

Dr. Ir. Agus Wibowo, M.Kom, M.Si, MM

REKAYASA GEOTEKNIK



YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK



REKAYASA GEOTEKNIK

Dr. Ir. Agus Wibowo, M.Kom, M.Si, MM



YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK

PENERBIT :

YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK
Jl. Majapahit No. 605 Semarang
Telp. (024) 6723456. Fax. 024-6710144
Email : penerbit_ypat@stekom.ac.id

ISBN 978-634-7227-66-9 (PDF)



9

786347

227669

REKAYASA GEOTEKNIK

Penulis :

Dr. Ir. Agus Wibowo, M.Kom, M.Si, MM

ISBN : 978-634-7227-66-9 (PDF)

Editor :

Dr. Joseph Teguh Santoso, S.Kom., M.Kom.

Penyunting :

Dr. Mars Caroline Wibowo. S.T., M.Mm.Tech

Desain Sampul dan Tata Letak :

Irdha Yuniarto, S.Ds., M.Kom

Penebit :

Yayasan Prima Agus Teknik Bekerja sama dengan
Universitas Sains & Teknologi Komputer (Universitas STEKOM)

Anggota IKAPI No: 279 / ALB / JTE / 2023

Redaksi :

Jl. Majapahit no 605 Semarang

Telp. 08122925000

Fax. 024-6710144

Email : penerbit_ypat@stekom.ac.id

Distributor Tunggal :

Universitas STEKOM

Jl. Majapahit no 605 Semarang

Telp. 08122925000

Fax. 024-6710144

Email : info@stekom.ac.id

Hak cipta dilindungi undang-undang

Dilarang memperbanyak karya tulis ini dalam bentuk dan dengan cara
apapun tanpa ijin dari penulis

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa atas segala rahmat, bimbingan, dan karunia-Nya sehingga buku berjudul "*Rekayasa Geoteknik*" ini dapat diselesaikan dengan baik dan layak untuk dipublikasikan. Buku ini lahir dari kebutuhan akan sumber referensi yang komprehensif, terstruktur, dan aplikatif dalam bidang rekayasa geoteknik, khususnya untuk mendukung proses pembelajaran dan praktik profesional di Indonesia. Bidang ini sangat esensial sebagai fondasi dalam pembangunan infrastruktur yang aman dan tahan lama.

Rekayasa geoteknik merupakan cabang ilmu teknik sipil yang mempelajari perilaku tanah dan batuan sebagai media penopang bangunan. Berangkat dari sejarah panjang mekanika tanah yang dimulai sejak sebelum abad ke-18 hingga era modern, buku ini mengupas berbagai aspek fundamental dan terapan yang diperlukan oleh mahasiswa, praktisi, serta peneliti. Dalam konteks pembangunan yang semakin kompleks dan tuntutan keamanan yang tinggi, pemahaman mendalam dan teknik terkini sangat diperlukan.

Buku ini dibagi ke dalam 14 bab utama yang disusun secara sistematis dan menyeluruh mulai dari perspektif historis, sifat-sifat mekanis tanah, sampai dengan aplikasi desain pondasi dan konstruksi dinding penahan. Tiap bab dilengkapi dengan penjelasan teoretis, diagram, rumus, serta metode pengujian laboratorium maupun lapangan yang diharapkan dapat memperkaya pengalaman belajar pembaca serta diterapkan dalam pekerjaan lapangan.

- Bab 1 membahas perkembangan rekayasa geoteknik dari zaman pra-abad ke-18 hingga teknik modern, memberikan pembaca wawasan historis yang penting untuk mengerti akar dan evolusi ilmu ini.
- Bab 2 mendalami analisis endapan tanah dan ukuran butiran yang menjadi dasar karakteristik tanah, sehingga pembaca paham beragam tipe tanah yang dihadapi dalam proyek.
- Bab 3 menguraikan hubungan berat- volume tanah, plastisitas, dan klasifikasi tanah secara terperinci yang penting dalam analisis dan desain.
- Bab 4 membahas teknik pemadatan tanah agar tanah mencapai kekuatan dan stabilitas yang optimal sesuai standar pengujian.
- Bab 5 menelaah konduktivitas hidrolik dan rembesan yang berperan besar dalam dinamika air tanah yang memengaruhi kestabilan struktur.
- Bab 6 menjelaskan tegangan mencapai massa tanah dan perhitungan distribusi beban, esensial untuk desain pondasi dan stabilitas tanah.
- Bab 7 berfokus pada konsolidasi tanah, termasuk uji laboratorium, teoritis, dan aplikasinya dalam menilai penurunan tanah akibat beban.
- Bab 8 membahas kekuatan geser tanah sebagai indikator utama stabilitas tanah terhadap deformasi dan kegagalan.

- Bab 9 menguraikan stabilitas lereng dan metode analisis kegagalan, penting dalam perencanaan lereng aman.
- Bab 10 membahas teknik eksplorasi bawah permukaan, prosedur pengambilan sampel, hingga pengujian yang menjadi tahapan awal tiap proyek geoteknik.
- Bab 11 memberi pemahaman tekanan tanah lateral dan aplikasinya dalam desain dinding penahan tanah.
- Bab 12 fokus pada daya dukung pondasi dangkal dan penurunan tanah, membekali pembaca dengan teori dan praktek penting desain pondasi.
- Bab 13 menjelaskan teknik perancangan dinding penahan tanah dan potongan berpenguat, serta serangkaian pertimbangan desain yang kritis bagi stabilitas struktur.
- Bab 14 membahas pondasi tiang pancang dan poros bor, termasuk metode perhitungan kapasitas beban dan teknik pemasangan, yang esensial untuk pondasi dalam.

Semua bab disajikan secara runut untuk menciptakan pemahaman yang terintegrasi antara konsep dasar dan aplikasi nyata di lapangan.

Penulis mengucapkan terima kasih yang mendalam kepada semua pihak yang telah memberikan dukungan, terutama para akademisi, praktisi geoteknik, kolega, serta keluarga yang senantiasa memberikan dorongan moral dan materiil selama proses penulisan buku ini. Kritik dan saran dari pembaca sangat dinantikan sebagai masukan berharga untuk meningkatkan kualitas edisi selanjutnya.

Buku ini diharapkan dapat menjadi sarana yang berguna dalam meningkatkan kualitas pembelajaran dan praktik rekayasa geoteknik, mendukung pembangunan infrastruktur yang handal dan berkelanjutan di Indonesia. Semoga kiranya buku ini memberikan manfaat luas dan berkah bagi semua pembacanya.

Semarang, Desember 2025

Penulis

Dr. Ir. Agus Wibowo, M.Kom, M.Si, MM

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR.....	ii
DAFTAR ISI.....	iv
BAB 1 PERSPEKTIF HISTORIS REKAYASA GEOTEKNIK	1
1.1 Rekayasa Geoteknik Sebelum Abad Ke-18	1
1.2 Periode Praklasik Mekanika Tanah (1700–1776).....	3
1.3 Mekanika Tanah Klasik—Fase I (1776–1856)	4
1.4 Mekanika Tanah Klasik—Fase II (1856–1910)	5
1.5 Mekanika Tanah Modern (1910–1927)	5
1.6 Teknik Geoteknik Setelah 1927	5
BAB 2 ANALISIS ENDAPAN TANAH DAN UKURAN BUTIR	11
2.1 Endapan Tanah Alami - Umum	11
2.2 Tanah Residu.....	11
2.3 Tanah Yang Diangkut Oleh Gravitasi.....	12
2.4 Endapan Aluvial	12
2.5 Endapan Danau	14
2.6 Endapan Gletser	14
2.7 Endapan Tanah Aeolian	15
2.8 Tanah Organik.....	16
2.9 Ukuran Partikel Tanah.....	16
2.10 Mineral Lempung	18
2.11 Berat Jenis (G_s)	21
2.12 Analisis Mekanis Tanah.....	22
BAB 3 HUBUNGAN BERAT-VOLUME, PLASTISITAS, DAN KLASIFIKASI TANAH	35
3.1 Hubungan Berat-Volume	35
3.2 Hubungan Berat Satuan, Rasio Rongga, Kadar Air, Dan Berat Jenis	38
3.3 Hubungan Antara Berat Isi, Porositas, Dan Kadar Air.....	40
3.4 Kepadatan Relatif	47
3.5 Konsistensi Tanah	50
3.6 Aktivitas	57
3.7 Indeks Likuiditas	58
3.8 Bagan Plastisitas	58
BAB 4 PEMADATAN TANAH.....	73
4.1 Prinsip Umum Pemadatan.....	73
4.2 Uji Proctor Standar	74
4.3 Faktor-Faktor Yang Mempengaruhi Pemadatan.....	77

4.4	Uji Proctor Yang Dimodifikasi	80
4.5	Hubungan Empiris	84
4.7	Spesifikasi Untuk Pemadatan Lapangan.....	88
4.8	Penentuan Berat Satuan Lapangan Setelah Pemadatan	89
4.9	Teknik Pemadatan Khusus	92
4.10	Pengaruh Pemadatan Terhadap Sifat Tanah Kohesif	96
BAB 5	KONDUKTIVITAS HIDROLIK DAN REMBESAN	102
5.1	Konduktivitas Hidrolik.....	102
5.2	Hukum Darcy	104
5.3	Konduktivitas Hidrolik.....	106
5.4	Penentuan Konduktivitas Hidrolik Di Laboratorium.....	107
5.6	Konduktivitas Hidrolik Ekuivalen Pada Tanah Berlapis	119
5.7	Uji Permeabilitas Di Lapangan Dengan Pemompaan Dari Sumur	121
5.8	Persamaan Laplace Tentang Kontinuitas	124
5.9	Jaring Aliran	126
BAB 6	TEGANGAN PADA MASSA TANAH	138
6.1	Tegangan Pada Tanah Jenuh Tanpa Rembesan	138
6.2	Tegangan Pada Tanah Jenuh Dengan Rembesan.....	142
6.3	Tegangan Efektif Pada Tanah Jenuh Sebagian	147
6.4	Gaya Rembesan	148
6.5	Naiknya Tanah Akibat Aliran Di Sekitar Tiang Pancang	150
6.6	Tegangan Yang Disebabkan Oleh Beban Titik	152
6.7	Solusi Westergaard Untuk Tegangan Vertikal Akibat Beban Titik.....	154
6.8	Tegangan Vertikal Yang Disebabkan Oleh Beban Garis	155
6.9	Tegangan Vertikal Oleh Beban Garis Dengan Panjang Terhingga	156
6.10	Tegangan Vertikal Yang Disebabkan Oleh Beban Strip	159
6.11	Tegangan Vertikal Di Bawah Area Lingkaran Yang Dibebani Secara Seragam	162
6.12	Tegangan Vertikal Yang Disebabkan Oleh Area Yang Dibebani Persegi Panjang	164
6.13	Solusi Untuk Material Westergaard.....	167
BAB 7	KONSOLIDASI	173
7.1	Dasar-Dasar Konsolidasi	173
7.2	Uji Konsolidasi Laboratorium Satu Dimensi	175
7.3	Plot Rasio Rongga-Tekanan.....	177
7.4	Lempung Terkonsolidasi Normal Dan Overkonsolidasi	179
7.5	Pengaruh Gangguan Pada Hubungan Rasio Rongga-Tekanan.....	181
7.6	Penurunan Konsolidasi Primer Satu Dimensi	182
7.7	Indeks Kompresi (C_c) Dan Indeks Swell (C_s)	185
7.8	Penurunan Akibat Konsolidasi Sekunder.....	190
7.9	Laju Waktu Konsolidasi.....	193
7.10	Koefisien Konsolidasi	199

7.11	Konsolidasi Primer Di Bawah Pondasi	207
7.12	Modifikasi Skempton–Bjerrum Untuk Konsolidasi	209
7.13	Pertimbangan Umum Prakompresi	213
7.14	Drainase Pasir	217
BAB 8	KEKUATAN GESER TANAH.....	229
8.1	Kriteria Kegagalan Mohr-Coulomb	229
8.2	Kemiringan Bidang Kegagalan Akibat Geser	231
8.3	Uji Geser Langsung	233
8.4	Uji Geser Triaksial	239
8.5	Uji Terkonsolidasi-Drainase	241
8.6	Uji Konsolidasi-Tak Terdrainase	249
8.7	Uji Tak Terkonsolidasi-Tak Terdrainase	253
8.8	Uji Kompresi Bebas Pada Lempung Jenuh	255
8.9	Sensitivitas Dan Tiksotropi Lempung	257
8.10	Anisotropi Pada Kekuatan Geser Tak Terdrainase	259
BAB 9	STABILITAS LERENG.....	264
9.1	Faktor Keamanan.....	264
9.2	Stabilitas Lereng Tak Terhingga	265
9.3	Lereng Terhingga	268
9.4	Analisis Lereng Dengan Kegagalan Sirkular	271
9.5	Prosedur Massa Analisis Stabilitas Sirkular	272
9.6	Metode Irisan	289
9.7	Metode Irisan Bishop Yang Disederhanakan.....	293
9.8	Analisis Lereng Rembesan Tunak	295
9.9	Stabilitas Lereng Lempung Seismik	299
BAB 10	EKSPLORASI BAWAH PERMUKAAN	306
10.1	Program Eksplorasi Bawah Permukaan	306
10.2	Pengeboran Eksplorasi Di Lapangan.....	309
10.3	Prosedur Pengambilan Sampel Tanah	313
10.4	Pengamatan Muka Air	320
10.5	Uji Geser Baling-Baling	321
10.6	Uji Penetrasi Kerucut	327
10.7	Uji Pressuremeter (<i>PMT</i>).....	333
10.8	Uji Dilatometer	335
10.9	Pengeboran Inti Batuan.....	338
10.10	Persiapan Log Pengeboran	340
10.11	Laporan Eksplorasi Tanah	341
BAB 11	TEKANAN TANAH LATERAL.....	346
11.1	Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam	346
11.2	Teori Tekanan Tanah Aktif Dan Pasif Rankine	349

11.3	Diagram Distribusi Tekanan Tanah Lateral Terhadap Dinding Penahan	354
11.4	Tekanan Aktif Dan Pasif Rankine Dengan Timbunan Miring	365
11.5	Dinding Penahan Dengan Gesekan	370
11.6	Teori Tekanan Tanah Coulomb.....	371
11.7	Tekanan Pasif Dengan Asumsi Permukaan Runtuh Melengkung Di Tanah	377
BAB 12	DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI DANGKAL	382
12.1	Konsep Umum Daya Dukung Ultimate Pondasi Dangkal	383
12.2	Teori Daya Dukung Ultimate	385
12.3	Modifikasi Persamaan Daya Dukung Muka Air Tanah	389
12.4	Faktor Keamanan.....	390
12.5	Pondasi Dengan Beban Eksentrik	394
12.6	Jenis-Jenis Penurunan Pondasi Dangkal	401
12.7	Penurunan Elastis	402
12.8	Rentang Parameter Material Untuk Menghitung Penurunan Elastis.....	409
12.9	Penurunan Tanah Berpasir: Penggunaan Faktor Pengaruh Regangan	410
12.10	Tekanan Daya Tampung Pada Pasir Berdasarkan Penurunan.....	414
12.11	Jenis-Jenis Umum Pondasi Mat	415
12.12	Daya Dukung Pondasi Mat.....	416
12.13	Pondasi Terkompensasi	419
BAB 13	DINDING PENAHAN TANAH DAN POTONGAN BERPENGUAT	426
13.1	Dinding Penahan—Umum.....	426
13.2	Proporsi Dinding Penahan	427
13.3	Penerapan Teori Tekanan Tanah Lateral Untuk Desain	428
13.4	Periksa Ketergulingan	429
13.5	Periksa Kemungkinan Geser Di Sepanjang Alas	431
13.6	Memeriksa Kegagalan Daya Dukung	433
13.7	Perkuatan Tanah	441
13.8	Pertimbangan Dalam Perkuatan Tanah	442
13.9	Pertimbangan Desain Umum	444
13.10	Dinding Penahan Dengan Perkuatan Strip Logam	444
13.11	Prosedur Perancangan Menggunakan Perkuatan Strip Logam	447
13.12	Dinding Penahan Dengan Perkuatan Geotekstil.....	453
13.13	Dinding Penahan Dengan Perkuatan Geogrid	456
13.14	Potongan Berpenahan.....	457
13.15	Tekanan Tanah Lateral Pada Potongan Yang Diperkuat	460
13.16	Parameter Tanah Untuk Galian Pada Tanah Berlapis	462
13.17	Desain Berbagai Komponen Potongan Berpenguat	463
13.18	Naiknya Dasar Galian Tanah Liat	469
13.19	Lelehan Lateral Tiang Pancang Dan Penurunan Tanah.....	471
BAB 14	TIANG PANCANG DAN POROS BOR PONDASI DALAM	477

14.1	Kebutuhan Pondasi Tiang Pancang	477
14.2	Jenis Tiang Pancang Dan Karakteristik Strukturalnya	478
14.3	Estimasi Panjang Tiang	486
14.4	Pemasangan Tiang Pancang	487
14.5	Mekanisme Perpindahan Beban	488
14.6	Persamaan Untuk Estimasi Kapasitas Tiang	490
14.7	Perhitungan Q_p —Metode Meyerhof	491
14.8	Tahanan Gesek, Q_s	493
14.9	Kapasitas Tiang Yang Diizinkan	499
14.10	Daya Dukung Titik Tiang Yang Bertumpu Pada Batuan	499
14.11	Penurunan Elastis Tiang Pancang	505
14.12	Rumus Pemancangan Tiang.....	508
14.13	Gesekan Kulit Negatif	511
14.14	Tiang Pancang Kelompok—Efisiensi	516
14.15	Penurunan Elastis Tiang Kelompok	520
14.16	Penurunan Konsolidasi Tiang Kelompok	521
14.17	Jenis Poros Bor.....	525
14.18	Prosedur Konstruksi.....	526
14.19	Estimasi Kapasitas Penahan Beban	528
14.20	Penurunan Poros Bor Pada Beban Kerja	534
14.21	Kapasitas Penahan Beban Berdasarkan Penurunan.....	534
DAFTAR PUSTAKA		549

BAB 1

PERSPEKTIF HISTORIS REKAYASA GEOTEKNIK

Untuk keperluan rekayasa, tanah didefinisikan sebagai agregat butiran mineral dan bahan organik yang telah membusuk (partikel padat) yang tidak tersementasi, dengan cairan dan gas di ruang kosong di antara partikel padat tersebut. Tanah digunakan sebagai material konstruksi dalam berbagai proyek teknik sipil, dan menopang fondasi struktural. Oleh karena itu, insinyur sipil harus mempelajari sifat-sifat tanah, seperti asal-usulnya, distribusi ukuran butiran, kemampuan mengalirkan air, kompresibilitas, kuat geser, dan daya dukung beban. Mekanika tanah adalah cabang ilmu yang mempelajari sifat fisik tanah dan perilaku massa tanah yang dikenai berbagai jenis gaya. Rekayasa tanah adalah penerapan prinsip-prinsip mekanika tanah pada permasalahan praktis. Rekayasa geoteknik adalah subdisiplin teknik sipil yang melibatkan material alami yang ditemukan dekat dengan permukaan bumi. Ini mencakup penerapan prinsip-prinsip mekanika tanah dan mekanika batuan pada desain fondasi, struktur penahan, dan struktur tanah.

1.1 REKAYASA GEOTEKNIK SEBELUM ABAD KE-18

Catatan penggunaan tanah pertama kali oleh manusia sebagai material konstruksi telah hilang sejak zaman kuno. Dalam istilah teknik sejati, pemahaman tentang rekayasa geoteknik seperti yang dikenal saat ini dimulai pada awal abad ke-18. Selama bertahun-tahun, seni rekayasa geoteknik hanya didasarkan pada pengalaman masa lalu melalui serangkaian eksperimen tanpa karakter ilmiah yang nyata. Berdasarkan eksperimen tersebut, banyak struktur dibangun—beberapa di antaranya telah runtuh, sementara yang lain masih berdiri.

Sejarah yang tercatat memberi tahu kita bahwa peradaban kuno berkembang pesat di sepanjang tepi sungai, seperti Sungai Nil (Mesir), Tigris dan Efrat (Mesopotamia), Huang Ho (Sungai Kuning, Tiongkok), dan Indus (India). Tanggul yang berasal dari sekitar 2000 SM dibangun di cekungan Indus untuk melindungi kota Mohenjo Dara (di tempat yang menjadi Pakistan setelah 1947). Selama dinasti Chan di Cina (1120 SM hingga 249 SM), banyak tanggul dibangun untuk tujuan irigasi. Tidak ada bukti bahwa tindakan diambil untuk menstabilkan fondasi atau memeriksa erosi yang disebabkan oleh banjir. Peradaban Yunani kuno menggunakan pondasi bantalan terisolasi dan fondasi strip-and-raft untuk struktur bangunan. Dimulai sekitar 2750 SM, lima piramida terpenting dibangun di Mesir dalam jangka waktu kurang dari satu abad (Saqqarah, Meidum, Dahshur Selatan dan Utara, dan Cheops). Ini menimbulkan tantangan yang berat terkait fondasi, stabilitas lereng, dan konstruksi ruang bawah tanah. Dengan kedatangan agama Buddha di Cina selama dinasti Han Timur pada tahun 68 M, ribuan pagoda dibangun. Banyak dari struktur ini dibangun di atas lapisan lanau dan tanah liat lunak. Dalam beberapa kasus, tekanan pondasi melebihi daya dukung tanah dan dengan demikian menyebabkan kerusakan struktural yang parah.

Salah satu contoh paling terkenal dari masalah terkait daya dukung tanah dalam konstruksi bangunan sebelum abad ke-18 adalah Menara Miring Pisa di Italia. (Gambar 1.1.) Pembangunan menara dimulai pada tahun 1173 M ketika Republik Pisa sedang berkembang pesat dan berlanjut dalam berbagai tahap selama lebih dari 200 tahun.



Gambar 1.1 Menara Miring Pisa, Italia

Strukturnya berbobot sekitar 15.700 metrik ton dan ditopang oleh alas melingkar berdiameter 20 m. Menara ini pernah miring ke timur, utara, barat, dan akhirnya ke selatan. Investigasi terbaru menunjukkan adanya lapisan tanah liat yang lemah pada kedalaman sekitar 11 m di bawah permukaan tanah, yang kompresinya menyebabkan menara miring. Pada tahun 1990, kemiringannya lebih dari 5 m dengan tinggi 54 m.

Menara ini ditutup pada tahun 1990 karena dikhawatirkan akan roboh atau runtuh. Baru-baru ini, menara ini distabilkan dengan menggali tanah dari bawah sisi utara menara. Sekitar 70 metrik ton tanah digali dalam 41 penggalian terpisah yang membentang di sepanjang lebar menara. Seiring tanah secara bertahap mengendap untuk mengisi ruang yang dihasilkan, kemiringan menara berkurang. Menara sekarang miring 5 derajat.

Perubahan setengah derajat tidak terlihat, tetapi membuat struktur jauh lebih stabil. Gambar 1.2 adalah contoh masalah serupa. Menara yang ditunjukkan pada Gambar 1.2 terletak di Bologna, Italia, dan dibangun pada abad ke-12. Menara di sebelah kiri adalah Menara Garisenda. Tingginya 48 m dan beratnya sekitar 4.210 metrik ton. Kemiringannya sekitar 4 derajat. Menara di sebelah kanan



Gambar 1.2 Kemiringan Menara Garisenda (kiri) dan Menara Asinelli (kanan) di Bologna, Italia

adalah Menara Asinelli, yang tingginya 97 m dan beratnya 7.300 metrik ton. Kemiringannya sekitar 1,3 derajat.

Setelah menghadapi beberapa masalah terkait pondasi selama konstruksi selama berabad-abad yang lalu, para insinyur dan ilmuwan mulai menangani sifat dan perilaku tanah dengan cara yang lebih metodis yang dimulai pada awal abad ke-18. Berdasarkan penekanan dan sifat kajian di bidang rekayasa geoteknik, rentang waktu dari tahun 1700 hingga 1927 dapat dibagi menjadi empat periode utama:

1. Pra-klasik (1700 hingga 1776 M)
2. Mekanika tanah klasik—Fase I (1776 hingga 1856 M)
3. Mekanika tanah klasik—Fase II (1856 hingga 1910 M)
4. Mekanika tanah modern (1910 hingga 1927 M)

Deskripsi singkat beberapa perkembangan penting selama masing-masing dari keempat periode ini dibahas di bawah ini.

1.2 PERIODE PRAKLASIK MEKANIKA TANAH (1700–1776)

Periode ini berfokus pada studi yang berkaitan dengan kemiringan alami dan berat jenis berbagai jenis tanah serta teori tekanan tanah semiempiris. Pada tahun 1717, seorang insinyur kerajaan Prancis, Henri Gautier (1660–1737), mempelajari kemiringan alami tanah ketika ditimbun untuk merumuskan prosedur desain dinding penahan. Kemiringan alami inilah yang sekarang kita sebut sebagai sudut diam. Menurut studi ini, kemiringan alami (lihat Bab 8) pasir kering bersih dan tanah biasa masing-masing adalah 31° dan 45° .

Selain itu, berat jenis pasir kering bersih (lihat Bab 3) dan tanah biasa direkomendasikan masing-masing sebesar $18,1 \text{ kN/m}^3$ dan $13,4 \text{ kN/m}^3$. Tidak ada hasil uji pada tanah liat yang dilaporkan. Pada tahun 1729, Bernard Forest de Belidor (1694–1761) menerbitkan sebuah buku teks untuk insinyur militer dan sipil di Prancis. Dalam buku tersebut, ia mengusulkan teori tekanan tanah lateral pada dinding penahan (lihat Bab 13) yang merupakan tindak lanjut dari studi awal Gautier (1717). Ia juga menetapkan sistem klasifikasi tanah seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut. (Lihat Bab 3.)

Klasifikasi	Berat satuan kN/m^3
Batu	--
Pasir keras atau keras	16,7 sampai
Pasir yang dapat dikompresi	18.4
Tanah biasa (seperti yang ditemukan di lokasi kering)	13.4
Tanah lunak (terutama lanau)	16.0
Tanah liat	18.9
Gambut	--

Hasil uji model laboratorium pertama pada dinding penahan setinggi 76 mm yang dibangun dengan timbunan pasir dilaporkan pada tahun 1746 oleh seorang insinyur Prancis, Francois Gadroy (1705–1759), yang mengamati keberadaan bidang longsor di dalam tanah saat terjadi keruntuhan. (Lihat Bab 11.) Studi Gadroy kemudian dirangkum oleh J. J. Mayniel pada tahun 1808. Kontribusi penting lainnya selama periode ini adalah kontribusi insinyur Prancis Jean Rodolphe Perronet (1708–1794), yang mempelajari stabilitas lereng (Bab 9) sekitar tahun 1769 dan membedakan antara tanah utuh dan timbunan.

1.3 MEKANIKA TANAH KLASIK—FASE I (1776–1856)

Selama periode ini, sebagian besar perkembangan di bidang rekayasa geoteknik berasal dari para insinyur dan ilmuwan di Prancis. Pada periode praklasik, hampir semua pertimbangan teoretis yang digunakan dalam menghitung tekanan tanah lateral pada dinding penahan didasarkan pada permukaan keruntuhan yang sembarangan di dalam tanah. Dalam makalah terkenalnya yang dipresentasikan pada tahun 1776, ilmuwan Prancis Charles Augustin Coulomb (1736–1806) menggunakan prinsip kalkulus untuk nilai maksimum dan minimum guna menentukan posisi sebenarnya dari permukaan geser dalam tanah di balik dinding penahan. (Lihat Bab 11.) Dalam analisis ini, Coulomb menggunakan hukum gesekan dan kohesi untuk benda padat. Pada tahun 1790, insinyur sipil Prancis terkemuka, Gaspard Claire Marie Riche de Brony (1755–1839), memasukkan teori Coulomb ke dalam buku teks terkemukanya, *Nouvelle Architecture Hydraulique* (Vol. 1). Pada tahun 1820, kasus-kasus khusus dari karya Coulomb dipelajari oleh insinyur Prancis Jacques Frederic Francais (1775–1833) dan oleh profesor mekanika terapan Prancis Claude Louis Marie Henri Navier (1785–1836). Kasus-kasus khusus ini berkaitan dengan timbunan miring dan timbunan yang menopang beban tambahan. Pada tahun 1840, Jean Victor Poncelet (1788–1867), seorang insinyur militer dan profesor mekanika, memperluas teori Coulomb dengan menyediakan metode grafis untuk menentukan besarnya tekanan tanah lateral pada dinding penahan vertikal dan miring dengan permukaan tanah poligonal yang terputus-putus secara sembarangan. Poncelet juga merupakan orang pertama yang menggunakan simbol ϕ untuk sudut gesek tanah. (Lihat Bab 8.) Ia juga memberikan teori daya dukung ultimit pertama untuk pondasi dangkal. (Lihat Bab 12.)

