de tipo Westergaard ha sido añadida al capítulo sobre Capacidad de carga admisible y asentamiento (Capítulo 5). También se incluyen en este capítulo el procedimiento para estimar cimentaciones sobre la base de los resultados de las pruebas presiométricas.
- Ahora se incluye en el capítulo sobre la presión lateral de tierra (Capítulo 7), el tema de Presión lateral de tierra debido a una sobrecarga en estructuras de contención inflexibles, así como la solución para la presión pasiva de la tierra sobre un muro de contención con la cara posterior inclinada y con relleno granular horizontal usando el método de las rebanadas triangulares.
- Se ha añadido al capítulo 8 de muros de contención un nuevo caso de estudio, así como un análisis más detallado sobre el procedimiento de diseño de la geomalla reforzada con muros de contención.
- Se añadió una sección sobre la capacidad de retención de los anclajes de la placa basada en la solución de la tensión característica y que aparece en el capítulo 9 de muros tablestacas.
- Se han añadido dos casos de estudio al capítulo de cortes apuntalados (Capítulo 10).
- El Capítulo 11, pilotes, ha sufrido una transformación radical para una mejor comprensión.
- Se han añadido al capítulo 12 nuevas recomendaciones sobre publicaciones recientes acerca de cimentaciones para estimar la capacidad de carga de pilas perforadas que se extienden hasta la roca.

ISBN-13: 978-607481823-9
ISBN-10: 607481823-1

9 786074 818239

CENGAGE Learning™

http://latinoamerica.cengage.com