Pada tahun 1846, Alexandre Collin (1808–1890), seorang insinyur, memberikan detail untuk longsor dalam di lereng lempung, pemotongan, dan tanggul. (Lihat Bab 9.) Collin berteori bahwa, dalam semua kasus, keruntuhan terjadi ketika kohesi yang termobilisasi melebihi kohesi tanah yang ada. Ia juga mengamati bahwa permukaan keruntuhan yang sebenarnya dapat didekati sebagai busur sikloid.

Akhir Fase I periode mekanika tanah klasik umumnya ditandai dengan tahun (1857) publikasi pertama oleh William John Macquorn Rankine (1820–1872), seorang profesor teknik sipil di Universitas Glasgow. Studi ini menghasilkan teori penting tentang tekanan tanah dan keseimbangan massa tanah. (Lihat Bab 11.) Teori Rankine merupakan penyederhanaan dari teori Coulomb.

1.4 MEKANIKA TANAH KLASIK—FASE II (1856–1910)

Beberapa hasil eksperimen dari uji laboratorium pada pasir muncul dalam literatur pada fase ini. Salah satu publikasi paling awal dan terpenting adalah karya insinyur Prancis Henri Philibert Gaspard Darcy (1803–1858). Pada tahun 1856, ia menerbitkan sebuah studi tentang permeabilitas filter pasir. (Lihat Bab 5.) Berdasarkan uji-uji tersebut, Darcy mendefinisikan istilah koefisien permeabilitas (atau konduktivitas hidrolik) tanah, sebuah parameter yang sangat berguna dalam rekayasa geoteknik hingga saat ini.

Sir George Howard Darwin (1845–1912), seorang profesor astronomi, melakukan uji laboratorium untuk menentukan momen guling pada dinding berengsel yang menahan pasir dalam kondisi pemadatan yang longgar dan padat. Kontribusi penting lainnya, yang diterbitkan pada tahun 1885 oleh Joseph Valentin Boussinesq (1842–1929), adalah pengembangan teori distribusi tegangan di bawah area tumpuan yang dibebani dalam medium homogen, semi-tak terhingga, elastis, dan isotropik.

1.5 MEKANIKA TANAH MODERN (1910–1927)

Pada periode ini, hasil penelitian yang dilakukan pada lempung dipublikasikan, yang menetapkan sifat-sifat dasar dan parameter lempung. Publikasi-publikasi yang paling penting disajikan pada Tabel 1.1.

Tabel 1.1 Studi Penting tentang Lempung (1910–1927)

Peneliti	Tahun	Topik
Albert Mauritz Atterberg (1846-1916), Swedia	1911	Konsistensi tanah yaitu sifat cair, sifat plastis, dan sifat susut (Bab 3)
Jean Frontard (1884-1962), Prancis	1914	Uji geser ganda (tanpa drainase) pada tanah lempung dengan beban vertikal konstan (Bab 8)
Arthur Langtry Bell (1874-1956), Inggris	1915	Tekanan lateral dan tahanan tanah liat (Bab 11); daya dukung tanah liat (Bab 12); dan uji kotak geser untuk mengukur kuat geser tak terdrainase menggunakan spesimen tak terganggu (Bab 8)
Wolmar Fellenius (1876-1957), Swedia	1918	Analisis lingkaran geser lereng lempung jenuh (Bab 9)
Karl Terzaghi (1883-1963), Austria	1925	Teori Konsolidasi untuk Tanah Lempung (Bab 7)

1.6 TEKNIK GEOTEKNIK SETELAH 1927

Penerbitan *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage* oleh Karl Terzaghi pada tahun 1925 melahirkan era baru dalam perkembangan mekanika tanah. Karl Terzaghi dikenal sebagai bapak mekanika tanah modern, dan memang demikian. Terzaghi (Gambar 1.3) lahir pada tanggal 2 Oktober 1883 di Praha, yang saat itu merupakan ibu kota provinsi Bohemia di Austria. Pada tahun 1904, ia lulus dari Technische Hochschule di Graz, Austria, dengan gelar sarjana di bidang teknik mesin. Setelah lulus, ia bertugas selama satu tahun di militer Austria.

Setelah menyelesaikan dinas militernya, Terzaghi melanjutkan studinya selama satu tahun lagi, dengan fokus pada mata kuliah geologi.

Pada bulan Januari 1912, ia menerima gelar Doktor Ilmu Teknik dari almamaternya di Graz. Pada tahun 1916, ia menerima posisi mengajar di Imperial School of Engineers di Istanbul. Setelah berakhirnya Perang Dunia I, ia menerima jabatan dosen di American Robert College di Istanbul (1918–1925). Di sana, ia memulai penelitiannya tentang perilaku tanah dan penurunan tanah lempung (lihat Bab 7) serta tentang kegagalan akibat pemipaan pasir di bawah bendungan. Publikasi *Erdbaumechnik* terutama merupakan hasil penelitian ini.

Pada tahun 1925, Terzaghi menerima jabatan dosen tamu di Massachusetts Institute of Technology, tempat ia bekerja hingga tahun 1929. Selama masa itu, ia dikenal sebagai pemimpin cabang baru teknik sipil yang disebut mekanika tanah. Pada bulan Oktober 1929, ia kembali ke Eropa untuk menerima jabatan profesor di Universitas Teknik Wina, yang segera menjadi pusat bagi para insinyur sipil yang tertarik pada mekanika tanah. Pada tahun 1939, ia kembali ke Amerika Serikat untuk menjadi profesor di Universitas Harvard. Konferensi pertama International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE) diadakan di Universitas Harvard pada tahun 1936 dengan Karl Terzaghi sebagai ketua.



Gambar 1.3 Karl Terzaghi (1883 –1963) (Foto milik Ralph B. Peck)

Melalui inspirasi dan bimbingan Terzaghi selama seperempat abad sebelumnya, makalah dibawa ke konferensi itu yang mencakup berbagai topik, seperti kekuatan geser (Bab 8), tegangan efektif (Bab 6), pengujian in situ (Bab 10), penetrometer kerucut Belanda (Bab 10), pengujian sentrifus, penurunan konsolidasi (Bab 7), distribusi tegangan elastis (Bab 6), preloading untuk perbaikan tanah, aksi embun beku, lempung ekspansif, teori lengkung tekanan bumi, dan dinamika tanah dan gempa bumi. Selama seperempat abad berikutnya, Terzaghi adalah roh penuntun dalam pengembangan mekanika tanah dan rekayasa geoteknik di seluruh dunia.

Terkait hal tersebut, pada tahun 1985, Ralph Peck (Gambar 1.4) menulis bahwa "hanya sedikit orang semasa hidup Terzaghi yang tidak setuju bahwa ia bukan hanya pembimbing dalam mekanika tanah, tetapi juga menjadi pusat penelitian dan penerapannya di seluruh dunia. Dalam beberapa tahun berikutnya, ia terlibat dalam berbagai proyek di setiap benua kecuali Australia dan Antartika." Peck melanjutkan, "Oleh karena itu, bahkan hingga saat ini, kita hampir tidak dapat memperbaiki penilaian kontemporer tentang kondisi mekanika tanah sebagaimana diungkapkan dalam makalah ringkasan dan pidato kepresidenannya."



Gambar 1.4 Ralph B. Peck (Foto milik Ralph B. Peck)

Pada tahun 1939, Terzaghi menyampaikan Kuliah James Forrest ke-45 di Institution of Civil Engineers, London. Kuliahnya berjudul "Mekanika Tanah—Babak Baru dalam Ilmu Teknik." Di dalamnya, ia menyatakan bahwa sebagian besar kegagalan pondasi yang terjadi bukan lagi "perbuatan Tuhan." Berikut ini beberapa sorotan dalam perkembangan mekanika tanah dan rekayasa geoteknik yang berkembang setelah konferensi pertama ISSMFE pada tahun 1936:

- Penerbitan buku *Theoretical Soil Mechanics* karya Karl Terzaghi pada tahun 1943 (Wiley, New York);
- Penerbitan buku *Soil Mechanics in Engineering Practice* karya Karl Terzaghi dan Ralph Peck pada tahun 1948 (Wiley, New York);
- Penerbitan buku *Fundamentals of Soil Mechanics* karya Donald W. Taylor pada tahun 1948 (Wiley, New York);
- Dimulainya penerbitan *Geotechnique*, jurnal internasional mekanika tanah, pada tahun 1948 di Inggris;
- Presentasi makalah tentang konsep $\phi = 0$ untuk lempung oleh A. W. Skempton pada tahun 1948 (lihat Bab 8);

- Publikasi makalah A. W. Skempton tentang parameter tekanan air pori A dan B pada tahun 1954 (lihat Bab 8);
- Publikasi buku *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test* oleh A. W. Bishop dan B. J. Henkel pada tahun 1957 (Arnold, London);
- Konferensi Riset ASCE tentang Kekuatan Geser Tanah Kohesif yang diadakan di Boulder, Colorado pada tahun 1960.

Sejak awal, profesi teknik geoteknik telah berkembang pesat dan matang. Kini, teknik geoteknik telah menjadi cabang teknik sipil yang mapan, dan ribuan insinyur sipil menyatakan teknik geoteknik sebagai bidang spesialisasi pilihan mereka.

Tabel 1.2 Rincian Konferensi ISSMFE (1936 –1997) dan ISSMGE (1997– sekarang)

Conference	Lokasi	Tahun
I	Harvard University, Boston, U.S.A.	1936
II	Rotterdam, the Netherlands	1948
III	Zurich, Switzerland	1953
IV	London, England	1957
V	Paris, France	1961
VI	Montreal, Canada	1965
VII	Mexico City, Mexico	1969
VIII	Moscow, U.S.S.R.	1973
IX	Tokyo, Japan	1977
X	Stockholm, Sweden	1981
XI	San Francisco, U.S.A.	1985
XII	Rio de Janeiro, Brazil	1989
XIII	New Delhi, India	1994
XIV	Hamburg, Germany	1997
XV	Istanbul, Turkey	2001
XVI	Osaka, Japan	2005
XVII	Alexandria, Egypt	2009 (scheduled)

Sejak konferensi pertama pada tahun 1936, kecuali sempat terhenti sejenak selama Perang Dunia II, konferensi ISSMFE telah diadakan dengan interval empat tahun. Pada tahun 1997, ISSMFE diubah menjadi ISSMGE (International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering) untuk mencerminkan cakupannya yang sebenarnya. Konferensi-konferensi internasional ini berperan penting dalam pertukaran informasi mengenai perkembangan baru dan kegiatan penelitian yang sedang berlangsung di bidang teknik geoteknik. Tabel 1.2 menunjukkan lokasi dan tahun penyelenggaraan setiap konferensi ISSMFE/ISSMGE, dan Tabel 1.3 menunjukkan daftar semua presiden perkumpulan tersebut. Pada tahun 1997, terdapat total 34 komite teknis ISSMGE. Nama-nama sebagian besar komite teknis ini tercantum dalam Tabel 1.4.

Tabel 1.3 Presiden Konferensi ISSMFE (1936 –1997) dan ISSMGE (1997– sekarang)

Year	President
------	-----------

1936-1957	K. Terzaghi (U.S.A.)
1957-1961	A. W. Skempton (U.K.)
1961-1965	A. Casagrande (U.S.A.)
1965-1969	L. Bjerrum (Norway)
1969-1973	R. B. Peck (U.S.A.)
1973-1977	J. Kerisel (France)
1977-1981	M. Fukuoka (Japan)
1981-1985	V. F. B. deMello (Brazil)
1985-1989	B. B. Broms (Singapore)
1989-1994	N. R. Morgenstern (Canada)
1994-1997	M. Jamiolkowski (Italy)
1997-2001	K. Ishihara (Japan)
2001-2005	W. F. Van Impe (Belgium)
2005-2009	P. S. Sêco e Pinto (Portugal)

Tabel 1.4 Komite Teknis ISSMGE

Nomor panitia	Nama panitia
TC-1	Instrumentasi untuk Pemantauan Geoteknik
TC-2	Pengujian Sentrifugasi
TC-3	Geoteknik Perkerasan dan Rel Kereta Api
TC-4	Teknik Geoteknik Gempa Bumi
TC-5	Geoteknik Lingkungan
TC-6	Tanah Tak Jenuh
TC-7	Bendungan Tailing
TC-8	Embun beku
TC-9	Geosintetik dan Perkuatan Tanah
TC-10	Karakterisasi Situs Geofisika
TC-11	Tanah longsor
TC-12	Validasi Simulasi Komputer
TC-14	Teknik Geoteknik Lepas Pantai
TC-15	Tanah Gambut dan Tanah Organik
TC-16	Karakterisasi Sifat Tanah dari Pengujian In-situ
TC-17	Perbaikan Tanah
TC-18	Pondasi Tiang
TC-19	Pelestarian Situs Bersejarah
TC-20	Praktek Profesional
TC-22	Tanah Keras dan Batuan Lunak
TC-23	Desain Keadaan Batas Teknik Geoteknik
TC-24	Pengambilan Sampel Tanah, Evaluasi dan Interpretasi
TC-25	Tanah Tropis dan Tanah Sisa
TC-26	Sedimen Berkapur
TC-28	Konstruksi Bawah Tanah di Tanah Lunak
TC-29	Pengujian Tegangan-Regangan Geomaterial di Laboratorium
TC-30	Teknik Geoteknik Pesisir
TC-31	Pendidikan di bidang Teknik Geoteknik
TC-32	Penilaian dan Manajemen Risiko

TC-33	Penggerusan Yayasan
TC-34	Deformasi Material Bumi

BAB 2

ANALISIS ENDAPAN TANAH DAN UKURAN BUTIR

2.1 ENDAPAN TANAH ALAMI - UMUM

Selama perencanaan, perancangan, dan konstruksi pondasi, tanggul, dan struktur penahan tanah, para insinyur merasa terbantu untuk mengetahui asal endapan tanah tempat pondasi akan dibangun karena setiap endapan tanah memiliki karakteristik fisik yang unik. Sebagian besar tanah yang menutupi bumi terbentuk oleh pelapukan berbagai batuan. Ada dua jenis pelapukan umum: (1) pelapukan mekanis dan (2) pelapukan kimiawi.

Pelapukan mekanis adalah proses di mana batuan terpecah menjadi potongan-potongan yang semakin kecil oleh gaya-gaya fisik, termasuk air yang mengalir, angin, gelombang laut, es gletser, embun beku, serta pemuaian dan penyusutan yang disebabkan oleh perolehan dan kehilangan panas. Pelapukan kimiawi adalah proses dekomposisi kimiawi batuan asli. Dalam kasus pelapukan mekanis, batuan terpecah menjadi potongan-potongan yang lebih kecil tanpa mengubah komposisi kimianya. Namun, dalam pelapukan kimiawi, material asli dapat berubah menjadi sesuatu yang sama sekali berbeda. Misalnya, pelapukan kimiawi feldspar dapat menghasilkan mineral lempung. Sebagian besar pelapukan batuan merupakan kombinasi pelapukan mekanis dan kimiawi.

Tanah yang dihasilkan oleh pelapukan batuan dapat diangkut melalui proses fisik ke tempat lain. Endapan tanah yang dihasilkan disebut tanah yang diangkut. Sebaliknya, beberapa tanah tetap berada di tempat pembentukannya dan menutupi permukaan batuan asalnya. Tanah ini disebut sebagai tanah residu.

Tanah yang diangkut dapat dibagi lagi menjadi lima kategori utama berdasarkan agen pengangkutnya:

1. Tanah yang diangkut oleh gravitasi
2. Endapan lakustrin (danau)
3. Tanah aluvial atau fluvial yang diendapkan oleh air yang mengalir
4. Tanah glasial yang diendapkan oleh gletser
5. Tanah Aeolian yang diendapkan oleh angin

Selain tanah yang diangkut dan tanah residu, terdapat tanah gambut dan tanah organik, yang berasal dari dekomposisi bahan organik. Gambaran umum berbagai jenis tanah yang dijelaskan di atas diberikan pada Bagian 2.2 hingga 2.8.

2.2 TANAH RESIDU

Tanah residu ditemukan di daerah dengan laju pelapukan yang lebih tinggi daripada laju material pelapukan yang terbawa oleh agen pengangkut. Laju pelapukan lebih tinggi di daerah hangat dan lembap dibandingkan dengan daerah yang lebih dingin dan kering, dan, tergantung pada kondisi iklim, efek pelapukan dapat sangat bervariasi.

Endapan tanah residu umum ditemukan di daerah tropis. Sifat endapan tanah residu umumnya bergantung pada batuan induknya. Ketika batuan keras, seperti granit dan gneis, mengalami pelapukan, sebagian besar materialnya kemungkinan akan tetap berada di tempatnya. Endapan tanah ini umumnya memiliki lapisan atas berupa material lempung atau lempung lanau, di bawahnya terdapat lapisan tanah lanau atau berpasir. Lapisan-lapisan ini pada gilirannya, umumnya dilapisi oleh batuan yang sebagian terlapukkan, dan kemudian oleh batuan dasar yang keras. Kedalaman batuan dasar yang keras dapat sangat bervariasi, bahkan dalam jarak beberapa meter. Berbeda dengan batuan keras, terdapat beberapa batuan kimia, seperti batu gamping, yang sebagian besar terdiri dari mineral kalsit (CaCO_3).

Kapur dan dolomit memiliki konsentrasi mineral dolomit [$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$] yang tinggi. Batuan ini mengandung sejumlah besar material terlarut, beberapa di antaranya terkikis oleh air tanah, menyisakan fraksi batuan yang tidak larut. Tanah residu yang berasal dari batuan kimia tidak memiliki zona transisi bertahap ke batuan dasar. Tanah residu yang berasal dari pelapukan batuan seperti batu gamping sebagian besar berwarna merah. Meskipun jenisnya seragam, kedalaman pelapukan dapat sangat bervariasi. Tanah residu tepat di atas batuan dasar biasanya terkonsolidasi. Pondasi besar dengan beban berat mungkin rentan terhadap penurunan konsolidasi yang besar pada tanah ini.

2.3 TANAH YANG DIANGKUT OLEH GRAVITASI

Tanah residu pada lereng alami yang curam dapat bergerak perlahan ke bawah, dan ini biasanya disebut sebagai creep. Ketika pergerakan tanah ke bawah terjadi secara tiba-tiba dan cepat, hal ini disebut longsor. Endapan tanah yang terbentuk akibat longsor adalah kolumbium. Aliran lumpur merupakan salah satu jenis tanah yang diangkut oleh gaya gravitasi. Dalam hal ini, tanah residu berpasir lepas yang sangat jenuh, pada lereng yang relatif datar, bergerak ke bawah seperti cairan kental dan akhirnya mengendap dalam kondisi yang lebih padat. Endapan tanah yang berasal dari aliran lumpur masa lalu memiliki komposisi yang sangat heterogen.

2.4 ENDAPAN ALUVIAL

Endapan tanah aluvial berasal dari aliran sungai dan anak sungai dan dapat dibagi menjadi dua kategori utama: (1) endapan aliran sungai yang berkelok-kelok, dan (2) endapan yang disebabkan oleh aliran sungai yang berkelok-kelok.

Endapan dari Sungai Jalinan

Sungai jalinan adalah sungai bergradien tinggi, mengalir deras, sangat erosif, dan membawa sedimen dalam jumlah besar. Karena beban dasar yang tinggi, perubahan kecil pada kecepatan aliran akan menyebabkan sedimen mengendap. Melalui proses ini, sungai-sungai ini dapat membentuk jalinan saluran yang kompleks, menyatu dan bercabang, dipisahkan oleh gundukan pasir dan pulau-pulau.

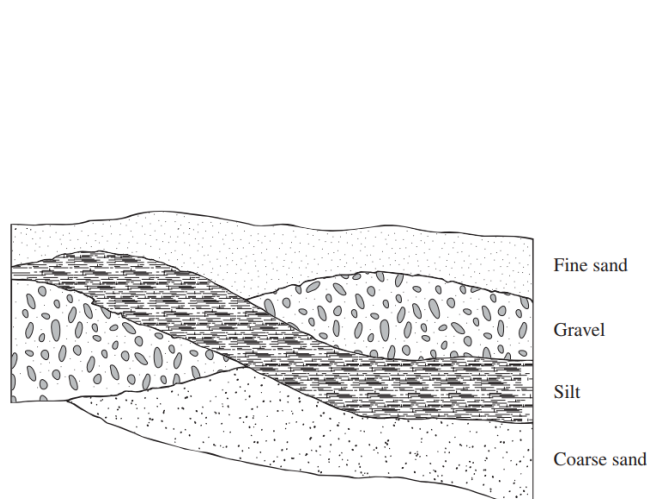
Endapan yang terbentuk dari sungai jalinan memiliki stratifikasi yang sangat tidak teratur dan memiliki rentang ukuran butir yang luas. Gambar 2.1 menunjukkan penampang endapan tersebut. Endapan ini memiliki beberapa karakteristik:

1. Ukuran butir biasanya berkisar dari kerikil hingga lanau. Partikel seukuran lempung umumnya tidak ditemukan dalam endapan dari sungai jalinan.
2. Meskipun ukuran butir sangat bervariasi, tanah dalam suatu kantong atau lensa cenderung seragam.
3. Pada kedalaman tertentu, rasio pori dan berat jenis dapat bervariasi dalam rentang yang luas dengan jarak lateral hanya beberapa meter.

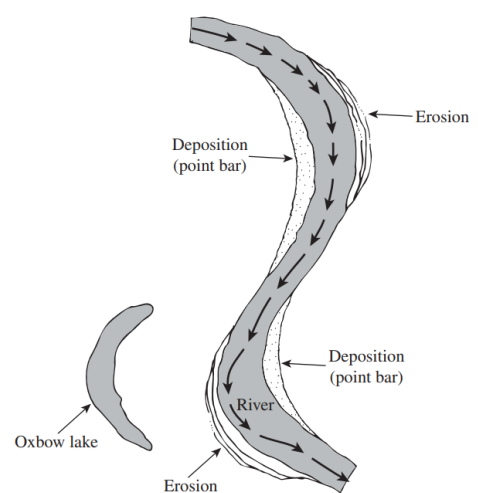
Endapan Sabuk Meander

Istilah meander berasal dari kata Yunani maiandros, yang diambil dari nama Sungai Maiandros (sekarang Menderes) di Asia, yang terkenal dengan alirannya yang berkelok-kelok. Aliran sungai yang matang di lembah berkelok-kelok. Dasar lembah tempat sungai berkelok-kelok disebut sabuk meander. Pada sungai yang berkelok-kelok, tanah dari tepian terus terkikis dari titik-titik yang cekung dan diendapkan di titik-titik yang tepiannya cembung, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.2. Endapan ini disebut endapan batang titik, dan biasanya terdiri dari partikel seukuran pasir dan lanau. Terkadang, selama proses erosi dan pengendapan, sungai meninggalkan meander dan mengambil jalur yang lebih pendek. Meander yang ditinggalkan tersebut, ketika terisi air, disebut danau tapal kuda. (Lihat Gambar 2.2.)

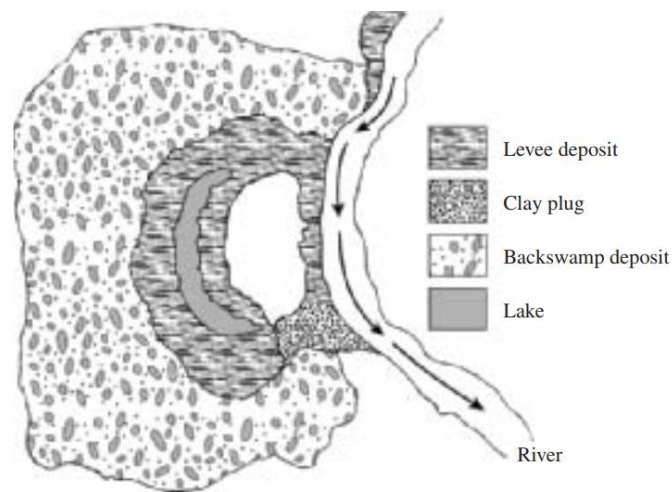
Saat banjir, sungai meluap dari daerah dataran rendah. Partikel-partikel seukuran pasir dan lanau yang terbawa oleh sungai diendapkan di sepanjang tepian sungai membentuk punggungan yang dikenal sebagai tanggul alami (Gambar 2.3). Partikel tanah yang lebih halus, terdiri dari lanau dan lempung, terbawa oleh air lebih jauh ke dataran banjir. Partikel-partikel ini mengendap dengan kecepatan yang berbeda-beda membentuk endapan rawa balik (Gambar 2.3), yang seringkali berupa lempung yang sangat plastis.



Gambar 2.1 Penampang melintang endapan aliran sungai berkeping



Gambar 2.2 Pembentukan endapan point bar dan danau tapal kuda di sungai berkelok-kelok



Gambar 2.3 Deposit Tanggul dan Rawa Belakang

2.5 ENDAPAN DANAU

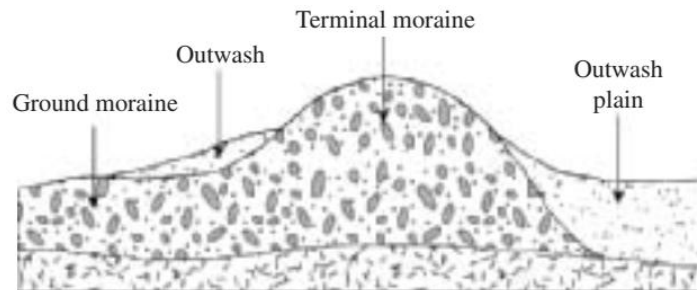
Air dari sungai dan mata air mengalir ke danau. Di daerah kering, aliran sungai membawa sejumlah besar padatan tersuspensi. Saat aliran sungai memasuki danau, partikel granular diendapkan di area tersebut, membentuk delta. Beberapa partikel yang lebih kasar dan partikel yang lebih halus; yaitu lanau dan lempung, yang terbawa ke danau diendapkan ke dasar danau dalam lapisan-lapisan partikel berbutir kasar dan halus yang berselang-seling. Delta yang terbentuk di daerah lembap biasanya memiliki endapan tanah berbutir lebih halus dibandingkan dengan yang ada di daerah kering.

2.6 ENDAPAN GLETSEK

Selama Zaman Es Pleistosen, gletser menutupi sebagian besar wilayah bumi. Gletser bergerak maju dan mundur seiring waktu. Selama pergerakannya, gletser membawa sejumlah besar pasir, lanau, lempung, kerikil, dan bongkahan batu. Pergeseran adalah istilah umum yang biasanya digunakan untuk endapan yang diendapkan oleh gletser. Endapan tak terstratifikasi yang diendapkan oleh gletser yang mencair disebut till. Karakteristik fisik till dapat bervariasi dari satu gletser ke gletser lainnya.

Bentuk lahan yang terbentuk dari endapan till disebut moraine. Moraine terminal (Gambar 2.4) adalah punggung till yang menandai batas maksimum pergerakan gletser. Moraine resesif adalah punggung till yang terbentuk di belakang moraine terminal dengan jarak yang bervariasi. Moraine ini merupakan hasil stabilisasi sementara gletser selama periode resesi. Till yang diendapkan oleh gletser di antara moraine disebut moraine dasar (Gambar 2.4). Moraine dasar membentuk wilayah yang luas di Amerika Serikat bagian tengah dan disebut dataran till.

Pasir, lanau, dan kerikil yang terbawa oleh air lelehan dari depan gletser disebut outwash. Dalam pola yang mirip dengan endapan braided-stream, air lelehan mengendapkan outwash, membentuk dataran outwash (Gambar 2.4), yang juga disebut endapan glaciofluvial. Kisaran ukuran butiran yang ada dalam mesin penggiling tertentu sangat bervariasi.



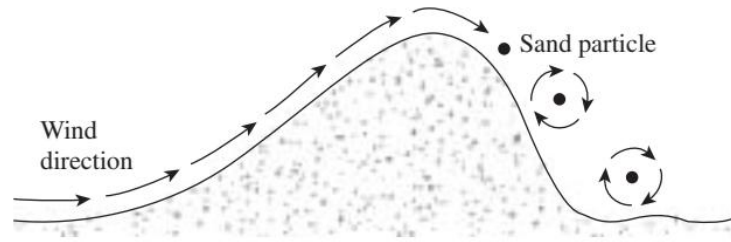
Gambar 2.4 Moraine terminal, moraine dasar, dan dataran luapan

2.7 ENDAPAN TANAH AEOLIAN

Angin juga merupakan agen pengangkut utama yang menyebabkan terbentuknya endapan tanah. Ketika area pasir yang luas terekspos, angin dapat meniup pasir tersebut dan mengendapkannya kembali di tempat lain. Endapan pasir yang tertiuip angin umumnya berbentuk bukit pasir (Gambar 2.5). Saat bukit pasir terbentuk, pasir tertiuip angin melewati puncaknya. Melewati puncak, partikel pasir menggelinding menurun lereng. Proses ini cenderung membentuk endapan pasir padat di sisi yang menghadap angin, dan endapan yang agak longgar di sisi bukit pasir yang menghadap angin. Berikut ini adalah beberapa sifat khas pasir bukit pasir:

1. Distribusi ukuran butiran pasir di setiap lokasi tertentu secara mengejutkan seragam. Keseragaman ini dapat dikaitkan dengan aksi pemilahan angin.
2. Ukuran butiran secara umum berkurang seiring bertambahnya jarak dari sumber, karena angin membawa partikel kecil lebih jauh daripada partikel besar.
3. Kepadatan relatif pasir yang diendapkan di sisi bukit pasir yang menghadap angin dapat mencapai 50 hingga 65%, menurun menjadi sekitar 0 hingga 15% di sisi bawah angin.

Loess adalah endapan aeolian yang terdiri dari lanau dan partikel berukuran lanau. Distribusi ukuran butir loess relatif seragam. Kohesi loess umumnya berasal dari lapisan lempung di atas partikel berukuran lanau, yang berkontribusi pada struktur tanah yang stabil dalam keadaan tak jenuh. Kohesi juga dapat disebabkan oleh presipitasi bahan kimia yang tercuci oleh air hujan. Loess adalah tanah yang runtuh, karena ketika tanah menjadi jenuh, ia kehilangan kekuatan ikat antar partikelnya. Tindakan pencegahan khusus perlu diambil untuk konstruksi pondasi di atas endapan loess.



Gambar 2.5 Gumuk pasir

Abu vulkanik (dengan ukuran butir antara 0,25 hingga 4 mm), dan debu vulkanik (dengan ukuran butir kurang dari 0,25 mm), dapat diklasifikasikan sebagai tanah yang diangkut angin. Abu vulkanik adalah pasir ringan atau kerikil berpasir. Dekomposisi abu vulkanik menghasilkan lempung yang sangat plastis dan kompresibel.

2.8 TANAH ORGANIK

Tanah organik biasanya ditemukan di daerah dataran rendah dengan muka air tanah dekat atau di atas permukaan tanah. Keberadaan muka air tanah yang tinggi membantu pertumbuhan tanaman air yang, ketika terurai, membentuk tanah organik. Endapan tanah jenis ini biasanya ditemukan di daerah pesisir dan di wilayah gletser. Tanah organik menunjukkan karakteristik berikut:

1. Kadar air alaminya dapat berkisar antara 200 hingga 300%.
2. Sangat kompresibel.
3. Uji laboratorium telah menunjukkan bahwa, di bawah beban, sejumlah besar penurunan berasal dari konsolidasi sekunder.

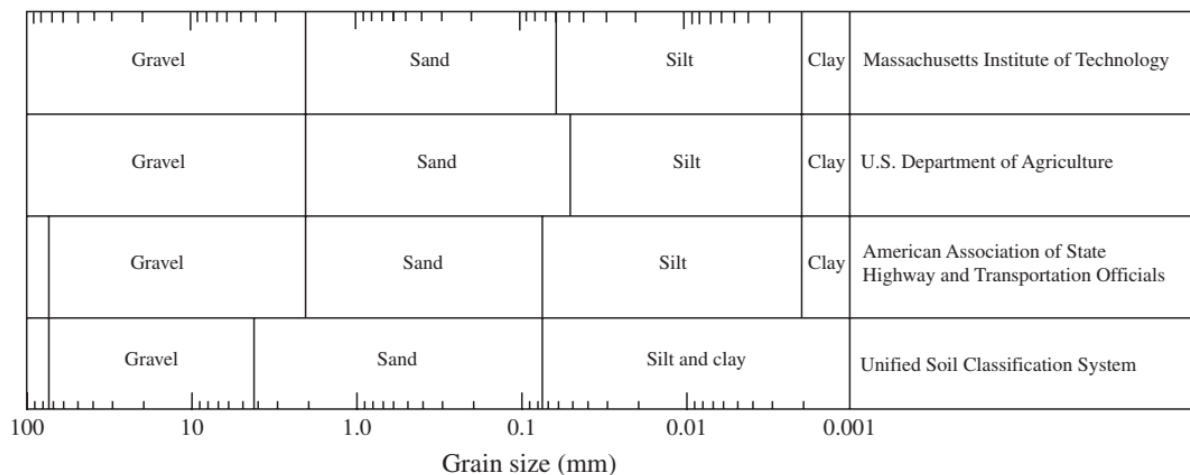
2.9 UKURAN PARTIKEL TANAH

Terlepas dari asal tanah, ukuran partikel secara umum yang menyusun tanah bervariasi dalam rentang yang luas. Tanah umumnya disebut kerikil, pasir, lanau, atau lempung, tergantung pada ukuran partikel dominan di dalamnya. Untuk mendeskripsikan tanah berdasarkan ukuran partikelnya, beberapa organisasi telah mengembangkan batas ukuran terpisah tanah. Tabel 2.1 menunjukkan batas ukuran terpisah tanah yang dikembangkan oleh Institut

Tabel 2.1 Batas ukuran terpisah tanah

Nama organisasi	Ukuran butir (mm)			
	Kerikil	Pasir	Lanau	Tanah liat
Institut Teknologi Massachusetts (MIT)	>2	2 hingga 0,06	0,06 hingga 0,002	<0,002
Departemen Pertanian Amerika Serikat (USDA)	>2	2 hingga 0,05	0,05 hingga 0,002	<0,002
Asosiasi Pejabat Jalan Raya dan Transportasi Negara Bagian Amerika (AASHTO)	76,2 banding 2	2 hingga 0,075	0,075 hingga 0,002	<0,002
Sistem Klasifikasi Tanah Terpadu (Korps Insinyur Angkatan Darat AS; Biro Reklamasi AS; Masyarakat Amerika untuk Pengujian dan Materi)	76,2 hingga 4,75	4,75 hingga 0,075	Halus (yaitu lanau dan lempung) <0,075	

Teknologi Massachusetts, Departemen Pertanian AS, Asosiasi Pejabat Jalan Raya dan Transportasi Negara Bagian Amerika, Korps Zeni Angkatan Darat AS, dan Biro Reklamasi AS. Dalam tabel ini, sistem MIT disajikan hanya sebagai ilustrasi, karena sistem ini memainkan peran penting dalam sejarah pengembangan batas ukuran terpisah tanah. Namun, saat ini, Sistem Terpadu hampir diterima secara universal. Sistem Klasifikasi Tanah Terpadu kini telah diadopsi oleh American Society for Testing and Materials. (Lihat juga Gambar 2.6.)



Gambar 2.6 Batasan ukuran terpisah tanah berdasarkan berbagai sistem

Kerikil adalah potongan batuan dengan partikel kuarsa, feldspar, dan mineral lainnya yang terkadang ditemukan. Partikel pasir sebagian besar terbuat dari kuarsa dan feldspar. Butiran mineral lain juga terkadang dapat ditemukan.

Lanau adalah fraksi tanah mikroskopis yang terdiri dari butiran kuarsa yang sangat halus dan beberapa partikel berbentuk serpihan yang merupakan fragmen mineral mika. Lempung sebagian besar merupakan partikel mikroskopis dan submikroskopis berbentuk serpihan yang terdiri dari mika, mineral lempung, dan mineral lainnya. Seperti ditunjukkan pada Tabel 2.1, lempung umumnya didefinisikan sebagai partikel yang lebih kecil dari 0,002 mm. Dalam beberapa kasus, partikel berukuran antara 0,002 dan 0,005 mm juga disebut lempung. Partikel diklasifikasikan sebagai lempung berdasarkan ukurannya; partikel tersebut belum tentu mengandung mineral lempung.

Lempung didefinisikan sebagai partikel "yang menghasilkan plastisitas ketika dicampur dengan sedikit air". (Plastisitas adalah sifat lempung yang menyerupai dempul ketika mengandung sejumlah air.) Tanah non-lempung dapat mengandung partikel kuarsa, feldspar, atau mika yang cukup kecil untuk dikategorikan dalam ukuran lempung. Oleh karena itu, partikel tanah yang lebih kecil dari 2 μ , atau 5 μ sebagaimana didefinisikan dalam sistem yang berbeda, lebih tepat disebut partikel berukuran lempung daripada lempung. Partikel lempung sebagian besar berada dalam rentang ukuran koloid ($< 1 \mu$), dan 2 μ tampaknya merupakan batas atas.

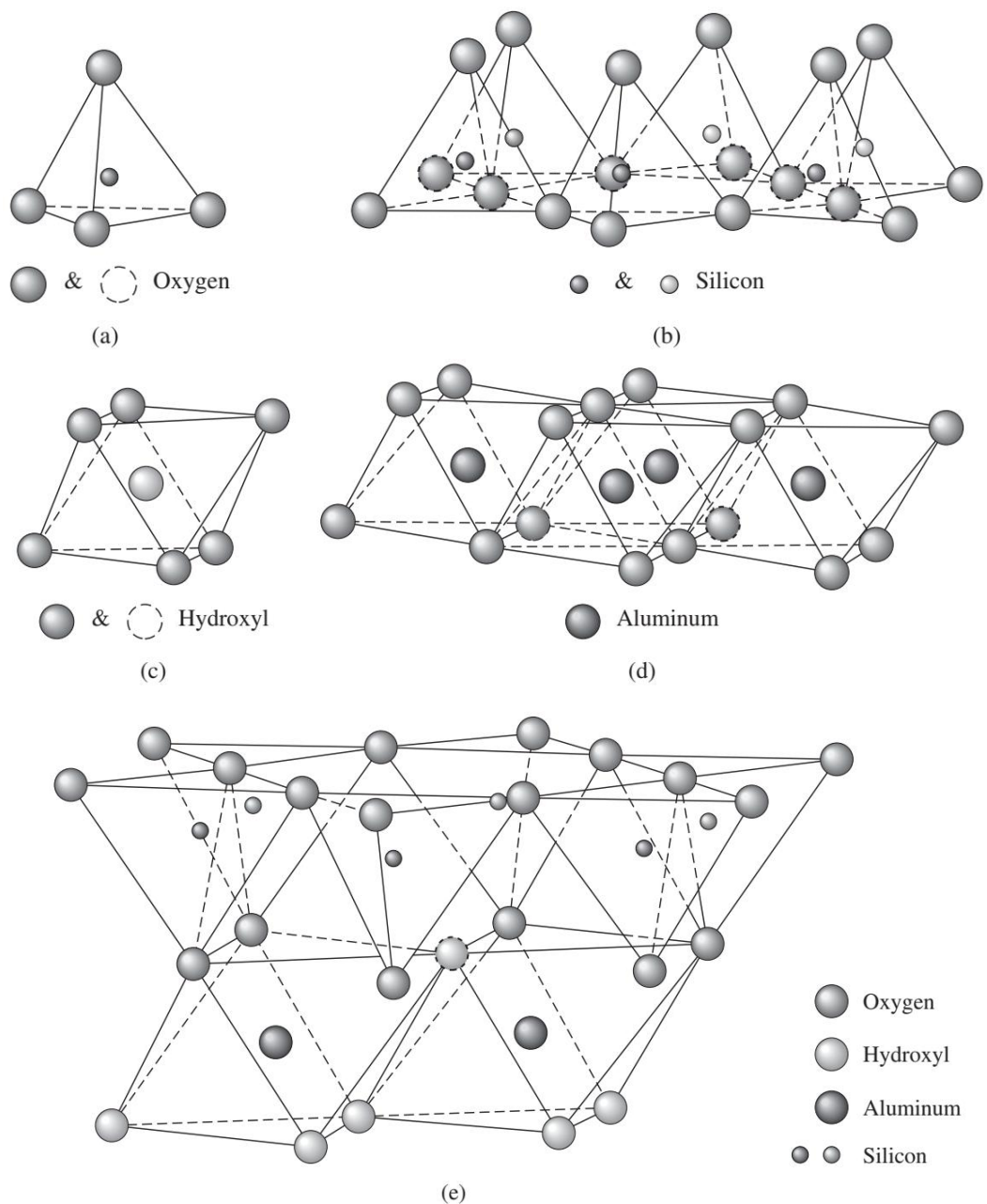
2.10 MINERAL LEMPUNG

Mineral lempung adalah silikat aluminium kompleks yang terdiri dari salah satu dari dua unit dasar:

(1) tetrahedron silika dan (2) oktahedron alumina. Setiap unit tetrahedron terdiri dari empat atom oksigen yang mengelilingi satu atom silikon (Gambar 2.7a). Kombinasi unit silika tetrahedral menghasilkan lembaran silika (Gambar 2.7b). Tiga atom oksigen di dasar setiap tetrahedron digunakan bersama oleh tetrahedra yang berdekatan. Unit oktahedral terdiri dari enam gugus hidroksil yang mengelilingi satu atom aluminium (Gambar 2.7c), dan kombinasi unit hidroksil aluminium oktahedral menghasilkan lembaran oktahedral. (Ini juga disebut lembaran gibbsit; Gambar 2.7d.) Terkadang magnesium menggantikan atom aluminium dalam unit oktahedral; dalam hal ini, lembaran oktahedral disebut lembaran brusit. Dalam lembaran silika, setiap atom silikon dengan valensi positif empat, terikat pada empat atom oksigen, dengan total valensi negatif delapan.

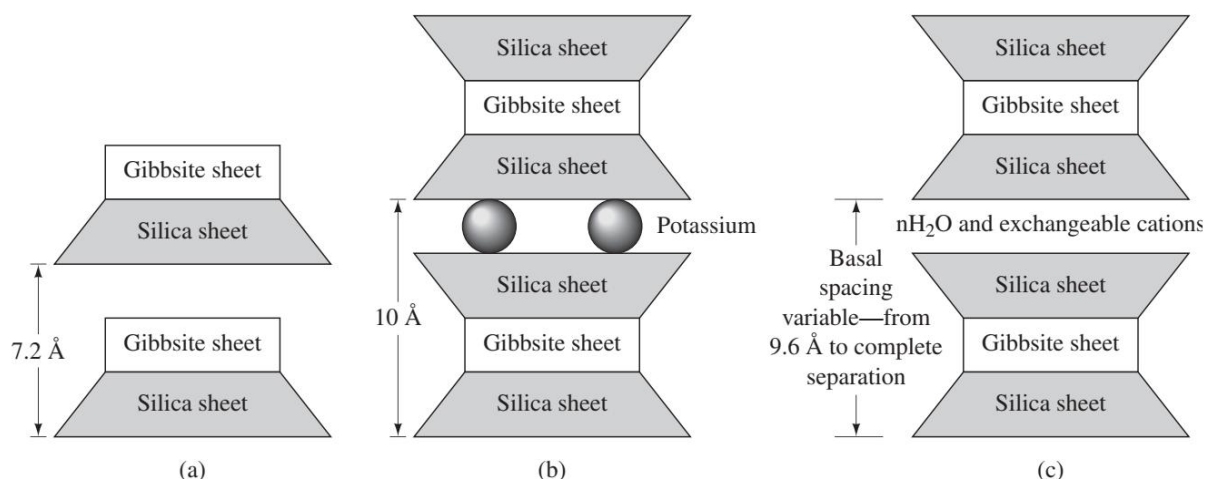
Namun, setiap atom oksigen di dasar tetrahedron terikat pada dua atom silikon. Ini berarti bahwa atom oksigen teratas dari setiap unit tetrahedral memiliki muatan valensi negatif satu yang harus diimbangi. Ketika lembaran silika ditumpuk di atas lembaran oktahedral, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.7e, atom-atom oksigen ini menggantikan hidroksil untuk memenuhi ikatan valensi mereka. Kaolinit terdiri dari lapisan berulang lembaran silika-gibbsit elemental, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.8a. Setiap lapisan memiliki ketebalan sekitar $7,2 \text{ \AA}$. Lapisan-lapisan tersebut disatukan oleh ikatan hidrogen. Kaolinit terjadi sebagai platelet, masing-masing dengan dimensi lateral 1000 hingga 20.000 $\text{\AA}$ dan ketebalan 100 hingga 1000 $\text{\AA}$. Luas permukaan partikel kaolinit per satuan massa sekitar $15 \text{ m}^2/\text{g}$. Luas permukaan per satuan massa didefinisikan sebagai luas permukaan spesifik.

Illit terdiri dari lembaran gibbsit yang terikat pada dua lembaran silika—satu di atas, dan satu lagi di bawah (Gambar 2.8b). Illit terkadang disebut mika lempung. Lapisan-lapisan illit terikat bersama oleh ion kalium. Muatan negatif untuk menyeimbangkan ion kalium berasal dari substitusi aluminium untuk sebagian silikon pada lembaran tetrahedral. Substitusi satu unsur dengan unsur lain tanpa perubahan bentuk kristal dikenal sebagai substitusi isomorf. Partikel illit umumnya memiliki dimensi lateral berkisar antara 1000 hingga 5000 $\text{\AA}$, dan ketebalan berkisar antara 50 hingga 500 $\text{\AA}$. Luas permukaan spesifik partikel sekitar $80 \text{ m}^2/\text{g}$.



Gambar 2.7 (a) Tetrahedron silika; (b) lembaran silika; (c) oktahedron alumina; (d) lembaran oktahedral (gibbsit); (e) lembaran silika-gibbsit unsur

Montmorilonit memiliki struktur yang mirip dengan ilit—yaitu, satu lembar gibbsit yang diapit di antara dua lembar silika (Gambar 2.8c). Pada montmorilonit, terdapat substitusi isomorfik magnesium dan besi untuk aluminium pada lembar oktahedral. Ion kalium tidak terdapat di sini seperti pada ilit, dan sejumlah besar air tertarik ke dalam ruang di antara lapisan-lapisan tersebut. Partikel montmorilonit memiliki dimensi lateral 1000 hingga 5000 Å dan ketebalan 10 hingga 50 Å. Luas permukaan spesifiknya sekitar 800 m²/g.



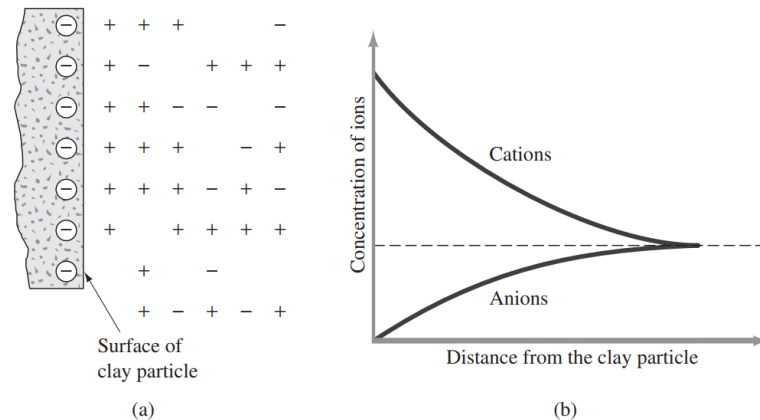
Gambar 2.8 Diagram struktur (a) kaolinit; (b) ilit; (c) montmorilonit

Selain kaolinit, ilit, dan montmorilonit, mineral lempung umum lainnya yang umum ditemukan adalah klorit, haloisit, vermikulit, dan atapulgit. Partikel lempung membawa muatan negatif bersih pada permukaannya. Hal ini merupakan hasil substitusi isomorfik dan terputusnya kontinuitas struktur di tepinya. Muatan negatif yang lebih besar berasal dari permukaan spesifik yang lebih besar. Beberapa lokasi bermuatan positif juga terdapat di tepi partikel. Berikut ini adalah daftar kebalikan dari kerapatan permukaan rata-rata muatan negatif pada permukaan beberapa mineral lempung:

Mineral tanah liat	Kebalikan dari kerapatan muatan permukaan rata-rata ($\text{\AA}^2/\text{muatan elektron}$)
Kaolinit	25
Tanah liat mika dan klorit	50
Montmorillonit	100
Vermikulit	75

Pada lempung kering, muatan negatif diseimbangkan oleh kation-kation yang dapat dipertukarkan, seperti Ca^{++} , Mg^{++} , Na^{+} , dan K^{+} , yang mengelilingi partikel-partikel lempung tersebut dan ditahan oleh gaya tarik elektrostatis. Ketika air ditambahkan ke lempung, kation-kation ini dan sejumlah kecil anion akan mengapung di sekitar partikel lempung. Hal ini disebut sebagai lapisan ganda difusif (Gambar 2.9a). Konsentrasi kation menurun seiring bertambahnya jarak dari permukaan partikel (Gambar 2.9b).

Molekul air bersifat polar. Atom hidrogen tidak tersusun secara simetris di sekitar atom oksigen; melainkan, mereka berada pada sudut ikatan 105° . Akibatnya, molekul air bertindak seperti batang kecil dengan muatan positif di salah satu ujungnya dan muatan negatif di ujung lainnya. Hal ini dikenal sebagai dipol.



Gambar 2.9 Lapisan Ganda Difusi

Air dipolar tertarik baik oleh permukaan partikel lempung yang bermuatan negatif maupun oleh kation dalam lapisan ganda. Kation-kation tersebut, pada gilirannya, tertarik ke partikel tanah. Mekanisme ketiga yang menyebabkan air tertarik ke partikel lempung adalah ikatan hidrogen, di mana atom hidrogen dalam molekul air berbagi dengan atom oksigen di permukaan lempung. Beberapa kation yang terhidrasi sebagian dalam air pori juga tertarik ke permukaan partikel lempung. Kation-kation ini menarik molekul air dipolar.

Gaya tarik-menarik antara air dan lempung berkurang seiring bertambahnya jarak dari permukaan partikel. Semua air yang terikat pada partikel lempung oleh gaya tarik-menarik dikenal sebagai air lapis ganda. Lapisan terdalam dari air lapis ganda, yang terikat sangat kuat oleh lempung, dikenal sebagai air teradsorpsi. Air ini lebih kental daripada air bebas. Orientasi air di sekitar partikel lempung memberikan sifat plastis pada tanah lempung.

2.11 BERAT JENIS (G_s)

Berat jenis padatan tanah digunakan dalam berbagai perhitungan mekanika tanah. Berat jenis dapat ditentukan secara akurat di laboratorium. Tabel 2.2 menunjukkan berat jenis beberapa mineral umum yang ditemukan dalam tanah. Sebagian besar mineral memiliki berat jenis yang berada dalam kisaran umum 2,6 hingga 2,9. Berat jenis padatan pasir berwarna terang, yang sebagian besar terbuat dari kuarsa, dapat diperkirakan sekitar 2,65; untuk tanah lempung dan lanau, dapat bervariasi dari 2,6 hingga 2,9.

Tabel 2.2 Berat jenis mineral-mineral penting

Mineral	Specific gravity, G_s
Quartz	2.65
Kaolinite	2.6
Illite	2.8
Montmorillonite	2.65-2.80
Halloysite	2.0-2.55
Potassium feldspar	2.57
Sodium and calcium feldspar	2.62-2.76

Chlorite	2.6-2.9
Biotite	2.8-3.2
Muscovite	2.76-3.1
Hornblende	3.0-3.47
Limonite	3.6-4.0
Olivine	3.27-3.37

2.12 ANALISIS MEKANIS TANAH

Analisis mekanis adalah penentuan rentang ukuran partikel yang terdapat dalam tanah, dinyatakan sebagai persentase dari total berat kering (atau massa). Dua metode umumnya digunakan untuk menemukan distribusi ukuran partikel tanah: (1) analisis saringan—untuk ukuran partikel berdiameter lebih besar dari 0,075 mm, dan (2) analisis hidrometer—untuk ukuran partikel berdiameter lebih kecil dari 0,075 mm. Prinsip dasar analisis saringan dan analisis hidrometer dijelaskan selanjutnya.

Analisis Saringan

Analisis saringan terdiri dari pengocokan sampel tanah melalui serangkaian saringan yang memiliki bukaan yang semakin mengecil. Nomor saringan standar AS dan ukuran bukaan diberikan pada Tabel 2.3.

Saringan yang digunakan untuk analisis tanah umumnya berdiameter 203 mm. Untuk melakukan analisis saringan, tanah harus dikeringkan dalam oven terlebih dahulu dan kemudian dipecah menjadi partikel-partikel kecil. Tanah kemudian digoyangkan melalui tumpukan saringan dengan lubang yang ukurannya semakin mengecil dari atas ke bawah (sebuah wadah diletakkan di bawah tumpukan).

Tabel 2.3 Ukuran saringan standar AS

Sieve No.	Opening (mm)	Sieve No.	Opening (mm)
4	4.750	50	0.300
6	3.350	60	0.250
8	2.360	80	0.180
10	2.000	100	0.150
16	1.180	140	0.106
20	0.850	170	0.088
30	0.600	200	0.075
40	0.425	270	0.053

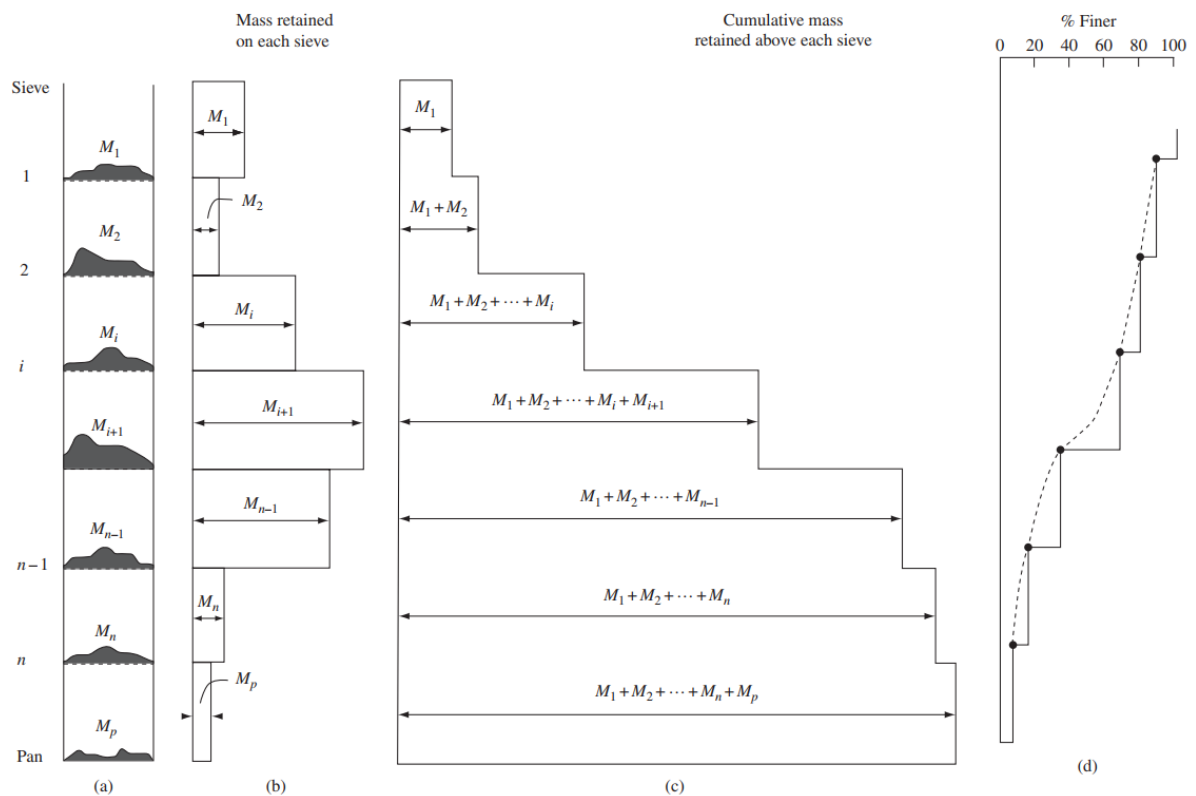


Gambar 2.10 Satu set saringan untuk pengujian di laboratorium

Gambar 2.10 menunjukkan seperangkat saringan dalam sebuah pengocok yang digunakan untuk melakukan pengujian di laboratorium. Saringan berukuran terkecil yang sebaiknya digunakan untuk jenis pengujian ini adalah saringan U.S. No. 200. Setelah tanah digoyangkan, massa tanah yang tertahan pada setiap saringan ditentukan. Ketika tanah kohesif dianalisis, memecah gumpalan menjadi partikel-partikel individual mungkin sulit. Dalam hal ini, tanah dapat dicampur dengan air untuk membuat bubur dan kemudian dicuci melalui saringan. Porsi yang tertahan pada setiap saringan dikumpulkan secara terpisah dan dikeringkan dalam oven sebelum massa yang tertahan pada setiap saringan diukur. Merujuk pada Gambar 2.11, kita dapat melakukan prosedur perhitungan untuk analisis saringan sebagai berikut:

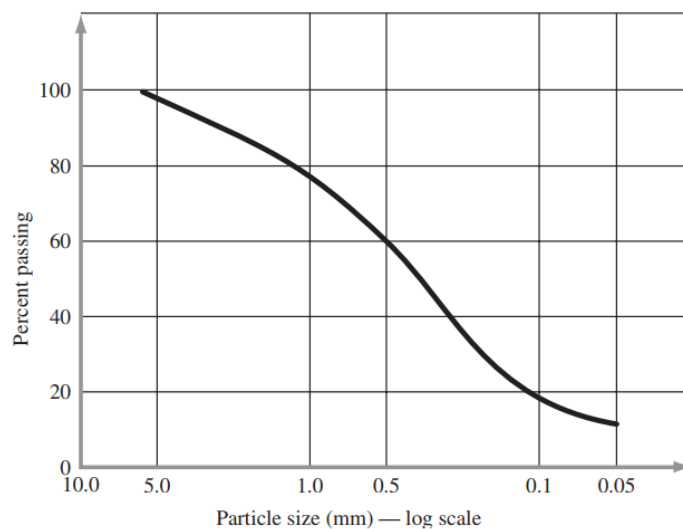
1. Tentukan massa tanah yang tertahan pada setiap saringan (yaitu, $M_1, M_2, \dots, M_n$) dan dalam panci (yaitu, M_p) (Gambar 2.11a dan 2.11b).
2. Tentukan massa total tanah: $M_1 + M_2 + \dots + M_i + \dots + M_n + M_p = \Sigma M$.
3. Tentukan massa kumulatif tanah yang tertahan di atas setiap saringan. Untuk saringan ke- i , massa kumulatifnya adalah $M_1 + M_2 + \dots + M_i$ (Gambar 2.11c).
4. Massa tanah yang lolos saringan ke- i adalah $\Sigma M - (M_1 + M_2 + \dots + M_i)$.
5. Persentase tanah yang lolos saringan ke- i (atau persentase yang lebih halus) (Gambar 2.11d) adalah

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



Gambar 2.11 Analisis Saringan

Setelah persentase kehalusan untuk setiap ayakan dihitung (langkah 5), perhitungan diplot pada kertas grafik semilogaritmik (Gambar 2.12) dengan persentase kehalusan sebagai ordinat (skala aritmatika) dan ukuran bukaan ayakan sebagai absis (skala logaritmik). Plot ini disebut sebagai kurva distribusi ukuran partikel.



Gambar 2.12 Kurva distribusi ukuran partikel

Analisis Hidrometer

Analisis hidrometer didasarkan pada prinsip sedimentasi butiran tanah dalam air. Ketika spesimen tanah terdispersi dalam air, partikel-partikel tersebut mengendap dengan

kecepatan yang berbeda-beda, tergantung pada bentuk, ukuran, dan beratnya. Untuk penyederhanaan, diasumsikan bahwa semua partikel tanah berbentuk bola, dan kecepatan partikel tanah dapat dinyatakan dengan hukum Stokes, yang menyatakan:

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

di mana

v = kecepatan

ρ_s = kerapatan partikel tanah

ρ_w = kerapatan air

η = viskositas air

D = diameter partikel tanah

Jadi, dari Persamaan (2.1),

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

Dimana $v = \frac{\text{jarak}}{\text{waktu}} = \frac{L}{t}$

Perhatikan bahwa

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

Dengan demikian, penggabungan Persamaan (2.2) dan (2.3) menghasilkan

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

Jika satuan dari η adalah $(g \cdot \text{sec})/\text{cm}^2$, ρ_w dalam g/cm^3 , L dalam cm , t dalam min, dan D dalam mm , maka

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

Atau

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

Dengan asumsi ρ_w kira-kira sama dengan $1 \text{ g}/\text{cm}^3$, kita memiliki

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

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

Perhatikan bahwa nilai K merupakan fungsi dari G_s dan η , yang bergantung pada suhu pengujian. Variasi K terhadap suhu pengujian dan G_s ditunjukkan pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Variasi K dengan G_s

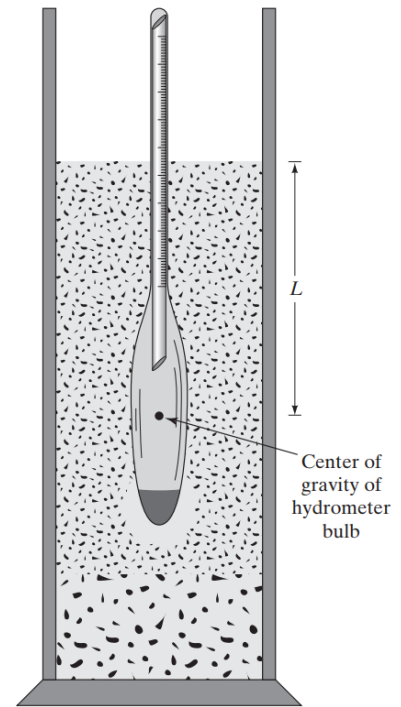
Temperatur (°C)	G_s						
	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80
17	0.0149	0.0146	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136
18	0.0147	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134
19	0.0145	0.0143	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132
20	0.0143	0.0141	0.0139	0.0137	0.0134	0.0133	0.0131
21	0.0141	0.0139	0.0137	0.0135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

Di laboratorium, uji hidrometer dilakukan dalam silinder sedimentasi berisi 50 g sampel kering oven. Silinder sedimentasi tersebut memiliki tinggi 457 mm dan diameter 63,5 mm. Silinder ini ditandai untuk volume 1000 ml. Natrium heksametafosfat umumnya digunakan sebagai zat pendispersi. Volume suspensi tanah yang terdispersi ditingkatkan hingga 1000 ml dengan menambahkan air suling. Ketika hidrometer tipe ASTM 152H (ASTM, 2006) ditempatkan dalam suspensi tanah (Gambar 2.13) pada waktu t , diukur dari awal sedimentasi, hidrometer tersebut mengukur berat jenis di sekitar bulb-nya pada kedalaman L . Berat jenis merupakan fungsi dari jumlah partikel tanah yang ada per satuan volume suspensi pada kedalaman tersebut. Selain itu, pada waktu t , partikel tanah yang tersuspensi pada kedalaman L akan memiliki diameter lebih kecil dari D sebagaimana dihitung dalam Persamaan (2.5). Partikel yang lebih besar akan mengendap di luar zona pengukuran. Hidrometer dirancang untuk memberikan jumlah tanah, dalam gram, yang masih tersuspensi. Hidrometer dikalibrasi untuk

tanah yang memiliki berat jenis (G_s) 2,65; untuk tanah dengan berat jenis lain, koreksi perlu dilakukan.

Dengan mengetahui jumlah tanah dalam suspensi, L , dan t , kita dapat menghitung persentase tanah berdasarkan berat yang lebih halus dari diameter tertentu. Perhatikan bahwa L adalah kedalaman yang diukur dari permukaan air hingga pusat gravitasi bohlam hidrometer tempat densitas suspensi diukur. Nilai L akan berubah seiring waktu t ; variasinya terhadap pembacaan hidrometer diberikan pada Tabel 2.6. Analisis hidrometer efektif untuk memisahkan fraksi tanah hingga ukuran sekitar $0,5 \mu$.

Dalam banyak kasus, hasil analisis saringan dan analisis hidrometer untuk fraksi yang lebih halus pada tanah tertentu digabungkan dalam satu grafik, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.14. Ketika hasil ini digabungkan, diskontinuitas umumnya terjadi pada rentang di mana keduanya tumpang tindih. Diskontinuitas ini terjadi karena partikel tanah umumnya berbentuk tidak beraturan. Analisis saringan memberikan dimensi antara suatu partikel; analisis hidrometer memberikan diameter bola ekuivalen yang akan mengendap pada laju yang sama dengan partikel tanah.



Gambar 2.13 Definisi L dalam uji hidrometer

Tabel 2.5 Variasi L dengan pembacaan hidrometer—hidrometer ASTM 152-H

Hydrometer reading	L (Cm)	Hydrometer reading	L (Cm)
0	16.3	26	12.0
1	16.1	27	11.9
2	16.0	28	11.7
3	15.8	29	11.5
4	15.6	30	11.4
5	15.5	31	11.2
6	15.3	32	11.1
7	15.2	33	10.9
8	15.0	34	10.7
9	14.8	35	10.6
10	14.7	36	10.4
11	14.5	37	10.2
12	14.3	38	10.1
13	14.2	39	9.9
14	14.0	40	9.7
15	13.8	41	9.6

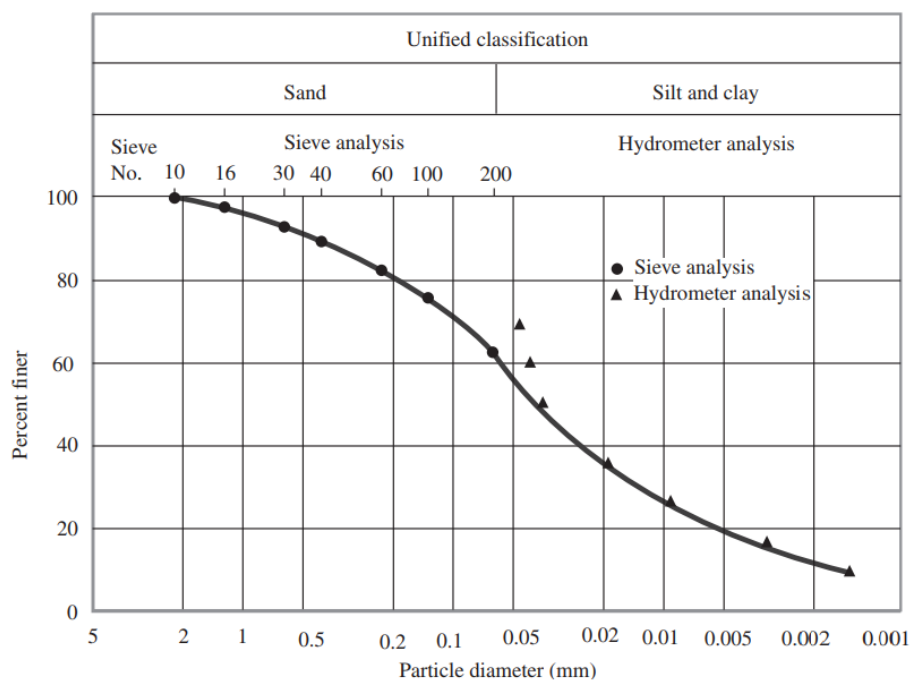
16	13.7	42	9.4
17	13.5	43	9.2
18	13.3	44	9.1
19	13.2	45	8.9
20	13.0	46	8.8
21	12.9	47	8.6
22	12.7	48	8.4
23	12.5	49	8.3
24	12.4	50	8.1
25	12.2	51	7.9

Persentase partikel berukuran kerikil, pasir, lanau, dan lempung yang terdapat dalam tanah dapat diperoleh dari kurva distribusi ukuran partikel. Menurut Sistem Klasifikasi Tanah Terpadu, tanah pada Gambar 2.14 memiliki persentase berikut:

Kerikil (batas ukuran—lebih besar dari 4,75 mm) = 0%

Pasir (batas ukuran—4,75 hingga 0,075 mm) = persen lebih halus dari diameter 4,75 mm — persen lebih halus dari diameter 0,075 mm = $100 - 62 = 38\%$

Lanau dan lempung (batas ukuran—kurang dari 0,075 mm) = 62%



Gambar 2.14 Kurva distribusi ukuran partikel—analisis saringan dan analisis hidrometer

2.13 UKURAN EFEKTIF, KOEFISIEN KESERAGAMAN, DAN KOEFISIEN GRADASI

Kurva distribusi ukuran partikel (Gambar 2.15) dapat digunakan untuk membandingkan berbagai jenis tanah. Selain itu, tiga parameter dasar tanah dapat ditentukan dari kurva ini,

dan dapat digunakan untuk mengklasifikasikan tanah granular. Ketiga parameter tanah tersebut adalah:

1. Ukuran efektif
2. Koefisien keseragaman
3. Koefisien gradasi

Diameter pada kurva distribusi ukuran partikel yang sesuai dengan 10% lebih halus didefinisikan sebagai ukuran efektif, atau D_{10} . Koefisien keseragaman diberikan oleh hubungan

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

di mana

C_u = koefisien keseragaman

D_{60} = diameter yang sesuai dengan 60% kehalusan pada kurva distribusi ukuran partikel

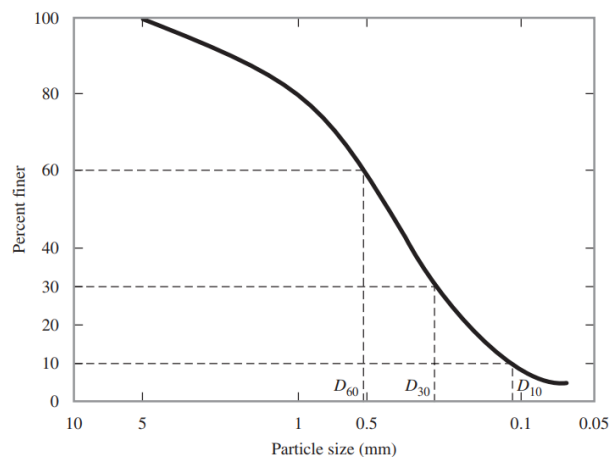
Koefisien gradasi dapat dinyatakan sebagai

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

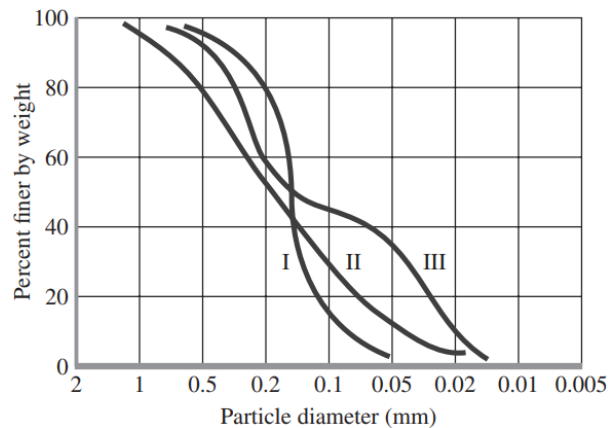
di mana

C_c = koefisien gradasi

D_{30} = diameter yang sesuai dengan 30% lebih halus



Gambar 2.15 Definisi D_{10} , D_{30} , dan D_{60}



Gambar 2.16 Berbagai jenis kurva distribusi ukuran partikel

Kurva distribusi ukuran partikel tidak hanya menunjukkan rentang ukuran partikel yang terdapat dalam suatu tanah, tetapi juga distribusi berbagai ukuran partikel. Tiga kurva ditunjukkan pada Gambar 2.16. Kurva I menunjukkan jenis tanah yang sebagian besar butirannya berukuran sama. Jenis tanah ini disebut tanah bergradasi buruk. Kurva II menunjukkan tanah yang ukuran partikelnya tersebar pada rentang yang luas dan disebut tanah bergradasi baik. Tanah bergradasi baik memiliki koefisien keseragaman lebih besar dari sekitar 4 untuk kerikil, dan 6 untuk pasir, serta koefisien gradasi antara 1 dan 3 (untuk kerikil dan pasir). Suatu tanah mungkin memiliki kombinasi dua atau lebih fraksi bergradasi seragam. Kurva III menunjukkan jenis tanah tersebut, yang disebut tanah bergradasi celah.

Contoh 2.1

Berikut adalah hasil analisis saringan. Lakukan perhitungan yang diperlukan dan gambar kurva distribusi ukuran partikel.

ukuran saringan AS	Massa tanah yang tertahan pada setiap saringan (g)
4	0
10	40
20	60
40	89
60	140
80	122
100	210
200	56
Pan	12

Solusi

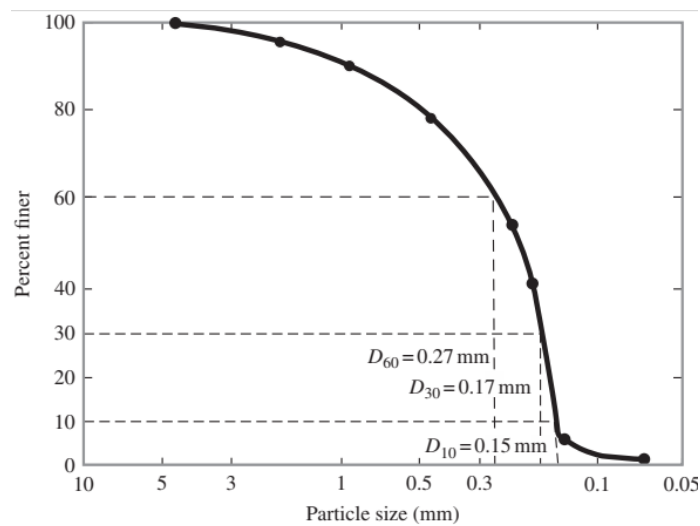
Tabel berikut sekarang dapat disiapkan.

saringan AS (1)	Pembukaan (mm (2)	Massa yang tertahan pada setiap saringan (g) (3)	Massa kumulatif yang tertahan di atas setiap saringan (g) (4)	Persen lebih baik (5)
4	4.75	0	0	100
10	2	40	0+40 = 40	94.5

20	0.85	60	40 + 60 = 100	86.3
40	0.425	89	100 + 89 = 189	74.1
60	0.25	140	189 + 140 = 329	54.9
80	0.18	122	329 + 122 = 451	38.1
100	0.15	210	451 + 210 = 661	9.3
200	0.075	56	661 + 56 = 717	1.7
Pan	--	12	717 + 12 = 729 = ΣM	0

$$\frac{\frac{a \Sigma M - \text{col. 4}}{\Sigma M} \times 100}{\Sigma M} \times 100 = \frac{729 - \text{col. 4}}{729} \times 100$$

Kurva distribusi ukuran partikel ditunjukkan pada Gambar 2.17.



Gambar 2.17 Kurva distribusi ukuran partikel

Contoh 2.2

Untuk kurva distribusi ukuran partikel yang ditunjukkan pada Gambar 2.17, tentukan

- D_{10} , D_{30} , dan D_{60}
- Koefisien keseragaman, C_u
- Koefisien gradasi, C_c

Solusi

- Dari Gambar 2.17,

$$D_{10} = \mathbf{0.15 \text{ mm}}$$

$$D_{30} = \mathbf{0.17 \text{ mm}}$$

$$D_{60} = \mathbf{0.27 \text{ mm}}$$

$$\text{b. } C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.27}{0.15} = \mathbf{1.8}$$

$$\text{c. } C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{(0.17)^2}{(0.27)(0.15)} = \mathbf{0.71}$$

Contoh 2.3

Untuk kurva distribusi ukuran partikel yang ditunjukkan pada Gambar 2.17, tentukan persentase partikel berukuran kerikil, pasir, lanau, dan lempung yang ada. Gunakan Sistem Klasifikasi Tanah Terpadu.

Solusi

Dari Gambar 2.17, kita dapat menyusun tabel berikut.

Ukuran (mm)	% finer	
76.2	100	
4.75	100	$100 - 100 = 0\%$ Kerikil
0.075	1.7	$100 - 1.7 = 98.3\%$ Pasir
--	0	$1.7 - 0 = 1.7\%$ Lanau dan Lempung

Latihan Soal

2.1. Berikut ini adalah hasil analisis saringan:

Saringan AS No.	Massa tanah yang tertahan pada setiap saringan (g)
4	0
10	21.6
20	49.5
40	102.6
60	89.1
100	95.6
200	60.4
Pan	31.2

- Tentukan persentase yang lebih halus dari setiap ukuran saringan dan gambarkan kurva distribusi ukuran butir.
- Tentukan D_{10} , D_{30} , dan D_{60} dari kurva distribusi ukuran butir.
- Hitung koefisien keseragaman, C_u .
- Hitung koefisien gradasi, C_c .

2.2. Untuk tanah dengan nilai:

$$D_{10} = 0,1 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 0,41 \text{ mm}$$

$$D_{60} = 0,62 \text{ mm}$$

Hitung koefisien keseragaman dan koefisien gradasi tanah tersebut.

2.3. Ulangi Soal 2.2 untuk hal-hal berikut:

$$D_{10} = 0,082 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 0,29 \text{ mm}$$

$$D_{60} = 0,51 \text{ mm}$$

2.4. Ulangi Soal 2.1 dengan hasil analisis saringan berikut:

Saringan AS No.	Massa tanah yang tertahan pada setiap saringan (g)
4	0
6	30
10	48.7
20	127.3
40	96.8
60	76.6
100	55.2
200	43.3
Pan	22

2.5. Ulangi Soal 2.1 dengan hasil analisis saringan berikut:

Saringan AS No.	Massa tanah yang tertahan pada setiap saringan (g)
4	0
6	0
10	0
20	9.1
40	249.4
60	179.8
100	22.7
200	15.5
Pan	23.5

2.6. Karakteristik partikel tanah diberikan di bawah ini. Gambarkan kurva distribusi ukuran partikel dan temukan persentase kerikil, pasir, lanau, dan lempung menurut sistem MIT (Tabel 2.1).

Ukuran (mm)	% Finer
0.850	100.0
0.425	92.1
0.250	85.8
0.150	77.3
0.075	62.0
0.040	50.8
0.020	41.0
0.010	34.3
0.006	29.0
0.002	23.0

2.7. Ulangi Soal 2.6 menurut sistem USDA (Tabel 2.1).

2.8. Ulangi Soal 2.6 menurut sistem AASHTO (Tabel 2.1).

2.9. Karakteristik ukuran partikel tanah ditunjukkan di bawah ini. Tentukan persentase kerikil, pasir, lanau, dan lempung menurut sistem MIT (Tabel 2.1).

Size (mm)	Percent finer
0.850	100
0.425	100
0.250	94.1
0.150	79.3
0.075	34.1
0.040	28.0
0.020	25.2
0.010	21.8
0.006	18.9
0.002	14.0

2.10 Ulangi Soal 2.9 menurut sistem USDA (Tabel 2.1).

2.11 Ulangi Soal 2.9 menurut sistem AASHTO (Tabel 2.1).

2.12 Dalam uji hidrometer, hasilnya adalah sebagai berikut: $G_s = 2,60$, suhu air = 24° , dan pembacaan hidrometer = 43 pada 60 menit setelah dimulainya sedimentasi. Berapa diameter, D , partikel berukuran terkecil yang telah mengendap di luar zona pengukuran pada saat itu (yaitu, $t = 60$ menit)?

2.13 Ulangi Soal 2.8 dengan nilai-nilai berikut: $G_s = 2,70$, suhu air = 23° , dan pembacaan hidrometer = 25.

BAB 3

HUBUNGAN BERAT-VOLUME, PLASTISITAS, DAN KLASIFIKASI TANAH

Bab sebelumnya menyajikan proses geologi pembentukan tanah, deskripsi batas ukuran partikel tanah, dan analisis mekanis tanah. Dalam kondisi alami, tanah merupakan sistem tiga fase yang terdiri dari padatan tanah, air, dan udara. Bab ini membahas hubungan berat-volume agregat tanah, struktur dan plastisitasnya, serta klasifikasi tekniknya.

3.1 HUBUNGAN BERAT-VOLUME

Gambar 3.1a menunjukkan unsur tanah dengan volume V dan berat W sebagaimana adanya dalam keadaan alami. Untuk mengembangkan hubungan berat-volume, kami memisahkan tiga fase; yaitu padatan, air, dan udara, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.1b. Dengan demikian, volume total sampel tanah tertentu dapat dinyatakan sebagai

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

di mana

V_s = volume padatan tanah

V_v = volume rongga

V_w = volume air dalam rongga

V_a = volume udara dalam rongga

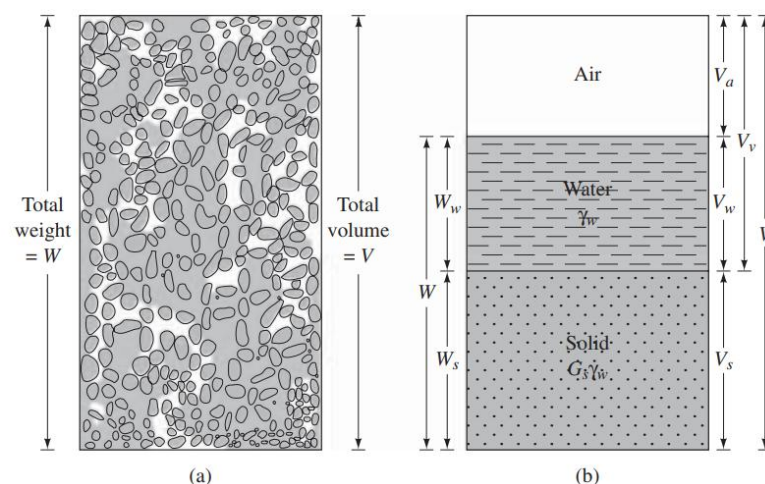
Dengan asumsi berat udara dapat diabaikan, kita dapat memberikan berat total sampel sebagai

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

di mana

W_s = berat padatan tanah

W_w = berat air



Gambar 3.1 (a) Unsur tanah dalam keadaan alami; (b) tiga fase unsur tanah

Hubungan Volume

Hubungan volume yang umum digunakan untuk tiga fase dalam suatu unsur tanah adalah rasio pori, porositas, dan derajat kejenuhan. Rasio pori (e) didefinisikan sebagai rasio volume pori terhadap volume padatan, atau

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

Porositas (n) didefinisikan sebagai rasio antara volume rongga dengan volume total, atau

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

Derajat kejenuhan (S) didefinisikan sebagai rasio antara volume air dengan volume rongga, atau

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

Derajat kejenuhan umumnya dinyatakan dalam persentase.

Hubungan antara rasio rongga dan porositas dapat diturunkan dari Persamaan (3.1), (3.3), dan (3.4), sebagai berikut:

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

Juga, dari Persamaan (3.6), kita memiliki

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

Hubungan Berat

Hubungan berat yang umum adalah kadar air dan berat satuan. Kadar air (w) juga disebut kadar air dan didefinisikan sebagai rasio berat air terhadap berat padatan dalam volume tanah tertentu, atau

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

Berat satuan (γ) adalah berat tanah per satuan volume:

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

Berat satuan juga dapat dinyatakan dalam berat padatan tanah, kadar air, dan volume total. Dari Persamaan (3.2), (3.8), dan (3.9), kita memperoleh

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

Insinyur tanah terkadang menyebut berat satuan yang didefinisikan oleh Persamaan (3.9) sebagai berat satuan basah. Terkadang perlu diketahui berat per satuan volume tanah tanpa air. Ini disebut sebagai berat satuan kering, γ_d . Dengan demikian,

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

Dari Persamaan (3.10) dan (3.11), kita dapat memberikan hubungan antara berat satuan, berat satuan kering, dan kadar air sebagai berikut:

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

Berat satuan dinyatakan dalam kilonewton per meter kubik (kN/m^3). Karena newton merupakan satuan turunan, terkadang lebih mudah untuk menggunakan massa jenis (ρ) tanah. Satuan SI untuk massa jenis adalah kilogram per meter kubik (kg/m^3). Kita dapat menuliskan persamaan massa jenis [mirip dengan Persamaan (3.9) dan (3.11)] sebagai

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

Dan

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

di mana

ρ = massa jenis tanah (kg/m^3)

ρ_d = massa jenis tanah kering (kg/m^3)

m = massa total sampel tanah (kg)

m_s = massa padatan tanah dalam sampel (kg)

Satuan volume total, V , adalah m^3 .

Berat satuan tanah dalam N/m^3 dapat diperoleh dari massa jenis dalam kg/m^3 sebagai

$$\gamma = \rho \cdot g = 9.81\rho \quad (3.15)$$

Dan

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g = 9.81\rho_d \quad (3.16)$$

di mana g = percepatan gravitasi = $9,81 \text{ m/detik}^2$.

3.2 HUBUNGAN BERAT SATUAN, RASIO RONGGA, KADAR AIR, DAN BERAT JENIS

Untuk memperoleh hubungan antara berat satuan (atau kepadatan), rasio rongga, dan kadar air, perhatikan volume tanah dengan volume padatan tanah 1, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.2. Jika volume padatan tanah 1, maka volume rongga secara numerik sama dengan rasio rongga, e [dari Persamaan (3.3)]. Berat padatan tanah dan air dapat diberikan sebagai

$$W_s = G_s \gamma_w$$

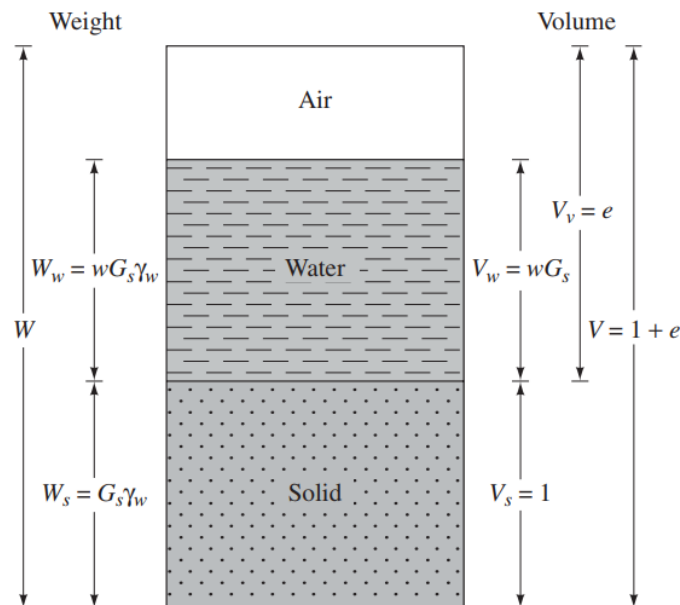
$$W_w = w W_s = w G_s \gamma_w$$

di mana

G_s = berat jenis padatan tanah

w = kadar air

γ_w = berat satuan air



Gambar 3.2 Tiga fase terpisah dari elemen tanah dengan volume padatan tanah sama dengan 1

Berat satuan air adalah $9,81 \text{ kN/m}^3$. Sekarang, dengan menggunakan definisi berat satuan dan berat satuan kering [Persamaan (3.9) dan (3.11)], kita dapat menulis

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

Dan

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

Karena berat air dalam elemen tanah yang dipertimbangkan adalah $wG_s\gamma_w$, maka volume yang ditempati olehnya adalah

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

Oleh karena itu, dari definisi derajat kejenuhan [Persamaan (3.5)], kita memperoleh

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

Atau

$$Se = wG_s \quad (3.19)$$

Persamaan ini sangat berguna untuk menyelesaikan masalah yang melibatkan hubungan tiga fase.

Jika sampel tanah jenuh—yaitu, ruang hampa terisi penuh air (Gambar 3.3)—hubungan untuk berat satuan jenuh dapat diturunkan dengan cara yang sama:

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

di mana γ_{sat} = berat satuan jenuh tanah.

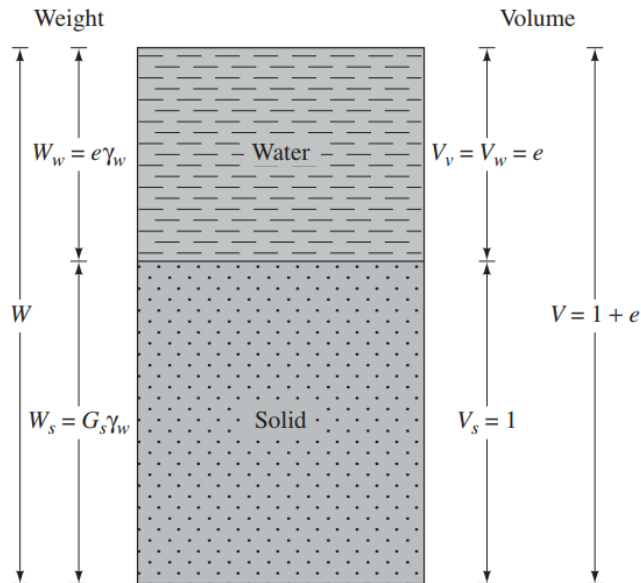
Seperti yang telah disebutkan sebelumnya, karena lebih mudah untuk bekerja dengan kepadatan, persamaan berikut [mirip dengan hubungan berat satuan yang diberikan dalam Persamaan (3.17), (3.18), dan (3.20)] berguna:

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

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

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

di mana ρ_w = massa jenis air = 1000 kg/m³.



Gambar 3.3 Elemen tanah jenuh dengan volume padatan tanah sama dengan 1

Tabel 3.1 Rasio Rongga, Kadar Air, dan Berat Satuan Kering untuk Beberapa Tanah Khas dalam Keadaan Alami

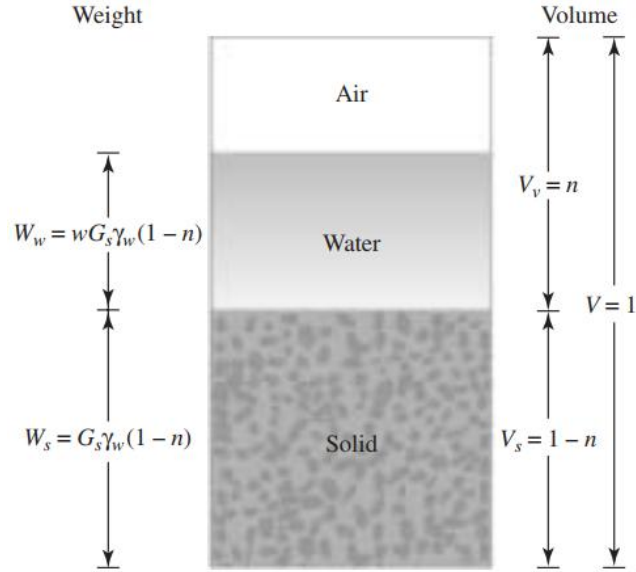
Jenis tanah	Rasio kekosongan, e	Kadar air alami dalam keadaan jenuh (%)	Berat satuan kering, γ_d (kN/m^3)
Pasir seragam yang longgar	0.8	30	14.5
Pasir seragam padat	0.45	16	18
Pasir lanau berbutir longgar dan bersudut	0.65	25	16
Pasir berlumpur padat berbutir sudut	0.4	15	19
Tanah liat yang kaku	0.6	21	17
Tanah liat lunak	0.9 – 1.4	30 – 50	11.5 – 14.5
Pasir	0.9	25	13.5
Tanah liat organik yang lembut	2.5 – 3.2	90 – 120	6 – 8
Glasial sampai	0.3	10	21

Beberapa nilai tipikal rasio pori, kadar air dalam kondisi jenuh, dan berat isi kering untuk tanah dalam keadaan alami diberikan pada Tabel 3.1.

3.3 HUBUNGAN ANTARA BERAT ISI, POROSITAS, DAN KADAR AIR

Hubungan antara berat isi, porositas, dan kadar air dapat dikembangkan dengan cara yang serupa dengan yang disajikan pada bagian sebelumnya. Perhatikan tanah yang memiliki volume total sama dengan satu, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.4. Dari Persamaan (3.4),

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



Gambar 3.4 Elemen tanah dengan volume total sama dengan 1

Jika V sama dengan 1, maka V_v sama dengan n , sehingga $V_s = 1 - n$. Berat padatan tanah (W_s) dan berat air (W_w) dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$W_s = G_s \gamma_w (1 - n) \quad (3.24)$$

$$W_w = w W_s = G_s \gamma_w (1 - n) \quad (3.25)$$

Jadi, berat satuan keringnya sama dengan

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

Berat satuan lembab sama dengan

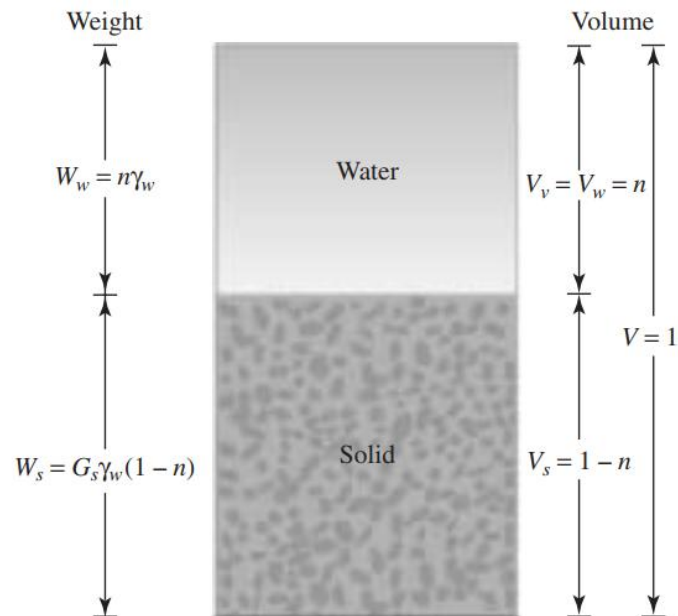
$$\gamma = \frac{W_s + W_w}{V} = G_s \gamma_w (1 - n) (1 + w) \quad (3.27)$$

Gambar 3.5 menunjukkan sampel tanah yang jenuh dan memiliki $V = 1$. Berdasarkan gambar ini,

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

Kadar air dari sampel tanah jenuh dapat dinyatakan sebagai

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



Gambar 3.5 Elemen tanah jenuh dengan volume total sama dengan 1

Contoh 3.1

Untuk tanah jenuh, tunjukkan bahwa

$$\gamma_{sat} = \left(\frac{e}{w}\right) \left(\frac{1+w}{1+e}\right) \gamma_w$$

Solusi

Dari Persamaan (3.19) dan (3.20),

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} \quad (a)$$

Dan

$$e = wG_s$$

Atau

$$G_s = \frac{e}{w} \quad (b)$$

Menggabungkan Persamaan (a) dan (b) menghasilkan

$$\gamma_{sat} = \frac{\left(\frac{e}{w} + e\right) \gamma_w}{1 + e} = \left(\frac{e}{w}\right) \left(\frac{1+w}{1+e}\right) \gamma_w$$

Contoh 3.2

Tanah lembap memiliki nilai-nilai berikut: $V = 7,08 \times 10^{-3} m^3$, $m = 13,95 kg$, $w = 9,8\%$, dan $G_s = 2,66$.

Tentukan hal-hal berikut:

- a. ρ
- b. ρ_d
- c. e
- d. n
- e. S (%)
- f. Volume yang ditempati air

Solusi

Bagian a.

Dari Persamaan (3.13).

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

Bagian b.

Dari Persamaan (3.12),

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

Bagian c.

Dari Persamaan (3.22),

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

Bagian d.

Dari Persamaan (3.7),

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

Bagian e.

Dari Persamaan (3.19)

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

Bagian f.

Massa padatan tanah adalah

$$m_s = \frac{m}{1 + m} = \frac{13.95}{1 + 0.098} = 12.7 \text{ Kg}$$

Jadi, massa air adalah

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

Volume air adalah

$$V_w = \frac{m_w}{\rho_w} = \frac{1.25}{100} = 0.00125 \text{ m}^3$$

Contoh 3.3

Dalam keadaan alami, tanah lembap memiliki volume 0.0093 m^3 dan berat 177.6 N . Berat kering oven tanah tersebut adalah 153.6 N . Jika $G_s = 2.71$, hitunglah kadar air, berat satuan lembap, berat satuan kering, rasio pori, porositas, dan derajat kejenuhan.

Solusi

Lihat Gambar 3.6. Kadar air [Persamaan (3.8)] adalah

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W - W_s}{W_s} = \frac{177.6 - 153.6}{153.6} = \frac{24}{153.6} \times 100 = 15.6\%$$

Berat satuan lembap [Persamaan (3.9)] adalah

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{177.6}{0.0093} = 19,096 \text{ N/m}^3 \approx \mathbf{19.1 \text{ kN/m}^3}$$

Untuk berat satuan kering [Persamaan (3.11)], kita memiliki

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{153.6}{0.0093} = 16,516 \text{ N/m}^3 \approx \mathbf{16.52 \text{ kN/m}^3}$$

Rasio pori [Persamaan (3.3)] ditemukan sebagai berikut:

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

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{0.1536}{2.71 \times 9.81} = 0.0058 \text{ m}^3$$

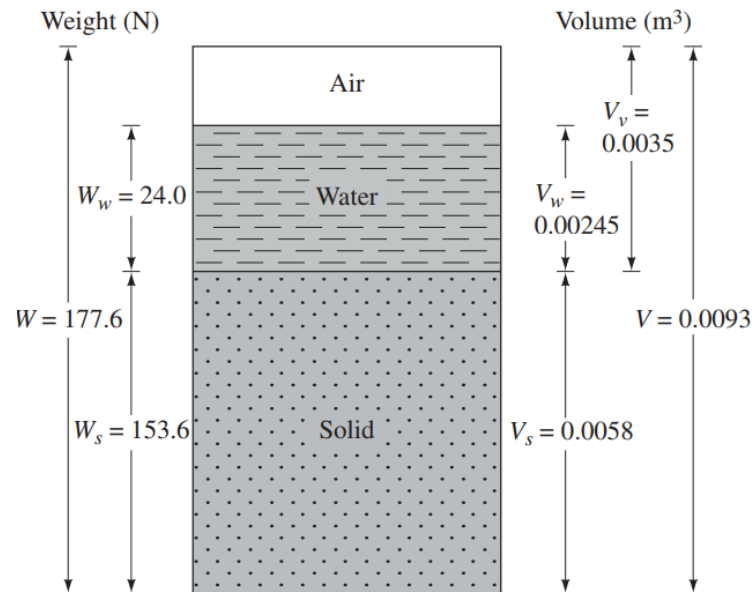
$$V_v = V - V_s = 0.0093 - 0.0058 = \mathbf{0.0035 \text{ m}^3}$$

Jadi

$$e = \frac{0.0035}{0.0058} \approx \mathbf{0.60}$$

Untuk porositas [Persamaan (3.7)], kita memiliki

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.60}{1 + 0.60} = \mathbf{0.375}$$



Gambar 3.6

Kita menemukan derajat kejenuhan [Persamaan (3.5)] sebagai berikut:

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

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{0.024}{9.81} = 0.00245 \text{ m}^3$$

Jadi

$$S = \frac{0.00245}{0.0035} \times 100 = \mathbf{70\%}$$

Contoh 3.4

Kerapatan pasir kering dengan porositas 0,387 adalah 1600 kg/m^3 . Tentukan rasio pori tanah dan berat jenis padatan tanah.

Penyelesaian

Rasio pori

Dari $n = 0,387$ dan Persamaan (3.6),

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

Berat jenis padatan tanah Dari Persamaan (3.22)

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

di mana

ρ_d = massa jenis tanah kering

ρ_w = massa jenis air = 1000 kg/m^3

Jadi,

$$1600 = \frac{G_s(1000)}{1 + 0.631}$$
$$G_s = \mathbf{2.61}$$

Contoh 3.5

Untuk tanah jenuh, dengan $w = 40\%$ dan $G_s = 2,71$, tentukan berat satuan jenuh dan berat satuan kering.

Penyelesaian

Untuk tanah jenuh, dari Persamaan (3.19)

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

Dari Persamaan (3.20),

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

Dari Persamaan (3.18),

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

Contoh 3.6

Massa sampel tanah lembap yang diambil dari lapangan adalah 465 g, dan massa kering ovennya adalah 405,76 g. Berat jenis padatan tanah ditentukan di laboratorium sebesar 2,68. Jika rasio pori tanah dalam keadaan alami adalah 0,83, tentukan hal-hal berikut:

- Berat satuan lembap tanah di lapangan (kN/m^3)
- Berat satuan kering tanah di lapangan (kN/m^3)
- Berat air (dalam kN) yang akan ditambahkan per meter kubik tanah di lapangan untuk penjenuhan

Solusi

Bagian a.

Dari Persamaan (3.8),

$$w = \frac{m_w}{m_s} = \frac{465 - 405.76}{405.76} = \frac{59.24}{405.76} = 14.6 \%$$

Dari Persamaan (3.17),

$$\gamma = \frac{(1 + w)G_s\gamma_w}{1 + e} = \frac{(1 + 0.146)(2.68)(9.81)}{1 + 0.83} = \mathbf{16.46 \text{ kN/m}^3}$$

Bagian b.

Dari Persamaan (3.18),

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.68)(9.81)}{1 + 0.83} = \mathbf{14.37 \text{ kN/m}^3}$$

Bagian c.

Dari Persamaan (3.20),

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.68 + 0.83)(9.81)}{1 + 0.83} = \mathbf{18.82 \text{ kN/m}^3}$$

Jadi, berat air yang harus ditambahkan adalah

$$\gamma_{sat} - \gamma = 18.82 - 16.46 = \mathbf{2.36 \text{ kN/m}^3}$$

3.4 KEPADATAN RELATIF

Istilah kepadatan relatif umumnya digunakan untuk menunjukkan kepadatan atau kelonggaran tanah granular di lokasi in situ. Kepadatan relatif didefinisikan sebagai

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (3.30)$$

di mana

D_r = kerapatan relatif, biasanya dinyatakan dalam persentase

e = rasio rongga tanah in situ

e_{max} = rasio rongga tanah dalam kondisi paling gembur

e_{min} = rasio rongga tanah dalam kondisi paling padat

Nilai D_r dapat bervariasi dari minimum 0 untuk tanah yang sangat gembur, hingga maksimum 1 untuk tanah yang sangat padat. Insinyur tanah secara kualitatif mendeskripsikan endapan tanah granular berdasarkan kerapatan relatifnya, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.2.

Dengan menggunakan definisi berat satuan kering yang diberikan pada Persamaan (3.18), kita juga dapat menyatakan kerapatan relatif dalam bentuk berat satuan kering maksimum dan minimum yang mungkin. Dengan demikian,

$$D_r = \frac{\left[\frac{1}{\gamma_{d(min)}} \right] - \left[\frac{1}{\gamma_d} \right]}{\left[\frac{1}{\gamma_{d(min)}} \right] - \left[\frac{1}{\gamma_{d(max)}} \right]} = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(min)}}{\gamma_{d(max)} - \gamma_{d(min)}} \right] \left[\frac{\gamma_{d(min)}}{\gamma_d} \right] \quad (3.31)$$

di mana

$\gamma_{d(min)}$ = berat satuan kering pada kondisi paling gembur (pada rasio pori e_{max})

γ_d = berat satuan kering in situ (pada rasio pori e)

$\gamma_{d(maks)}$ = berat satuan kering pada kondisi paling padat (pada rasio pori e_{min})

Tabel 3.2 Deskripsi kualitatif endapan tanah granular

Kepadatan relatif (%)	Deskripsi deposit tanah
-----------------------	-------------------------

0-15	Sangat longgar
15-50	Longgar
50-70	Sedang
70-85	Padat
85-100	Sangat padat

Cubrinovski dan Ishihara (2002) mempelajari variasi e_{max} dan e_{min} untuk sejumlah besar tanah. Berdasarkan garis regresi linier yang paling sesuai, mereka memberikan hubungan berikut.

- Pasir bersih ($F_c = 0$ hingga 5%)

$$e_{max} = 0.072 + 1.53 e_{min} \quad (3.32)$$

- Pasir dengan butiran halus ($5 < F_c \leq 15\%$)

$$e_{max} = 0.25 + 1.37 e_{min} \quad (3.33)$$

- Pasir dengan butiran halus dan lempung ($15 < F_c \leq 30\%$; $P_c = 5$ hingga 20%)

$$e_{max} = 0.44 + 1.21 e_{min} \quad (3.34)$$

- Tanah berlanau ($30 < F_c \leq 70\%$; $P_c = 5$ hingga 20%)

$$e_{max} = 0.44 + 1.32 e_{min} \quad (3.35)$$

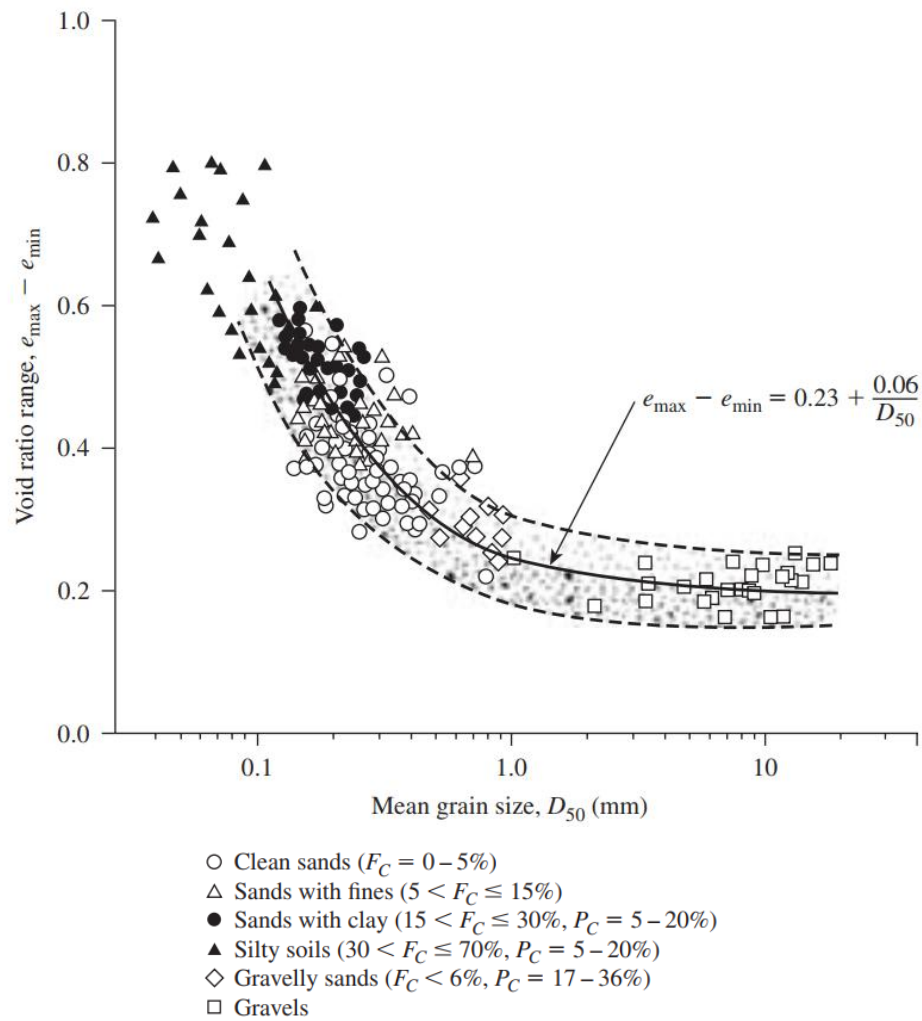
di mana

F_c = fraksi halus dengan ukuran butir lebih kecil dari 0,075 mm

P_c = fraksi berukuran lempung ($< 0,005$ mm)

Gambar 3.7 menunjukkan plot $e_{max} - e_{min}$ versus ukuran butir rata-rata (D_{50}) untuk sejumlah tanah (Cubrinovski dan Ishihara, 1999 dan 2002). Dari gambar ini, plot rata-rata untuk tanah berpasir dan berkerikil dapat ditentukan oleh hubungan

$$e_{max} - e_{min} = 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}(\text{mm})} \quad (3.36)$$



Gambar 3.7 Plot $e_{\max} - e_{\min}$ versus ukuran butir rata-rata

Contoh 3.7

Untuk tanah berpasir tertentu, $e_{\max} = 0,75$, $e_{\min} = 0,46$, dan $G_s = 2,68$. Berapa berat satuan pemadatan basah (kN/m^3) di lapangan jika $D_r = 78\%$ dan $w = 9\%$?

Solusi

Dari Persamaan (3.30),

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

Atau

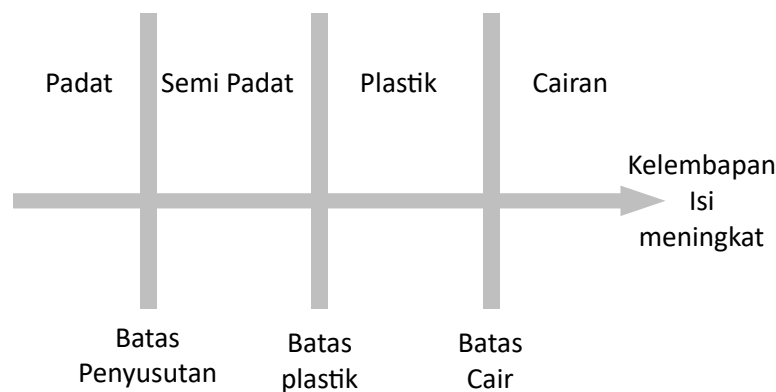
$$e = e_{\max} - D_r(e_{\max} - e_{\min}) = 0.75 - 0.78(0.75 - 0.46) = 0.524$$

Sekali lagi, dari Persamaan (3.17),

$$\gamma = \frac{G_s \gamma_w (1 + w)}{1 + e} = \frac{(2.68)(9.81)(1 + 0.09)}{1 + 0.524} = 18.1 \text{ kN/m}^3$$

3.5 KONSISTENSI TANAH

Ketika mineral lempung terdapat dalam tanah berbutir halus, tanah tersebut dapat dibentuk kembali dengan adanya sedikit kelembapan tanpa hancur. Sifat kohesif ini disebabkan oleh air yang terserap di sekitar partikel lempung. Pada awal tahun 1900-an, seorang ilmuwan Swedia bernama Albert Mauritz Atterberg mengembangkan metode untuk menggambarkan konsistensi tanah berbutir halus dengan kadar air yang bervariasi. Pada kadar air yang sangat rendah, tanah berperilaku lebih seperti padatan yang rapuh. Ketika kadar air sangat tinggi, tanah dan air dapat mengalir seperti cairan. Oleh karena itu, secara acak, bergantung pada kadar airnya, sifat perilaku tanah dapat dipecah menjadi empat keadaan dasar: padat, semipadat, plastis, dan cair, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.8.



Gambar 3.8 Batas Atterberg

Kadar air, dalam persen, saat transisi dari keadaan padat ke semipadat terjadi didefinisikan sebagai batas susut. Kadar air pada titik transisi dari keadaan semipadat ke plastis adalah batas plastis, dan dari plastis ke keadaan cair adalah batas cair. Batas-batas ini juga dikenal sebagai batas Atterberg.

Batas Cair (LL)

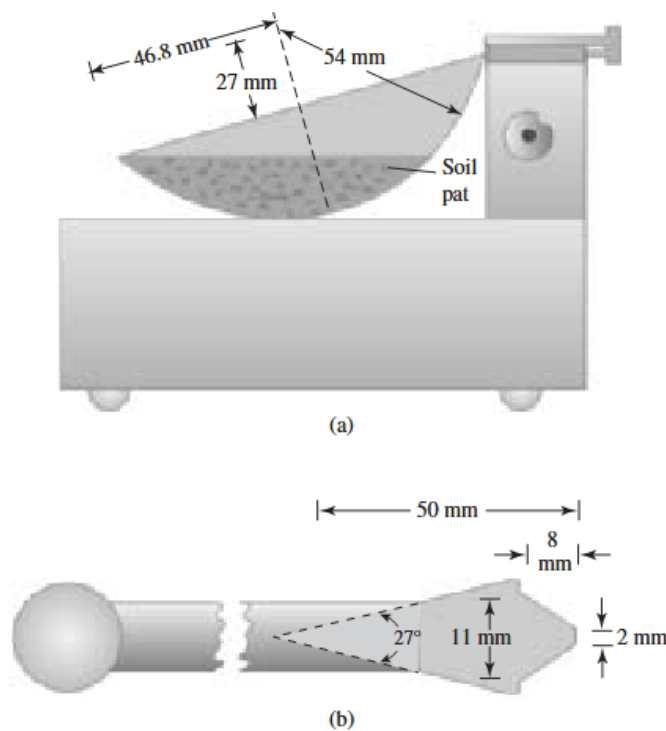
Diagram skema (tampak samping) alat batas cair ditunjukkan pada Gambar 3.9a. Alat ini terdiri dari mangkuk kuningan dan alas karet keras. Mangkuk kuningan dapat dijatuhkan ke alasnya dengan cam yang dioperasikan oleh engkol. Untuk uji batas cair, pasta tanah ditempatkan di dalam mangkuk. Sebuah alur dibuat di tengah pasta tanah menggunakan alat pembuat alur standar (Gambar 3.9b). Kemudian, dengan cam yang dioperasikan oleh engkol, mangkuk diangkat dan dijatuhkan dari ketinggian 10 mm. Kadar air, dalam persen, yang diperlukan untuk menutup jarak 12,7 mm di sepanjang dasar alur (lihat Gambar 3.9c dan 3.9d) setelah 25 pukulan didefinisikan sebagai batas cair.

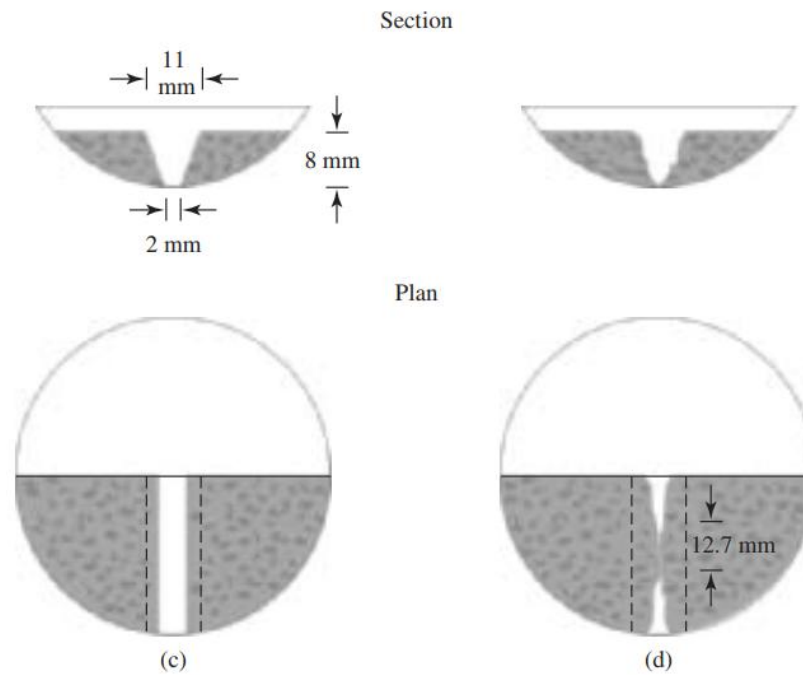
Prosedur untuk uji batas cair tercantum dalam ASTM Test Designation D-4318. Sulit untuk menyesuaikan kadar air dalam tanah agar memenuhi persyaratan penutupan alur sebesar 12,7 mm pada petak tanah pada 25 pukulan. Oleh karena itu, setidaknya empat pengujian untuk tanah yang sama dilakukan pada kadar air yang bervariasi untuk menentukan jumlah pukulan, N , yang diperlukan untuk mencapai penutupan yang bervariasi antara 15 dan

35. Kadar air tanah, dalam persen, dan jumlah pukulan yang sesuai diplot pada kertas grafik semilogritmik (Gambar 3.10). Hubungan antara kadar air dan $\log N$ didekati sebagai garis lurus. Ini disebut sebagai kurva aliran. Kadar air yang sesuai dengan $N = 25$, yang ditentukan dari kurva aliran, memberikan batas cair tanah.

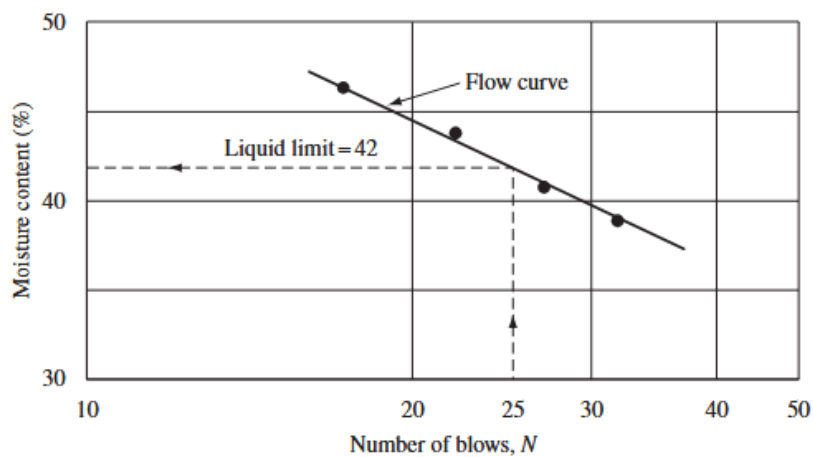
Metode lain untuk menentukan batas cair yang populer di Eropa dan Asia adalah metode kerucut jatuh (British Standard—BS1377). Dalam pengujian ini, batas cair didefinisikan sebagai kadar air di mana kerucut standar dengan sudut puncak 30° dan berat 0,78 N (80 gf) akan menembus jarak $d = 20$ mm dalam 5 detik ketika dijatuhkan dari posisi kontak langsung dengan permukaan tanah (Gambar 3.11a).

Karena sulitnya mencapai batas cair dari satu pengujian, empat pengujian atau lebih dapat dilakukan pada berbagai kadar air untuk menentukan penetrasi kerucut jatuh, d . Grafik semilogaritmik kemudian dapat diplot dengan kadar air (w) versus penetrasi kerucut d . Grafik tersebut menghasilkan garis lurus. Kadar air yang sesuai dengan $d = 20$ mm adalah batas cair (Gambar 3.11b).

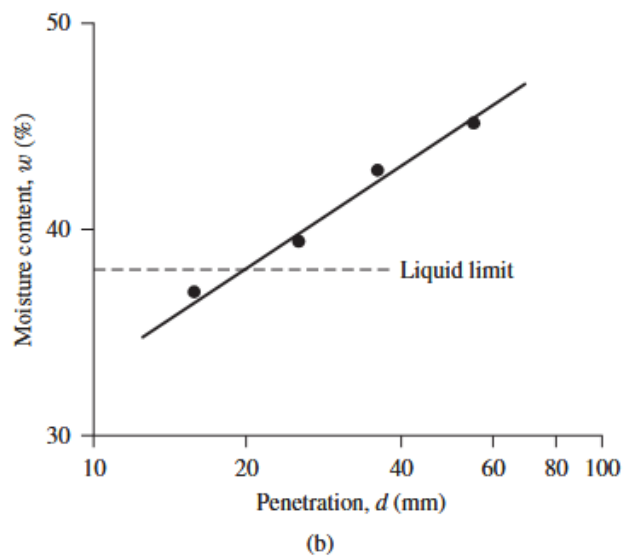
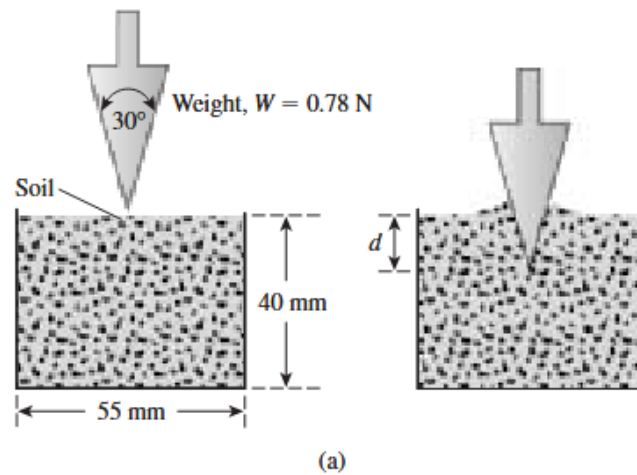




Gambar 3.9 Uji batas cair: (a) alat batas cair; (b) alat pembuat alur; (c) tanah terkelupas sebelum pengujian; (d) tanah terkelupas setelah pengujian



Gambar 3.10 Kurva aliran untuk penentuan batas cair pada lempung lanau



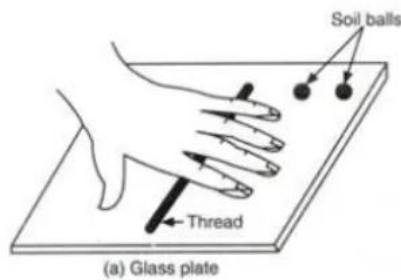
Gambar 3.11 (a) Uji kerucut jatuh (b) plot kadar air vs. penetrasi kerucut untuk penentuan batas cair

Batas Plastis (PL)

Batas plastis didefinisikan sebagai kadar air, dalam persen, di mana tanah ketika digulung menjadi benang berdiameter 3,2 mm, akan hancur. Batas plastis adalah batas bawah dari tahap plastis tanah. Pengujian ini sederhana dan dilakukan dengan penggulungan berulang kali dengan tangan pada massa tanah berukuran elipsoid di atas pelat kaca tanah (Gambar 3.12). Indeks plastisitas (PI) adalah selisih antara batas cair dan batas plastis suatu tanah, atau

$$PI = LL - PL \quad (3.37)$$

Prosedur untuk uji batas plastis diberikan dalam Penunjukan Uji ASTM D-4318.



Gambar 3.12 Uji batas plastis

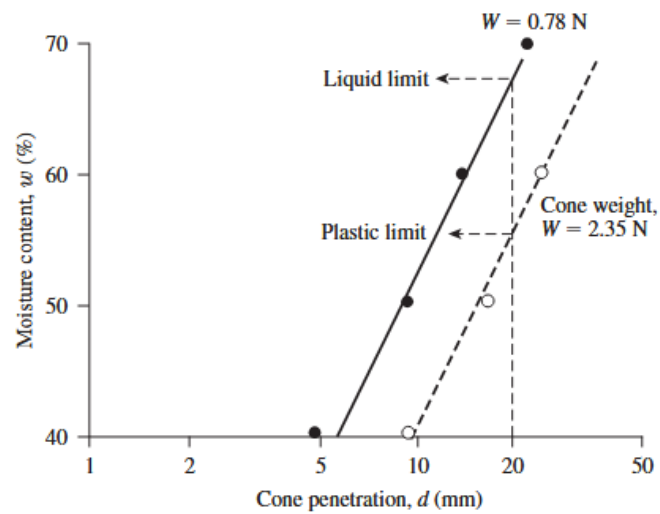
Seperti halnya penentuan batas cair, metode kerucut jatuh dapat digunakan untuk mendapatkan batas plastis. Hal ini dapat dicapai dengan menggunakan kerucut dengan geometri serupa, tetapi dengan massa 2,35 N (240 gf). Tiga hingga empat pengujian pada kadar air tanah yang bervariasi dilakukan, dan penetrasi kerucut yang sesuai (d) ditentukan.

Kadar air yang sesuai dengan penetrasi kerucut $d = 20$ mm adalah batas plastis. Gambar 3.13 menunjukkan penentuan batas cair dan plastis lempung Cambridge Gault yang dilaporkan oleh Worth dan Wood (1978).

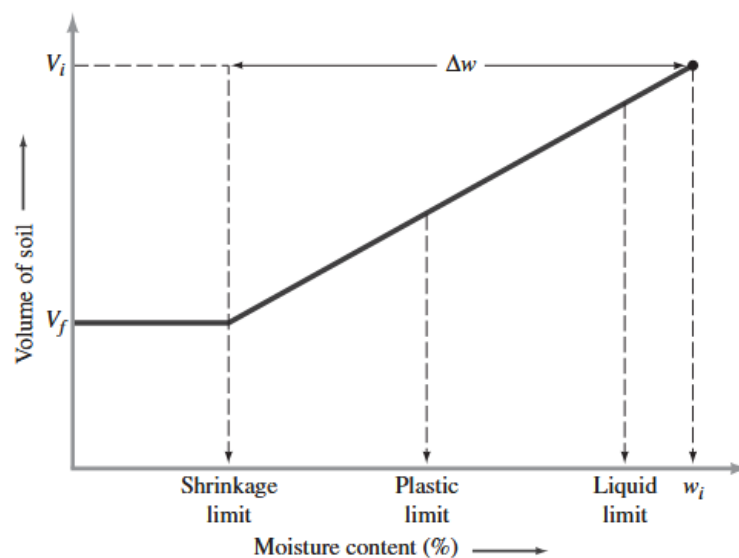
Batas Susut (SL)

Massa tanah menyusut seiring hilangnya air secara bertahap dari tanah. Dengan hilangnya air secara terus-menerus, tahap kesetimbangan tercapai di mana kehilangan air lebih lanjut tidak akan mengakibatkan perubahan volume lebih lanjut (Gambar 3.14). Kadar air, dalam persen, di mana perubahan volume massa tanah berhenti didefinisikan sebagai batas susut. Uji batas susut (Penunjukan Uji ASTM D-427) dilakukan di laboratorium dengan cawan porselen berdiameter sekitar 44 mm dan tinggi sekitar 13 mm. Bagian dalam cawan dilapisi dengan petroleum jelly dan kemudian diisi penuh dengan tanah basah. Tanah berlebih yang berdiri di atas tepi cawan dipukul dengan penggaris.

Massa tanah basah di dalam cawan dicatat. Tepukan tanah di dalam cawan kemudian dikeringkan dalam oven. Volume tepukan tanah yang dikeringkan dalam oven ditentukan oleh perpindahan merkuri. Gambar 3.15 menunjukkan foto peralatan yang dibutuhkan untuk uji batas susut. Karena penanganan merkuri dapat berbahaya, Penunjukan Uji ASTM D-4943 menjelaskan metode mencelupkan tepukan tanah yang dikeringkan dalam oven ke dalam panci berisi lilin yang meleleh. Tepukan tanah yang dilapisi lilin kemudian didinginkan. Volumennya ditentukan dengan merendamnya dalam air.



Gambar 3.13 Batas cair dan plastis untuk lempung Cambridge Gault ditentukan dengan uji kerucut jatuh



Gambar 3.14 Definisi batas susut

Mengacu pada Gambar 3.14, kita dapat menentukan batas susut dengan cara berikut:

$$SL = w_i(\%) - \Delta w (\%) \quad (3.38)$$

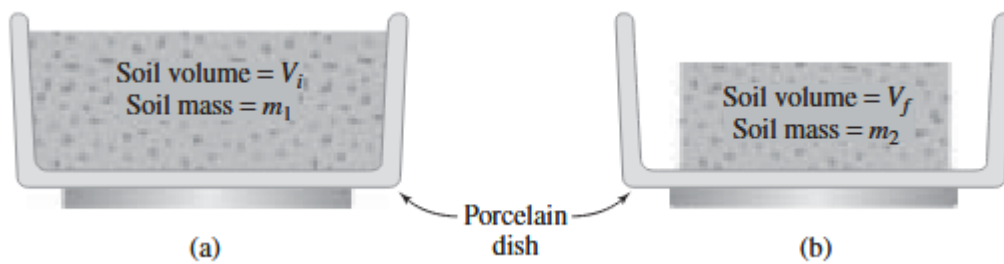
di mana

w_i = kadar air awal saat tanah ditempatkan di cawan batas susut

Δw = perubahan kadar air (yaitu, antara kadar air awal dan kadar air pada batas susut)



Gambar 3.15 Peralatan untuk uji batas susut (Courtesy of Braja Das)



Gambar 3.16 Uji batas susut: (a) tanah sebelum pengeringan; (b) tanah setelah pengeringan

Namun,

$$w_i(\%) = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \quad (3.39)$$

di mana

m_1 = massa gumpalan tanah basah di dalam cawan pada awal pengujian (g)

m_2 = massa gumpalan tanah kering oven (g) (lihat Gambar 3.16) Selain itu,

$$\Delta w(\%) = \frac{(V_i - V_f) \rho_w}{m_2} \times 100 \quad (3.40)$$

di mana

V_i = volume awal gumpalan tanah basah (yaitu, volume bagian dalam cawan, cm^3)

V_f = volume gumpalan tanah kering oven (cm^3)

ρ_w = massa jenis air (g/cm^3)

Sekarang, dengan menggabungkan Persamaan (3.38), (3.39), dan (3.40), kita peroleh

$$SL = \left(\frac{m_1 - m_2}{m_2} \right) 100 - \left[\frac{(V_i - V_f) \rho_w}{m_2} \right] \quad (3.41)$$

3.6 AKTIVITAS

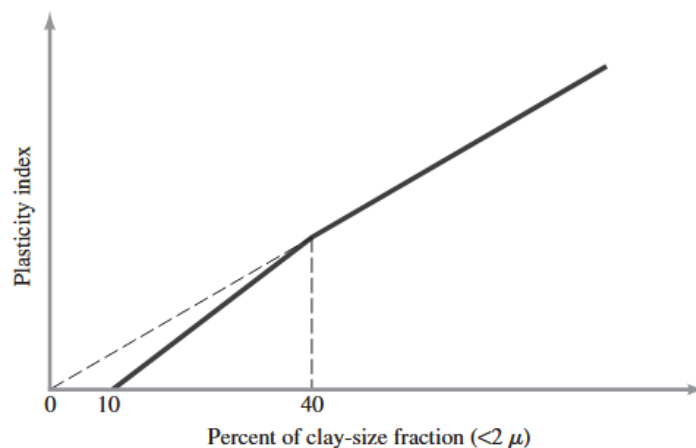
Karena sifat plastis tanah dihasilkan dari air yang diserap di sekitar partikel lempung, kita dapat memperkirakan bahwa jenis mineral lempung dan jumlah proporsionalnya di dalam tanah akan memengaruhi batas cair dan plastis. Skempton (1953) mengamati bahwa indeks plastisitas tanah meningkat secara linear seiring dengan persentase fraksi berukuran lempung (lebih halus dari 2μ berat) yang ada di dalamnya. Berdasarkan hasil ini, Skempton mendefinisikan suatu besaran yang disebut aktivitas, yaitu kemiringan garis yang menghubungkan PI dan persentase yang lebih halus dari 2μ . Aktivitas ini dapat dinyatakan sebagai

$$A = \frac{PI}{\text{Persentase Fraksi ukuran Lempung, Beratnya}} \quad (3.42)$$

di mana $A = \text{aktivitas}$. Aktivitas digunakan sebagai indeks untuk mengidentifikasi potensi pengembangan tanah lempung. Nilai-nilai khas aktivitas untuk berbagai mineral lempung tercantum dalam Tabel 3.4 (Mitchell, 1976).

Tabel 3.3 Aktivitas mineral lempung

Mineral	Aktivitas, A
Smektit	1 – 7
Illite	0.5 – 1
Kaolinit	0.5
Halloysit ($2H_2O$)	0.5
Holloysit ($4H_2O$)	0.1
Attapulgit	0.5 – 1.2
Alofan	0.5 – 1,2



Gambar 3.17 Hubungan sederhana antara indeks plastisitas dan persentase fraksi lempung berdasarkan berat

Seed, Woodward, dan Lundgren (1964) mempelajari sifat plastis dari beberapa campuran pasir dan lempung yang dibuat secara artifisial. Mereka menyimpulkan bahwa meskipun hubungan indeks plastisitas dengan persentase fraksi ukuran lempung bersifat linear, seperti yang diamati oleh Skempton, garis tersebut mungkin tidak selalu melewati titik asal. Mereka menunjukkan bahwa hubungan indeks plastisitas dengan persentase fraksi ukuran lempung yang ada dalam suatu tanah dapat direpresentasikan oleh dua garis lurus. Hubungan ini ditunjukkan secara kualitatif pada Gambar 3.17. Untuk fraksi ukuran lempung yang lebih besar dari 40%, garis lurus melewati titik asal ketika diproyeksikan kembali.

3.7 INDEKS LIKUIDITAS

Konsistensi relatif tanah kohesif dalam keadaan alaminya dapat didefinisikan dengan rasio yang disebut indeks likuiditas (LI):

$$LI = \frac{w - PL}{LL - PL} \quad (3.43)$$

di mana w = kadar air in situ tanah.

Kadar air in situ lempung sensitif mungkin lebih besar dari batas cair. Dalam hal ini,

$$LI > 1$$

Tanah-tanah ini, ketika dibentuk ulang, dapat berubah menjadi bentuk kental yang mengalir seperti cairan. Endapan tanah yang sangat terkonsolidasi mungkin memiliki kadar air alami di bawah batas plastis. Dalam hal ini,

$$LI < 1$$

Nilai indeks likuiditas untuk beberapa tanah ini mungkin negatif.

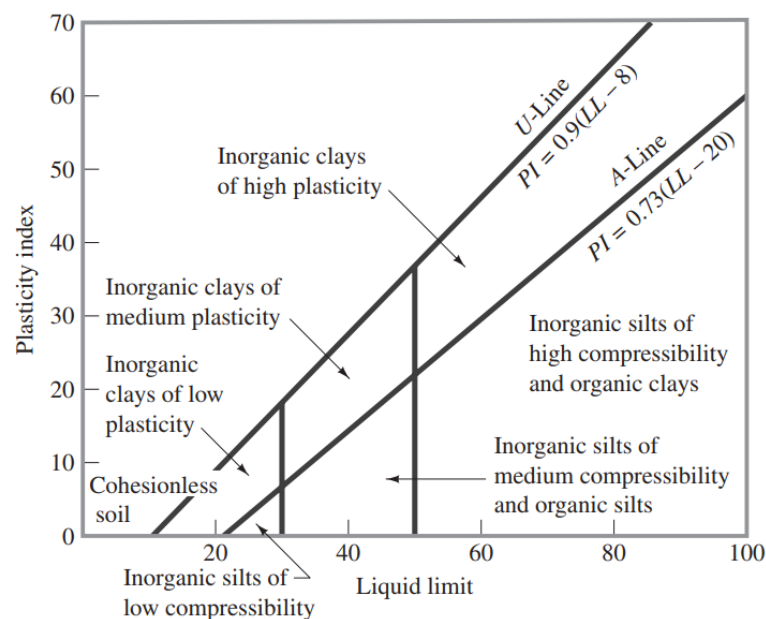
3.8 BAGAN PLASTISITAS

Batas cair dan plastis ditentukan oleh uji laboratorium yang relatif sederhana yang memberikan informasi tentang sifat tanah kohesif. Uji ini telah digunakan secara luas oleh para insinyur untuk korelasi beberapa parameter fisik tanah serta untuk identifikasi tanah. Casagrande (1932) mempelajari hubungan indeks plastisitas dengan batas cair berbagai jenis tanah alami. Berdasarkan hasil uji, ia mengusulkan bagan plastisitas seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.18. Ciri penting bagan ini adalah garis-A empiris yang diberikan oleh persamaan $PI = 0,73(LL - 20)$. Garis-A memisahkan lempung anorganik dari lanau anorganik. Plot indeks plastisitas terhadap batas cair untuk lempung anorganik terletak di atas garis-A, dan plot untuk lanau anorganik terletak di bawah garis-A. Lanau organik terplot di wilayah yang sama (di bawah garis A dan dengan LL berkisar antara 30 hingga 50) dengan lanau anorganik dengan kompresibilitas sedang. Lempung organik terplot di wilayah yang

sama dengan lanau anorganik dengan kompresibilitas tinggi (di bawah garis *A* dan *LL* lebih besar dari 50). Informasi yang diberikan dalam bagan plastisitas sangat berharga dan merupakan dasar untuk klasifikasi tanah berbutir halus dalam Sistem Klasifikasi Tanah Terpadu.

Perhatikan bahwa garis yang disebut garis *U* terletak di atas garis *A*. Garis *U* kira-kira merupakan batas atas hubungan indeks plastisitas terhadap batas cair untuk semua tanah yang ditemukan sejauh ini. Persamaan untuk garis *U* dapat diberikan sebagai

$$PI = 0.9(LL - 8) \quad (3.44)$$



Gambar 3.18 Bagan Plastisitas

3.9 KLASIFIKASI TANAH

Tanah dengan sifat serupa dapat diklasifikasikan ke dalam kelompok dan subkelompok berdasarkan perilaku tekniknya. Sistem klasifikasi menyediakan bahasa umum untuk mengungkapkan secara ringkas karakteristik umum tanah, yang sangat bervariasi, tanpa deskripsi rinci. Saat ini, dua sistem klasifikasi rumit yang menggunakan distribusi ukuran butir dan plastisitas tanah umumnya digunakan oleh insinyur tanah. Sistem tersebut adalah sistem klasifikasi American Association of State Highway Officials (AASHTO) dan Sistem Klasifikasi Tanah Terpadu. Sistem AASHTO sebagian besar digunakan oleh departemen jalan raya negara bagian dan kabupaten, sedangkan insinyur geoteknik biasanya lebih suka menggunakan Sistem Terpadu.

Sistem Klasifikasi AASHTO

Sistem klasifikasi tanah ini dikembangkan pada tahun 1929 sebagai Sistem Klasifikasi Administrasi Jalan Raya Umum. Sistem ini telah mengalami beberapa revisi, dengan versi yang ada saat ini diusulkan oleh Komite Klasifikasi Material untuk Subgrade dan Jalan Tipe Granular

dari Dewan Penelitian Jalan Raya pada tahun 1945 (Penunjukan Uji ASTM D-3282; metode AASHTO M145).

Sistem klasifikasi AASHTO yang digunakan saat ini ditunjukkan pada Tabel 3.4. Berdasarkan sistem ini, tanah diklasifikasikan menjadi tujuh kelompok utama: A-1 hingga A-7. Tanah yang diklasifikasikan ke dalam kelompok A-1, A-2, dan A-3 merupakan material granular, dengan 35% atau kurang partikelnya lolos saringan No. 200. Tanah dengan lebih dari 35% lolos saringan No. 200 diklasifikasikan ke dalam kelompok A-4, A-5, A-6, dan A-7. Sebagian besar material ini merupakan material berjenis lanau dan lempung. Sistem klasifikasi ini didasarkan pada kriteria berikut:

1. Ukuran Butir

Kerikil: fraksi yang lolos saringan 75 mm dan tertahan pada saringan AS No. 10 (2 mm)

Pasir: fraksi yang lolos saringan AS No. 10 (2 mm) dan tertahan pada saringan AS No. 200 (0,075 mm)

Lanau dan lempung: fraksi yang lolos saringan AS No. 200

2. Plastisitas: Istilah lanau digunakan ketika fraksi halus tanah memiliki indeks plastisitas 10 atau kurang. Istilah lempung digunakan ketika fraksi halus memiliki indeks plastisitas 11 atau lebih.

3. Jika ditemukan batu bulat dan bongkahan batu (berukuran lebih besar dari 75 mm), mereka tidak dimasukkan dalam bagian sampel tanah yang akan diklasifikasikan. Namun, persentase material tersebut dicatat.

Untuk mengklasifikasikan tanah menurut Tabel 3.4, data uji diterapkan dari kiri ke kanan. Melalui proses eliminasi, kelompok pertama dari kiri yang akan dimasuki data uji adalah klasifikasi yang tepat.

Tabel 3.4 Klasifikasi material dasar jalan raya

General classification	Granular materials (35% or less of total sample passing No. 200)						
	A-1			A-2			
Group classification	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Sieve analysis (percent passing)							
No. 10	50 max.						
No. 40	30 max.	50 max.	51 min.				
No. 200	15 max.	25 max.	10 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.
Characteristics of fraction passing No. 40							
Liquid limit				40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Plasticity index	6 max.		NP	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
Usual types of significant constituent materials	Stone fragments, gravel, and sand		Fine sand	Silty or clayey gravel and sand			
General subgrade rating	Excellent to good						

General classification	Silt-clay materials (more than 35% of total sample passing No. 200)			
Group classification				A-7
				A-7-5*
				A-7-6†
Sieve analysis (percent passing)				
No. 10				
No. 40				
No. 200	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Characteristics of fraction passing No. 40				
Liquid limit	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Plasticity index	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
Usual types of significant constituent materials	Silty soils		Clayey soils	
General subgrade rating	Fair to poor			

*For A-7-5, $PI \leq LL - 30$

†For A-7-6, $PI > LL - 30$

Gambar 3.19 menunjukkan plot rentang batas cair dan indeks plastisitas untuk tanah yang termasuk dalam kelompok A-2, A-4, A-5, A-6, dan A-7.

Untuk evaluasi kualitas tanah sebagai material tanah dasar jalan raya, angka yang disebut indeks kelompok (IG) juga dicantumkan dalam kelompok dan subkelompok tanah. Angka ini ditulis dalam tanda kurung setelah penunjukan kelompok atau subkelompok. Indeks kelompok diberikan oleh persamaan

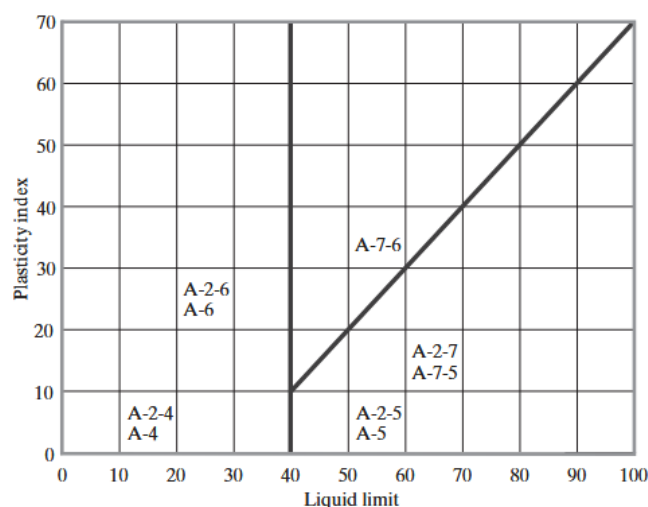
$$GI = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10) \quad (3.45)$$

di mana

F = persentase lolos saringan No. 200

LL = batas cair

PI = indeks plastisitas



Gambar 3.19 Kisaran batas cair dan indeks plastisitas untuk tanah golongan A-2, A-4, A-5, A-6, dan A-7

Suku pertama Persamaan (3.45)—yaitu, $(F - 35)[0,2 + 0,005(LL - 40)]$ —adalah indeks grup parsial yang ditentukan dari batas cair. Suku kedua—yaitu, $0,01 (F - 15)(PI - 10)$ —adalah indeks grup parsial yang ditentukan dari indeks plastisitas. Berikut ini beberapa aturan untuk menentukan indeks grup:

1. Jika Persamaan (3.45) menghasilkan nilai negatif untuk GI , maka nilainya dianggap 0.
2. Indeks grup yang dihitung dari Persamaan (3.45) dibulatkan ke bilangan bulat terdekat (misalnya, $GI = 3,4$ dibulatkan menjadi 3; $GI = 3,5$ dibulatkan menjadi 4).
3. Tidak ada batas atas untuk indeks grup.
4. Indeks golongan tanah yang termasuk golongan A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5, dan A-3 selalu 0.
5. Saat menghitung indeks golongan untuk tanah yang termasuk golongan A-2-6 dan A-2-7, gunakan indeks golongan parsial untuk PI , atau

$$GI = 0.01(F - 15)(PI - 10) \quad (3.46)$$

Secara umum, kualitas kinerja tanah sebagai bahan dasar berbanding terbalik dengan indeks kelompok.

Contoh 3.8

Klasifikasikan tanah berikut dengan sistem klasifikasi AASHTO.

Analisis saringan; % lebih halus				Plastisitas untuk fraksi minus no. 40	
Tanah	saringan no 10	saringan no.40	Saringan no. 200	Batas cair	Indeks plastisitas
A	83	48	20	20	5
B	100	92	86	70	32
C	48	28	6	--	Nonplastik
D	90	76	34	37	12

Solusi

Tanah A

Berdasarkan Tabel 3.4, karena 20% tanah lolos saringan No. 200, maka tanah tersebut termasuk dalam klasifikasi material granular—yaitu, A-1, A-3, atau A-2. Dari kiri ke kanan, kita melihat bahwa tanah tersebut termasuk dalam klasifikasi A-1-b. Indeks golongan untuk A-1-b adalah nol. Jadi, klasifikasinya adalah A-1-b(0).

Tanah B

Persentase lolos saringan No. 200 adalah 86%. Jadi, tanah tersebut merupakan material lempung lanau (yaitu, A-4, A-5, A-6, atau A-7) seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.4. Dari kiri ke kanan, kita melihat bahwa tanah tersebut termasuk dalam klasifikasi A-7. Untuk kasus ini, $PI = 32 < LL - 30$. Jadi, ini adalah A-7-5. Dari Persamaan (3.45)

$$GI = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10)$$

Sekarang, $F = 86$; $LL = 70$; $PI = 32$; jadi

$$GI = (86 - 35)[0.2 + 0.005(70 - 40)] + 0.01(86 - 15)(32 - 10) = 33.47 \approx \mathbf{33}$$

Dengan demikian, tanah tersebut adalah A-7-5(33).

Tanah C

Persentase lolos saringan No. 200 < 35%. Jadi, tanah tersebut merupakan material granular. Berdasarkan Tabel 3.1 dari kiri ke kanan, kita menemukan bahwa tanah tersebut adalah A-1-a. Indeks golongannya adalah nol. Jadi, tanah tersebut adalah A-1-a(0).

Tanah D

Persentase lolos saringan No. 200 < 35%. Jadi, tanah tersebut merupakan material granular. Berdasarkan Tabel 3.4, tanah tersebut adalah A-2-6.

$$GI = 0.01(F - 15)(PI - 10)$$

Sekarang, $F = 34$; $PI = 12$; jadi

$$GI = 0.01(34 - 15)(12 - 10) = 0.38 \approx 0$$

Jadi, tanahnya adalah A-2-6(0).

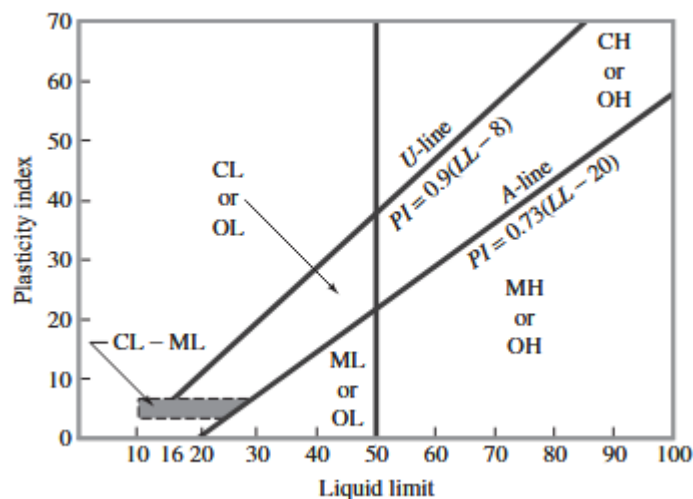
Sistem Klasifikasi Tanah Terpadu

Bentuk asli sistem ini diusulkan oleh Casagrande pada tahun 1942 untuk digunakan dalam pekerjaan konstruksi lapangan terbang yang dilakukan oleh Korps Zeni Angkatan Darat selama Perang Dunia II. Bekerja sama dengan Biro Reklamasi AS, sistem ini direvisi pada tahun 1952. Saat ini, sistem ini banyak digunakan oleh para insinyur (Penunjukan Uji ASTM D-2487). Sistem Klasifikasi Terpadu disajikan pada Tabel 3.5. Sistem ini mengklasifikasikan tanah menjadi dua kategori besar:

Tabel 3.5 Sistem Klasifikasi Tanah Terpadu (Berdasarkan Material yang Lolos Saringan 75 mm)

Criteria for Assigning Group Symbols				Group Symbol	
Coarse-Grained Soils More than 50% of retained on No. 200 sieve	Gravels More than 50% of coarse fraction retained on No. 4 sieve	Clean Gravels	$C_u \geq 4$ and $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW	
		Less than 5% fines ^a	$C_u < 4$ and/or $1 > C_c > 3^c$	GP	
		Gravels with Fines	$PI < 4$ or plots below “A” line (Figure 3.20)	GM	
		More than 12% fines ^{a,d}	$PI > 7$ and plots on or above “A” line (Figure 3.20)	GC	
	Sands 50% or more of coarse fraction passes No. 4 sieve	Clean Sands	$C_u \geq 6$ and $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW	
		Less than 5% fines ^b	$C_u < 6$ and/or $1 > C_c > 3^c$	SP	
Sands with Fines		$PI < 4$ or plots below “A” line (Figure 3.20)	SM		
More than 12% fines ^{b,d}		$PI > 7$ and plots on or above “A” line (Figure 3.20)	SC		
Fine-Grained Soils 50% or more passes No. 200 sieve	Silts and Clays Liquid limit less than 50	Inorganic	$PI > 7$ and plots on or above “A” line (Figure 3.20) ^e $PI < 4$ or plots below “A” line (Figure 3.20) ^e	CL ML	
		Organic	$\frac{\text{Liquid limit—oven dried}}{\text{Liquid limit—not dried}} < 0.75$; see Figure 3.20; OL zone	OL	
	Silts and Clays Liquid limit 50 or more	Inorganic	PI plots on or above “A” line (Figure 3.20) PI plots below “A” line (Figure 3.20)	CH MH	
		Organic	$\frac{\text{Liquid limit—oven dried}}{\text{Liquid limit—not dried}} < 0.75$; see Figure 3.20; OH zone	OH	
		Highly Organic Soils Primarily organic matter, dark in color, and organic odor			Pt

- a Kerikil dengan kadar halus 5 hingga 12% memerlukan simbol ganda: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.
- b Pasir dengan kadar halus 5 hingga 12% memerlukan simbol ganda: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.
- c $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$
- d Jika $4 \leq PI \leq 7$ dan plot pada area arsir pada Gambar 3.16, gunakan simbol ganda GC-GM atau SC-SM.
- E Jika $4 \leq PI \leq 7$ dan plot pada area arsir pada Gambar 3.16, gunakan simbol ganda CL-ML.



Gambar 3.20 Bagan Plastisitas

1. Tanah berbutir kasar yang bersifat kerikil dan berpasir dengan kurang dari 50% lolos saringan No. 200. Simbol golongan diawali dengan awalan *G* atau *S.G* berarti kerikil atau tanah berkerikil, dan *S* berarti pasir atau tanah berpasir.
2. Tanah berbutir halus dengan 50% atau lebih lolos saringan No. 200. Simbol golongan ini diawali dengan awalan *M*, yang berarti lanau anorganik, *C* berarti lempung anorganik, atau *O* berarti lanau dan lempung organik. Simbol *Pt* digunakan untuk tanah gambut, lumpur, dan tanah-tanah lain yang sangat organik.

Simbol lain juga digunakan untuk klasifikasi:

- *W* —bergradasi baik
- *P* —bergradasi buruk
- *L* —plastisitas rendah (batas cair kurang dari 50)
- *H* —plastisitas tinggi (batas cair lebih dari 50)

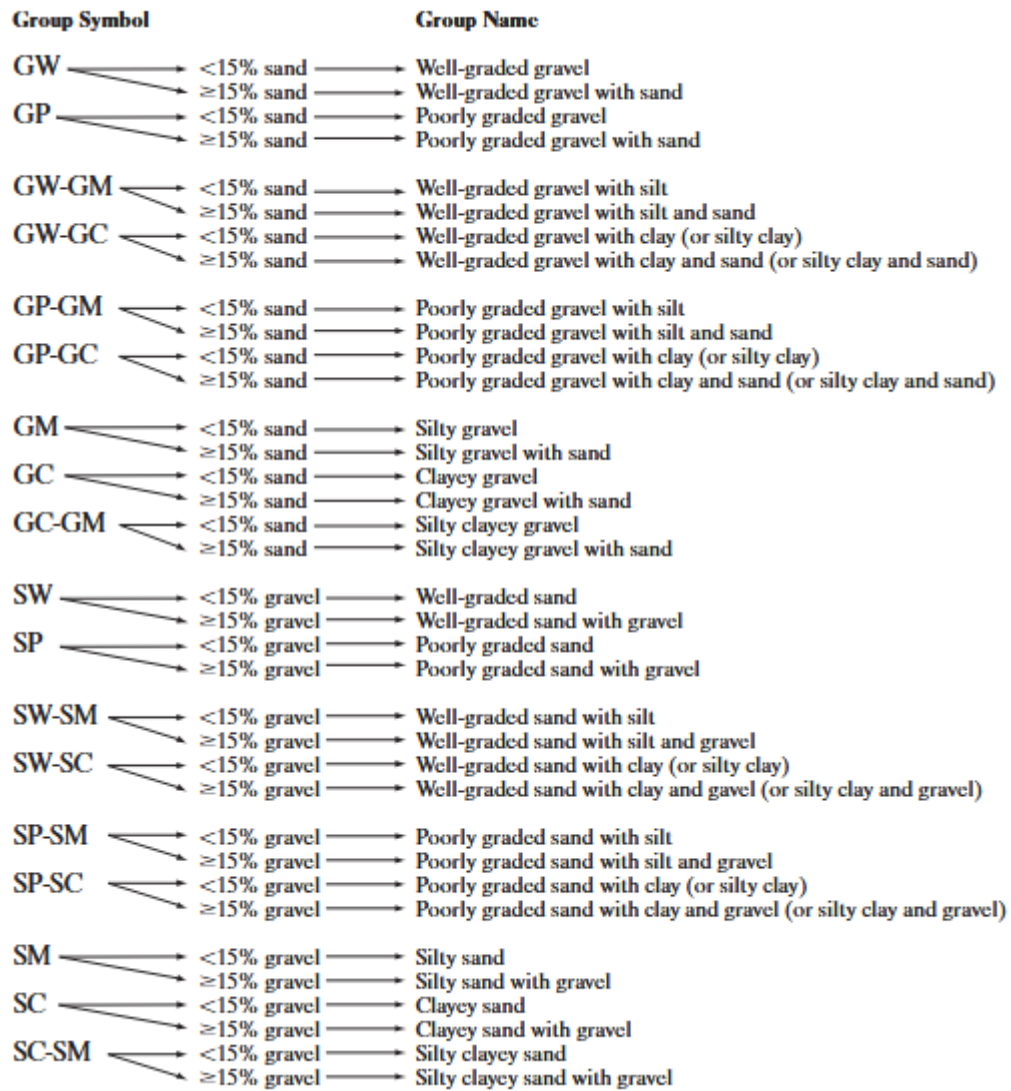
Agar klasifikasi yang tepat menurut sistem ini, sebagian atau semua informasi berikut harus diketahui:

1. Persentase kerikil—yaitu, fraksi yang lolos saringan 76,2 mm dan tertahan pada saringan No. 4 (lubang 4,75 mm)
2. Persentase pasir—yaitu, fraksi yang lolos saringan No. 4 (lubang 4,75 mm) dan tertahan pada saringan No. 200 (lubang 0,075 mm)
3. Persentase lanau dan lempung—yaitu, fraksi yang lebih halus dari saringan No. 200 (lubang 0,075 mm)
4. Koefisien keseragaman (C_u) dan koefisien gradasi (C_c)
5. Batas cair dan Indeks plastisitas bagian tanah yang lolos saringan No. 40

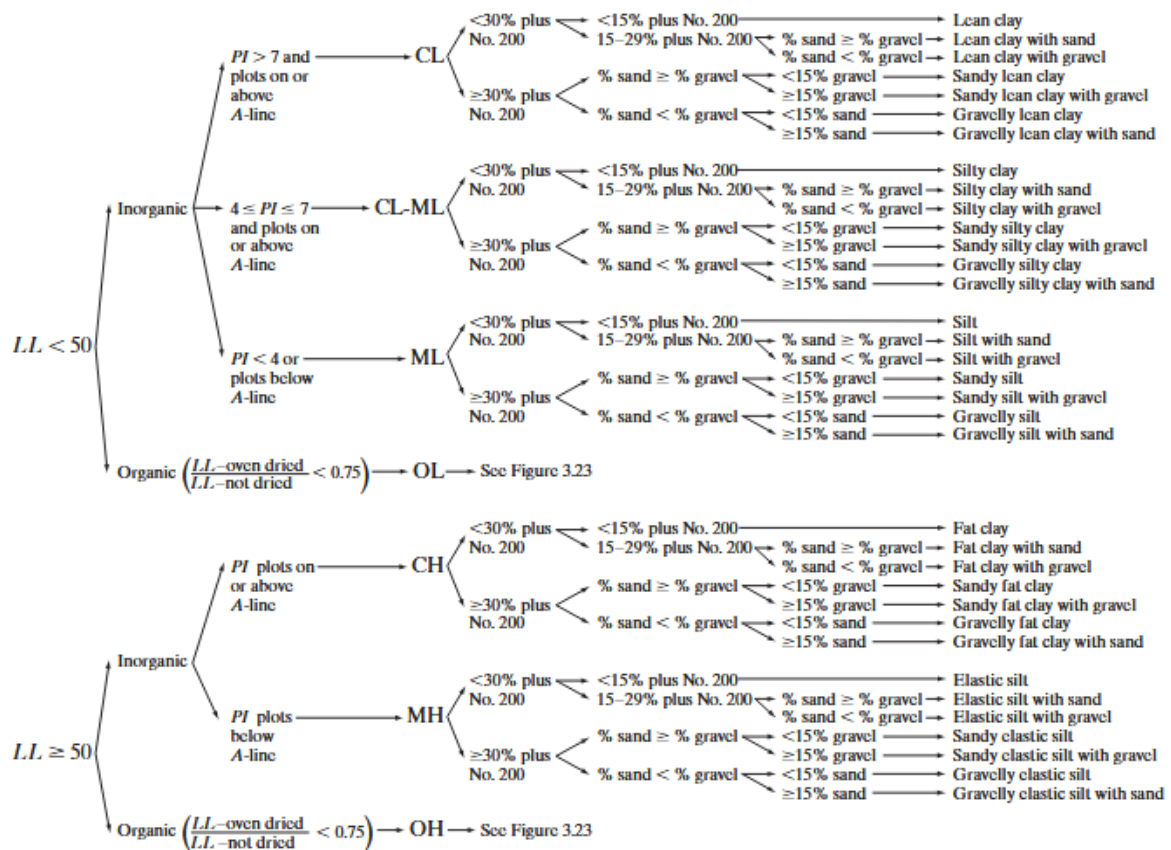
Simbol golongan untuk tanah berkerikil berbutir kasar adalah GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW-GM, GW-GC, GP-GM, dan GP-GC. Demikian pula, simbol golongan untuk tanah berbutir halus adalah CL, ML, OL, CH, MH, OH, CL-ML, dan Pt.

Nama golongan berbagai tanah yang diklasifikasikan dalam Sistem Klasifikasi Terpadu dapat ditentukan menggunakan Gambar 3.21, 3.22, dan 3.23. Dalam menggunakan gambar-gambar ini, perlu diingat bahwa pada suatu tanah,

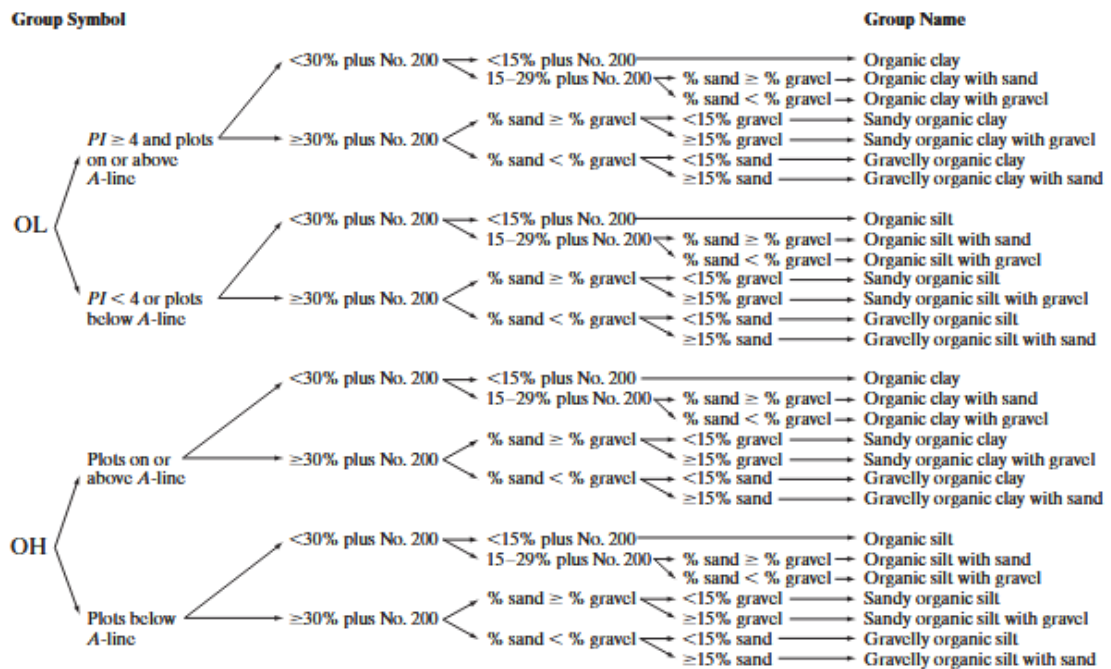
- Fraksi halus = % lolos saringan No. 200
- Fraksi kasar = % tertahan saringan No. 200
- Fraksi kerikil = % tertahan saringan No. 4
- Fraksi pasir = (% tertahan saringan No. 200) — (% tertahan saringan No. 4)



Gambar 3.21 Nama kelompok diagram alir untuk tanah berkerikil dan berpasir (Menurut ASTM, 2006)



Gambar 3.22 Nama kelompok diagram alir untuk tanah lanau dan lempung anorganik (Menurut ASTM, 2006)



Gambar 3.23 Nama kelompok diagram alir untuk tanah lanau dan lempung organik (Menurut ASTM, 2006)

Contoh 3.9

Distribusi ukuran partikel dua jenis tanah ditunjukkan pada Gambar 3.24. Batas cair dan plastis dari fraksi minus No. 40 tanah tersebut adalah sebagai berikut:

	Tanah A	Tanah B
Batas Cair	30	26
Batas Plastik	22	20

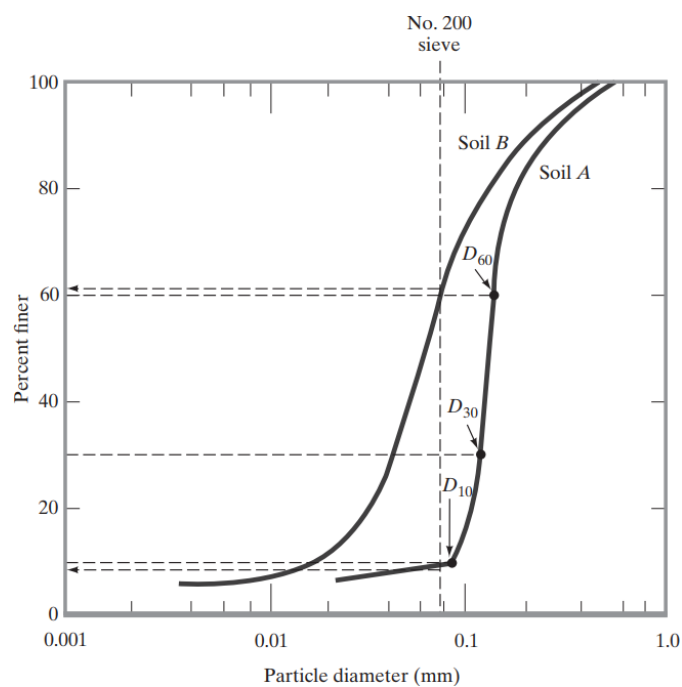
Klasifikasikan tanah-tanah tersebut dengan Sistem Klasifikasi Terpadu.

Solusi

Tanah A

Kurva distribusi ukuran partikel menunjukkan bahwa sekitar 8% tanah berdiameter lebih halus dari 0,075 mm (saringan No. 200). Oleh karena itu, ini adalah tanah berbutir kasar dan, karena berada dalam kisaran 5 hingga 12%, simbol ganda perlu digunakan.

Selain itu, 100% dari total tanah lebih halus dari saringan 4,75 mm (No. 4). Oleh karena itu, ini adalah tanah berpasir. Dari Gambar 3.24



Gambar 3.24 Distribusi ukuran partikel dua tanah

$$D_{10} = 0,085 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 0,12 \text{ mm}$$

$$D_{60} = 0,135 \text{ mm}$$

Jadi,

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.135}{0.085} = 1.59 < 6$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(0.12)^2}{0.085 \times 0.135} = 1.25 > 1$$

Dengan batas cair = 30 dan indeks plastisitas = $30 - 22 = 8$ (yang lebih besar dari 7), plotnya berada di atas garis A (Gambar 3.20). Jadi, klasifikasinya adalah SP-SC.

Solusi

Tanah B

Enam puluh satu persen (yaitu, lebih dari 50%) lolos saringan No. 200 (diameter 0,075 mm). Oleh karena itu, tanah tersebut berbutir halus.

Batas cair = 26 dan indeks plastisitas = $26 - 20 = 6$. Tanah tersebut berada di dalam area arsir pada diagram plastisitas, sehingga klasifikasinya adalah CL-ML.

Contoh 3.10

Hasil analisis ukuran partikel tanah adalah sebagai berikut: Persen lolos saringan No. 10 = 100

Persen lolos saringan No. 40 = 80

Persen lolos saringan No. 200 = 58

Batas cair dan indeks plastisitas fraksi minus No. 40 masing-masing adalah 30 dan 10.

Klasifikasikan tanah tersebut dengan sistem klasifikasi terpadu. Berikan simbol golongan dan nama golongan.

Solusi

Karena 58% tanah lolos saringan No. 200, maka tanah tersebut merupakan tanah berbutir halus. Merujuk pada grafik plastisitas pada Gambar 3.20, untuk $LL = 30$ dan $PI = 10$, maka dapat diklasifikasikan (simbol golongan) sebagai *CL*.

Untuk menentukan nama golongan, kita merujuk pada Gambar 3.22. Persen lolos saringan No. 200 lebih dari 30%. Persentase kerikil = 0; persentase pasir = $(100 - 58) - (0) = 42$. Oleh karena itu, persentase pasir > persentase kerikil. Persentase kerikil juga kurang dari 15%. Oleh karena itu, nama kelompoknya adalah lempung berpasir.

LATIHAN SOAL

3.1 Untuk suatu tanah, tunjukkan bahwa

a $\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w$

b $\gamma_{sat} = n \left(\frac{1 + w_{sat}}{w_{sat}} \right) \gamma_w$

di mana w_{sat} = kadar air pada keadaan jenuh

c $\gamma_d = \frac{eS\gamma_w}{(1 + e)w}$

3.2 Untuk tanah tertentu, tunjukkan bahwa

$$w_{sat} = \frac{n\gamma_w}{\gamma_{sat} - n\gamma_w}$$

- 3.3 Massa lembap tanah $2,8 \times 10^{-3} \text{ m}^3$ adalah 5,53 kg. Jika kadar air 10% dan berat jenis padatan tanah 2,72, tentukan hal-hal berikut:
- Berat jenis lembap
 - Berat jenis kering
 - Rasio pori
 - Porositas
 - Derajat kejenuhan
 - Volume yang ditempati air
- 3.4 Berat satuan lembap suatu tanah adalah $18,7 \text{ kN/m}^3$. Diketahui $G_s = 2,71$ dan $w = 10,3\%$, tentukan
- Berat satuan kering
 - Rasio pori
 - Porositas
 - Derajat kejenuhan
- 3.5 Untuk suatu tanah, diketahui hal-hal berikut: $G_s = 2,74$, berat satuan lembap (γ) = $19,8 \text{ kN/m}^3$, dan kadar air (w) = $16,6\%$. Tentukan:
- Berat satuan kering
 - Rasio pori
 - Porositas
 - Derajat kejenuhan
- 3.6 Lihat Soal 3.5. Tentukan berat air, dalam kN, yang akan ditambahkan per meter kubik (m^3) tanah untuk
- 90% derajat kejenuhan
 - 100% derajat kejenuhan
- 3.7 Kepadatan kering suatu tanah adalah 1750 kg/m^3 . Dengan $G_s = 2,66$, berapa kadar air tanah saat jenuh?
- 3.8 Porositas suatu tanah adalah 0,35. Dengan $G_s = 2,72$, hitunglah
- Berat satuan jenuh (kN/m^3)
 - Kadar air saat berat satuan lembap (γ) adalah $18,3 \text{ kN/m}^3$
- 3.9 Untuk tanah jenuh, berikut ini diberikan: $w = 18\%$ dan $G_s = 2,71$. Tentukan
- Berat satuan jenuh
 - Berat satuan kering
 - Berat satuan lembab ketika derajat kejenuhan menjadi 70%

- 3.10 Kadar air suatu sampel tanah adalah 18,4%, dan berat jenis keringnya adalah 15,7 kN/m³. Dengan asumsi berat jenis padatan adalah 2,65,
- Hitung derajat kejenuhannya.
 - Berapa berat jenis kering maksimum yang dapat dicapai tanah ini untuk dipadatkan tanpa mengubah kadar airnya?

- 3.11 Tanah dengan kadar air konstan menunjukkan hal-hal berikut ketika dipadatkan:

Derajat kejenuhan %	Berat Satuan kering (kN/m ³)
40	14.48
70	17.78

Tentukan kadar air tanah.

- 3.12 Untuk tanah berpasir, $e_{max} = 0,80$, $e_{min} = 0,46$, dan $G_s = 2,71$. Berapa rasio pori pada $D_r = 56\%$? Tentukan berat satuan lembap tanah ketika $w = 7\%$.

- 3.13 Untuk tanah berpasir, $e_{max} = 0,75$, $e_{min} = 0,52$, dan $G_s = 2,7$. Berapa rasio pori dan berat satuan kering pada $D_r = 80\%$?

- 3.14 Berikut adalah hasil uji batas cair dan batas plastis untuk suatu tanah.

Uji batas cair:

Jumlah Blows, N	Kadar Air (%)
15	42
20	40.8
28	39.1

Uji batas plastis: PL = 18,7%

- Gambarkan kurva alir dan dapatkan batas cairnya.
 - Berapa indeks plastisitas tanah tersebut?
- 3.15 Tanah jenuh memiliki karakteristik sebagai berikut: volume awal (V_i) = 24,6 cm³, volume akhir (V_f) = 15,9 cm³, massa tanah basah (m^3) = 44 g, dan massa tanah kering (m^3) = 30,1 g. Tentukan batas susutnya.

- 3.16 Klasifikasikan tanah-tanah berikut berdasarkan sistem klasifikasi AASHTO dan berikan indeks kelompoknya.

Tanah	Persen Lebih Halus dari (analisis)				Batas Cair*	Index Plastik*
	No. 4	No. 10	No. 40	No. 200		
1	100	90	68	30	9	30
2	95	82	55	41	12	32

3	80	72	62	38	10	28
4	100	98	85	70	14	40
5	100	100	96	72	23	58
6	92	85	71	56	19	35
7	100	100	95	82	31	62
8	90	88	76	68	21	46
9	100	80	78	59	15	32
10	94	80	51	15	12	26

**Berdasarkan bagian yang lolos saringan No. 40*

3.17 Klasifikasikan tanah-tanah berikut menggunakan Sistem Klasifikasi Tanah Terpadu. Berikan simbol dan nama kelompoknya.

Tanah	Analisis Saringan, % lebih Halus		Batas Cair	Batas Plastik	C_u	C_u
	No. 4	No. 200				
1	70	30	33	12		
2	48	20	41	19		
3	95	70	52	24		
4	100	82	30	11		
5	88	78	69	31		
6	71	4		NP	3.4	2.6
7	99	57	54	28		
8	71	11	32	16	4.8	2.9
9	100	2		NP	7.2	2.2
10	90	8	39	31	3.9	2.1

BAB 4

PEMADATAN TANAH

Dalam konstruksi tanggul jalan raya, bendungan tanah, dan banyak struktur teknik lainnya, tanah gembur harus dipadatkan untuk meningkatkan berat jenisnya. Pemadatan meningkatkan karakteristik kekuatan tanah, sehingga meningkatkan daya dukung pondasi yang dibangun di atasnya. Pemadatan juga mengurangi penurunan struktur yang tidak diinginkan dan meningkatkan stabilitas lereng tanggul. Rol roda halus, rol kaki domba, rol ban karet, dan rol getar umumnya digunakan di lapangan untuk pemadatan tanah. Rol getar sebagian besar digunakan untuk pemadatan tanah granular. Bab ini membahas prinsip-prinsip pemadatan tanah di laboratorium dan di lapangan.

4.1 PRINSIP UMUM PEMADATAN

Pemadatan, secara umum, adalah pemadatan tanah dengan menghilangkan udara, yang membutuhkan energi mekanik. Tingkat pemadatan tanah diukur berdasarkan berat jenis keringnya. Ketika air ditambahkan ke tanah selama pemadatan, air tersebut bertindak sebagai agen pelunak pada partikel tanah. Partikel-partikel tanah saling bergeser dan membentuk posisi yang padat. Berat satuan kering setelah pemadatan pertama-tama meningkat seiring dengan peningkatan kadar air (Gambar 4.1). Perhatikan bahwa pada kadar air $w = 0$, berat satuan basah (γ) sama dengan berat satuan kering (γ_d), atau

$$\gamma = \gamma_{d(w=0)} = \gamma_1$$

Ketika kadar air ditingkatkan secara bertahap dan upaya pemadatan yang sama digunakan untuk pemadatan, berat padatan tanah dalam satuan volume secara bertahap meningkat. Misalnya, pada $w = w_1$, berat satuan lembap sama dengan

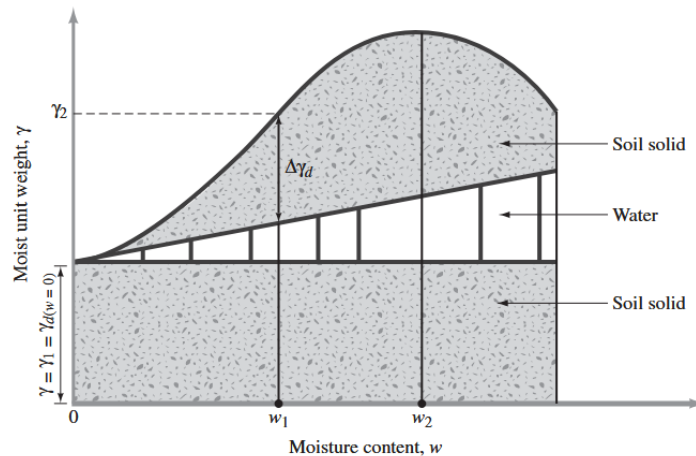
$$\gamma = \gamma_2$$

Namun, berat satuan kering pada kadar air ini diberikan oleh

$$\gamma_{d(w=w_1)} = \gamma_{d(w=0)} + \Delta\gamma_d$$

Di atas kadar air tertentu $w = w_2$, (Gambar 4.1), setiap peningkatan kadar air cenderung mengurangi berat satuan kering. Hal ini karena air mengisi ruang yang seharusnya ditempati oleh partikel padat. Kadar air di mana berat satuan kering maksimum tercapai umumnya disebut sebagai kadar air optimum.

Uji laboratorium yang umumnya digunakan untuk mendapatkan berat satuan kering maksimum pemadatan dan kadar air optimum disebut uji pemadatan Proctor (Proctor, 1933). Prosedur untuk melakukan uji jenis ini dijelaskan pada bagian berikut.



Gambar 4.1 Prinsip pemadatan

4.2 UJI PROCTOR STANDAR

Dalam uji Proctor, tanah dipadatkan dalam cetakan yang memiliki volume 943,3 cm³. Diameter cetakan adalah 101,6 mm. Selama uji laboratorium, cetakan dipasang pada pelat dasar di bagian bawah dan pada sambungan di bagian atas (Gambar 4.2a). Tanah dicampur dengan jumlah air yang bervariasi, kemudian dipadatkan (Gambar 4.3) dalam tiga lapisan yang sama rata dengan palu (Gambar 4.2b) yang memberikan 25 pukulan pada setiap lapisan.

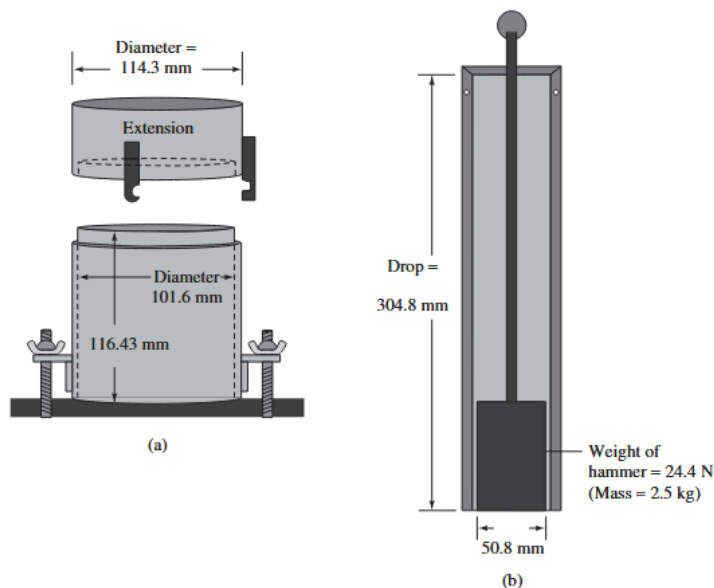
Palu tersebut memiliki berat 24,4 N (massa ≈ 2,5 kg), dan memiliki penurunan 304,8 mm. Untuk setiap pengujian, berat satuan pemadatan basah γ dapat dihitung sebagai berikut:

$$\gamma = \frac{W}{V_m} \quad (4.1)$$

di mana

W = berat tanah padat dalam cetakan

$V_{(m)}$ = volume cetakan (= 943,3 cm³)



Gambar 4.2 Peralatan uji Proctor standar: (a) cetakan; (b) palu

Untuk setiap pengujian, kadar air tanah yang dipadatkan ditentukan di laboratorium. Dengan kadar air yang diketahui, berat satuan kering γ_d dapat dihitung sebagai berikut:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w(\%)}{100}} \quad (4.2)$$

di mana w (%) = persentase kadar air.

Nilai γ_d yang ditentukan dari Persamaan (4.2) dapat diplotkan terhadap kadar air yang sesuai untuk mendapatkan berat satuan kering maksimum dan kadar air optimum untuk tanah tersebut. Gambar 4.4 menunjukkan pemadatan tersebut untuk tanah lempung lanau.

Prosedur untuk uji Proctor standar diberikan dalam Penunjukan Uji ASTM D-698 dan Penunjukan Uji AASHTO T-99. Untuk kadar air tertentu, berat satuan kering maksimum teoritis diperoleh ketika tidak ada udara di ruang hampa—yaitu, ketika derajat kejenuhan sama dengan 100%. Dengan demikian, berat satuan kering maksimum pada kadar air tertentu dengan rongga udara nol dapat diberikan oleh

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

di mana

γ_{zav} = berat satuan rongga udara nol

γ_w = berat satuan air

e = rasio rongga

G_s = berat jenis padatan tanah

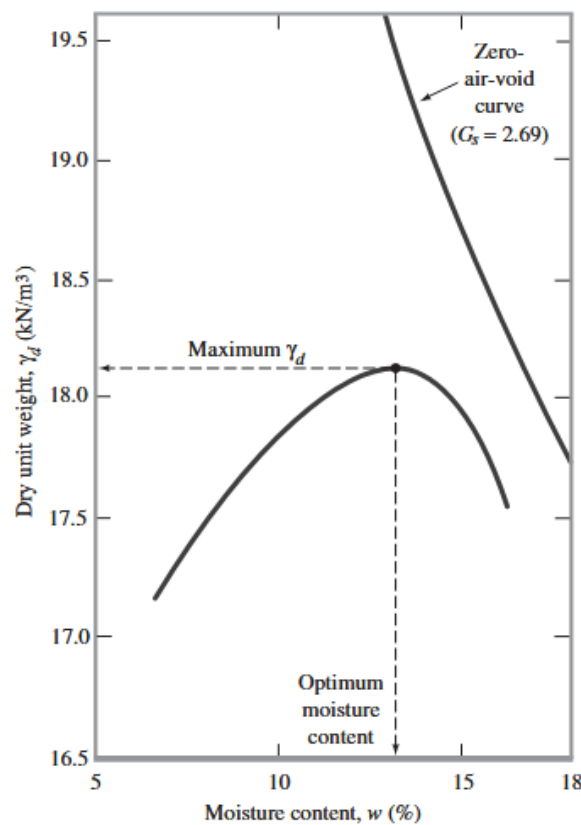
Untuk saturasi 100%, $e = wG_s$, jadi

$$\gamma_{zav} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + wG_s} = \frac{\gamma_w}{w + \frac{1}{G_s}} \quad (4.3)$$

di mana w = kadar air.



Gambar 4.3 Uji Standard Proctor menggunakan pemadat mekanis



Gambar 4.4 Hasil uji pemadatan Proctor Standar untuk lempung lanau

Untuk mendapatkan variasi γ_{zav} terhadap kadar air, gunakan prosedur berikut:

1. Tentukan berat jenis padatan tanah.
2. Ketahui berat satuan air (γ_w).
3. Asumsikan beberapa nilai w , seperti 5%, 10%, 15%, dan seterusnya.
4. Gunakan Persamaan (4.3) untuk menghitung γ_{zav} untuk berbagai nilai w .

Gambar 4.4 juga menunjukkan variasi γ_{zav} terhadap kadar air dan lokasi relatifnya terhadap kurva pemadatan. Dalam kondisi apa pun, bagian kurva pemadatan tidak boleh berada di sebelah kanan kurva rongga udara nol. Karena Newton adalah satuan turunan, dalam beberapa kasus lebih mudah untuk menggunakan massa jenis (kg/m^3) daripada berat satuan. Dalam hal ini, Persamaan (4.4) (4.1), (4.2), dan (4.3) dapat ditulis ulang menjadi

$$\rho(\text{kg/m}^3) = \frac{m(\text{kg})}{V_{(m)}(\text{m}^3)} \quad (4.4)$$

$$\rho_d(\text{kg/m}^3) = \frac{\rho(\text{kg/m}^3)}{1 + \frac{w(\%)}{100}} \quad (4.5)$$

$$\rho_{zav}(\text{kg/m}^3) = \frac{\rho_w(\text{kg/m}^3)}{w + \frac{1}{G_s}} \quad (4.6)$$

di mana

ρ , ρ_d , dan ρ_{zav} masing-masing = massa jenis, massa jenis kering, dan massa jenis rongga udara nol

m = massa tanah yang dipadatkan dalam cetakan

ρ_w = massa jenis air (= 1000 kg/m³)

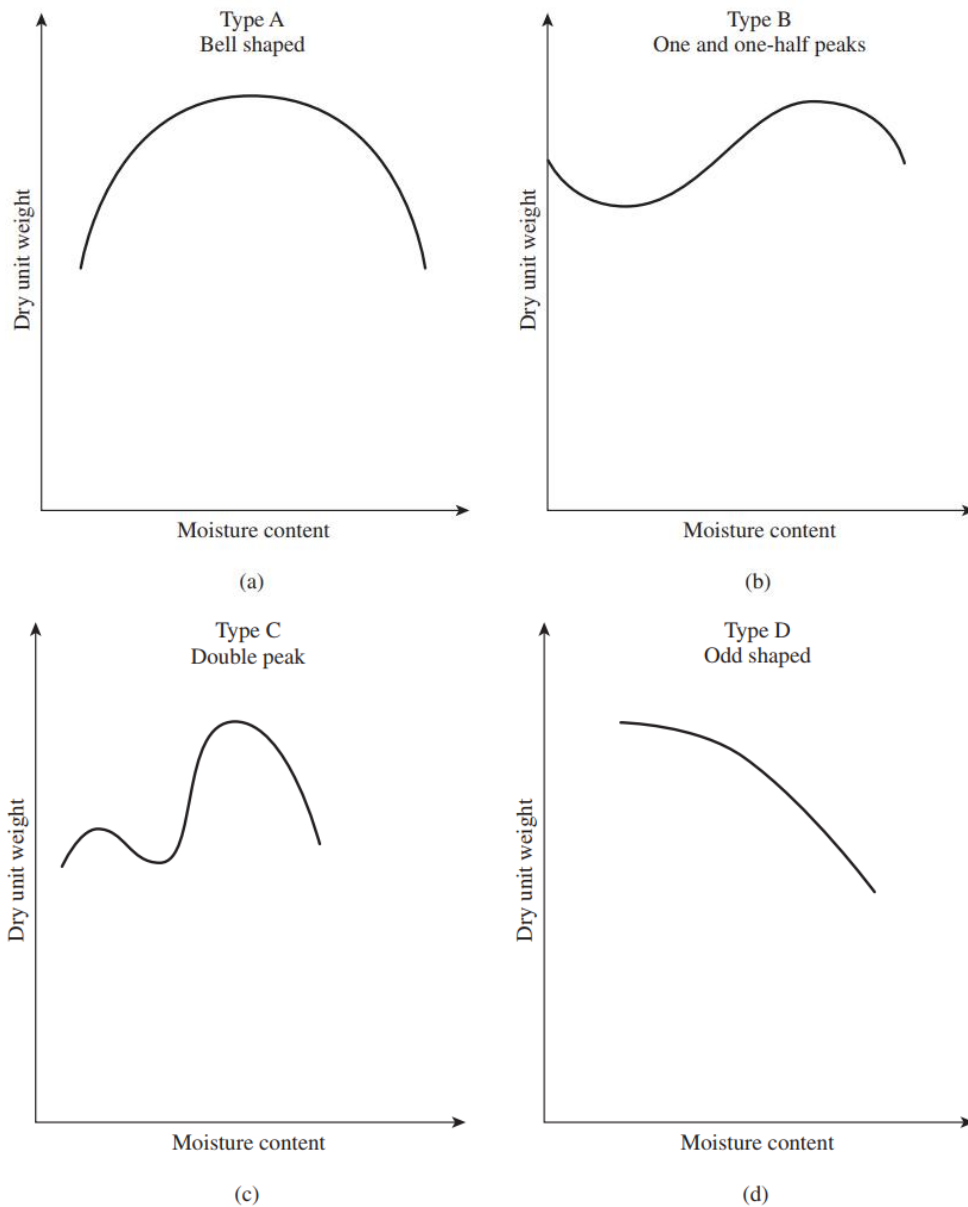
$V(m)$ = volume cetakan = $943,3 \times 10^{-6} \text{ m}^3$

4.3 FAKTOR-FAKTOR YANG MEMPENGARUHI PEMADATAN

Bagian sebelumnya menunjukkan bahwa kadar air memiliki pengaruh besar terhadap tingkat pemadatan yang dicapai oleh suatu tanah. Selain kadar air, faktor penting lainnya yang memengaruhi pemadatan adalah jenis tanah dan upaya pemadatan (energi per satuan volume). Pentingnya masing-masing dari kedua faktor ini dijelaskan secara lebih rinci di bagian ini.

Pengaruh Jenis Tanah

Jenis tanah—yaitu, distribusi ukuran butir, bentuk butir tanah, berat jenis padatan tanah, serta jumlah dan jenis mineral lempung yang ada—memiliki pengaruh besar terhadap berat satuan kering maksimum dan kadar air optimum. Lee dan Suedkamp (1972) mempelajari kurva pemadatan untuk 35 sampel tanah yang berbeda. Mereka mengamati empat jenis kurva pemadatan yang berbeda. Kurva-kurva ini ditunjukkan pada Gambar 4.5. Kurva pemadatan tipe A adalah kurva yang memiliki satu puncak. Jenis kurva ini umumnya ditemukan pada tanah yang memiliki batas cair antara 30 dan 70. Kurva tipe B adalah kurva puncak satu setengah, dan kurva tipe C adalah kurva puncak ganda. Kurva pemadatan tipe B dan C dapat ditemukan pada tanah yang memiliki batas cair kurang dari sekitar 30. Kurva pemadatan tipe D adalah kurva yang tidak memiliki puncak yang pasti. Kurva ini disebut berbentuk ganjil. Tanah dengan batas cair lebih besar dari sekitar 70 dapat menunjukkan kurva pemadatan tipe C atau D. Tanah yang menghasilkan kurva tipe C dan D tidak terlalu umum.



Gambar 4.5 Berbagai jenis kurva pemadatan yang ditemukan di tanah

Pengaruh Upaya Pemadatan

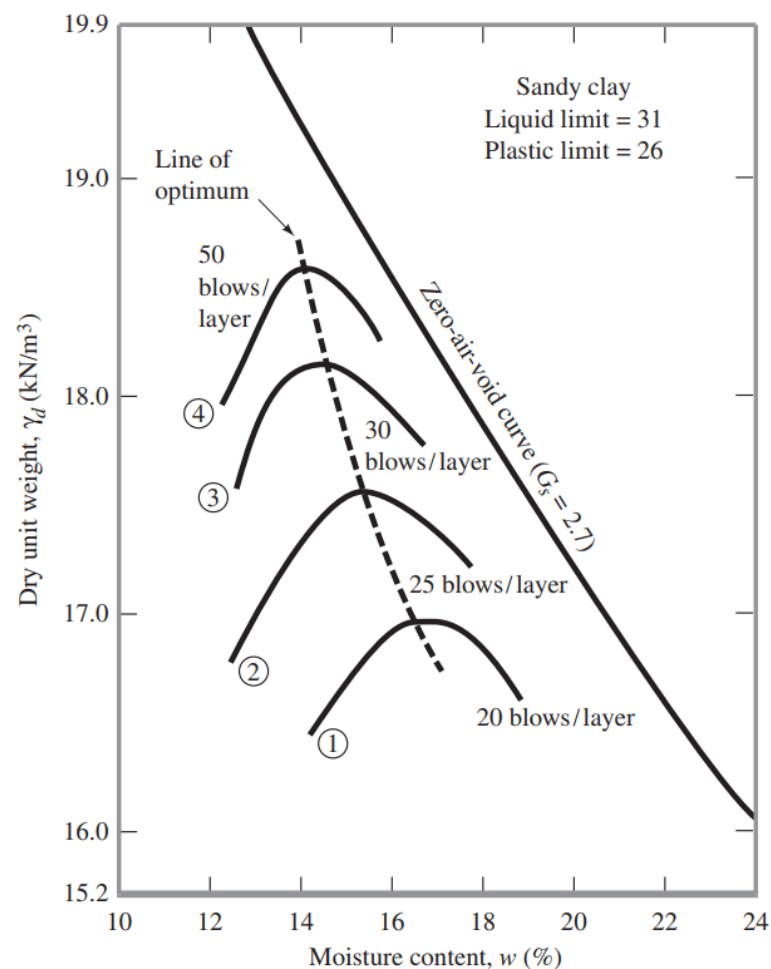
Energi pemadatan per satuan volume, E , yang digunakan untuk uji Proctor standar yang dijelaskan pada Bagian 4.2 dapat diberikan sebagai

$$E = \frac{\left(\begin{array}{c} \text{number} \\ \text{of blows} \\ \text{per layer} \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{c} \text{number} \\ \text{of} \\ \text{layers} \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{c} \text{weight} \\ \text{of} \\ \text{hammer} \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{c} \text{height of} \\ \text{drop of} \\ \text{hammer} \end{array} \right)}{\text{volume of mold}} \quad (4.4)$$

Atau

$$E = \frac{(25)(3)(24.4)(0.3048\text{m})}{943.3 \times 10^{-6} \text{ m}^3} = 591.3 \times 10^3 \text{ N} - \text{m}/\text{m}^3 = 591.3 \text{ kN} - \text{m}/\text{m}^3 \quad (4.4)$$

Jika gaya pemadatan per satuan volume tanah diubah, kurva kadar air terhadap berat satuan juga akan berubah. Hal ini dapat ditunjukkan dengan bantuan Gambar 4.6, yang menunjukkan empat kurva pemadatan untuk lempung berpasir. Cetakan Proctor standar dan palu digunakan untuk mendapatkan kurva pemadatan. Jumlah lapisan tanah yang digunakan untuk pemadatan dipertahankan tiga untuk semua kasus.



Gambar 4.6 Pengaruh energi pemadatan terhadap pemadatan lempung berpasir

Namun, jumlah pukulan palu per lapisan bervariasi antara 20 hingga 50. Energi pemadatan yang digunakan per satuan volume tanah untuk setiap kurva dapat dihitung dengan mudah menggunakan Persamaan (4.7). Nilai-nilai ini tercantum dalam Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Energi pemadatan untuk pengujian yang ditunjukkan pada Gambar 4.6

Nomor kurva pada Gambar 4.6	Jumlah pukulan/Lapisan	Energi pemadatan (kN-m/m ³)
--------------------------------	---------------------------	--

1	20	473.0
2	25	591.3
3	30	709.6
4	50	1182.6

Dari Tabel 4.1 dan Gambar 4.6, kita dapat mencapai dua kesimpulan:

1. Seiring dengan peningkatan upaya pemadatan, berat satuan kering maksimum pemadatan juga meningkat.
2. Seiring dengan peningkatan upaya pemadatan, kadar air optimum menurun hingga batas tertentu.

Pernyataan sebelumnya berlaku untuk semua tanah. Namun, perlu dicatat bahwa tingkat pemadatan tidak berbanding lurus dengan upaya pemadatan.

4.4 UJI PROCTOR YANG DIMODIFIKASI

Dengan perkembangan roller berat dan penggunaannya dalam pemadatan lapangan, uji Proctor standar dimodifikasi agar lebih mewakili kondisi lapangan. Uji ini terkadang disebut sebagai uji Proctor yang dimodifikasi (Penunjukan Uji ASTM D-1557 dan Penunjukan Uji AASHTO T-180). Untuk melakukan uji Proctor yang dimodifikasi, cetakan yang sama digunakan, dengan volume 943,3 cm³, seperti pada uji Proctor standar. Namun, tanah dipadatkan dalam lima lapisan dengan palu berbobot 44,5 N (massa = 4,536 kg). Jatuh tekan palu adalah 457,2 mm. Jumlah pukulan palu untuk setiap lapisan dipertahankan sebanyak 25 kali, seperti pada uji Proctor standar. Gambar 4.7 menunjukkan palu yang digunakan untuk uji Proctor yang dimodifikasi. Energi pemadatan untuk satuan volume tanah dalam uji yang dimodifikasi dapat dihitung sebagai berikut:

$$E = \frac{(25 \text{ Lapisan})(5 \text{ Lapisan})(44.5 \times 10^3 \text{ kN})(0.4572 \text{ m})}{943.3 \times 10^{-6} \text{ m}^3} = 2696 \text{ kN} - \text{m/m}^3$$

Perbandingan palu yang digunakan dalam uji Proctor standar dan yang dimodifikasi ditunjukkan pada Gambar 4.8.

Karena meningkatkan upaya pemadatan, uji Proctor yang dimodifikasi menghasilkan peningkatan berat jenis kering maksimum tanah. Peningkatan berat jenis kering maksimum ini disertai dengan penurunan kadar air optimum.



Gambar 4.7 Palu yang digunakan untuk uji Proctor yang dimodifikasi.



Gambar 4.8 Perbandingan palu Proctor standar (kiri) dan yang dimodifikasi (kanan)

Tabel 4.2 Spesifikasi untuk uji Proctor standar (Berdasarkan Penunjukan Uji ASTM 698)

Barang	Metode A	Metode B	Metode C
Diameter cetakan	101,6 mm	101,6 mm	152,4 mm
Volume cetakan	943,3 cm ³	943,3 cm ³	2124 cm ³
Berat palu	24,4 N	24,4 N	24,4 N
Ketinggian jatuhnya palu	304,8 mm	304,8 mm	304,8 mm
Jumlah pukulan palu per lapisan tanah	25	25	56
Jumlah lapisan pemadatan	3	3	3
Energi pemadatan	591,3 kN-m/m ³	591,3 kN-m/m ³	591,3 kN-m/m ³
Tanah yang akan digunakan	Bagian lewat Saringan No. 4 (4,57 mm). Dapat digunakan jika 20% atau kurang berat material tertahan pada saringan No. 4.	Porsi yang lolos saringan 9,5 mm. Dapat digunakan jika tanah yang tertahan pada saringan No. 4 lebih dari 20%, dan 20% atau kurang beratnya tertahan pada saringan 9,5 mm.	Bagian lewat Saringan 19 mm. Dapat digunakan jika lebih dari 20% berat material tertahan di saringan 9,5 mm, dan kurang dari 30% berat tertahan pada saringan 19 mm.

Tabel 4.3 Spesifikasi untuk uji Proctor yang dimodifikasi (Berdasarkan Penunjukan Uji ASTM 1557)

Barang	Metode A	Metode B	Metode C
--------	----------	----------	----------

Diameter cetakan	101,6 mm	101,6 mm	152,4 mm
Volume cetakan	943,3 cm ³	943,3 cm ³	2124 cm ³
Berat palu	44,5 N	44,5 N	44,5 N
Ketinggian jatuhnya palu	457,2 mm	457,2 mm	457,2 mm
Jumlah pukulan palu per lapisan tanah	25	25	56
Jumlah lapisan pemadatan	5	5	5
Energi pemadatan	2696 kN-m/m ³	2696 kN-m/m ³	2696 kN-m/m ³
Tanah yang akan digunakan	Porsi yang lewat Saringan No. 4 (4,75 mm). Dapat digunakan jika 20% atau kurang berat material tertahan pada saringan No. 4.	Porsi yang lewat Saringan 9,5 mm. Dapat digunakan jika tanah yang tertahan pada saringan No. 4 lebih dari 20%, dan 20% atau kurang beratnya tertahan pada saringan 9,5 mm.	Porsi yang lolos saringan 19 mm. Dapat digunakan jika lebih dari 20% berat material tertahan pada saringan 9,5 mm, dan kurang dari 30% berat material tertahan pada saringan 19 mm.

Dalam pembahasan sebelumnya, spesifikasi yang diberikan untuk uji Proctor yang diadopsi oleh ASTM dan AASHTO mengenai volume cetakan (943,3 cm³) dan jumlah pukulan (25 pukulan/lapisan) umumnya merupakan spesifikasi yang diadopsi untuk tanah berbutir halus yang lolos saringan No. 4 AS. Namun, di bawah setiap penunjukan uji, terdapat tiga metode berbeda yang disarankan yang mencerminkan ukuran cetakan, jumlah pukulan per lapisan, dan ukuran partikel maksimum dalam agregat tanah yang digunakan untuk pengujian. Ringkasan metode uji diberikan dalam Tabel 4.2 dan 4.3.

Contoh 4.1

Data uji laboratorium untuk uji Proctor standar disajikan dalam tabel. Tentukan berat satuan kering maksimum dan kadar air optimum.

Volume cetakan Proctor (cm ³)	Massa tanah basah dalam cetakan (kg)	Kadar air (%)
943.3	1.48	8.4
943.3	1.88	10.2
943.3	2.12	12.3
943.3	1.82	14.6
943.3	1.65	16.8

Solusi

Kita dapat menyiapkan tabel berikut:

Volume (cm ³)	Massa tanah basah (kg)	Kepadatan lembab (kg/m ³)	Kadar air, w (%)	Kepadatan kering, Pa(kg/m ³)
943.3	1.48	1568.96	8.4	1447.38
943.3	1.88	1993.00	10.2	1808.53
943.3	2.12	2247.43	12.3	2001.27
943.3	1.82	1929.40	14.6	1683.60
943.3	1.68	1780.98	16.8	1524.81

Grafik ρ_d terhadap w ditunjukkan pada Gambar 4.9. Dari grafik tersebut, kita dapat melihat

Kepadatan kering maksimum = 2020 kg/m³

Kadar air optimum = 13%

Contoh 4.2

Hitung berat satuan rongga udara nol (dalam kN/m³) untuk tanah dengan $G_s = 2,68$ pada kadar air 5, 10, 15, 20, dan 25%. Gambarkan grafik γ_{zav} terhadap kadar air.

Solusi

Dari Persamaan (4.3)

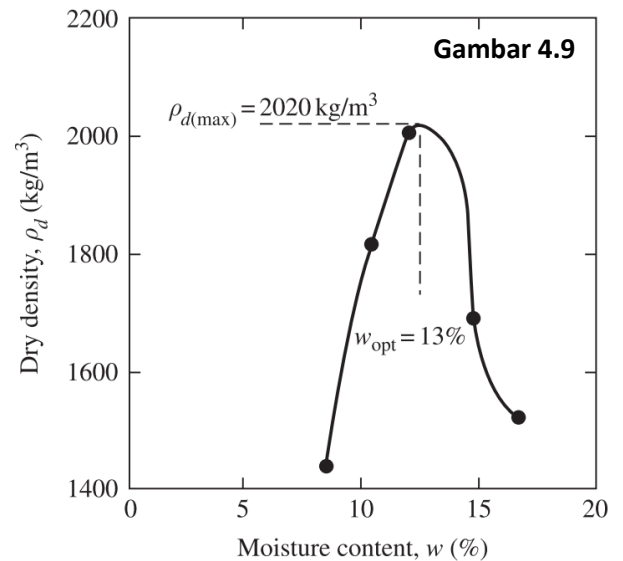
$$\gamma_{zav} = \frac{\gamma_w}{1 + \frac{1}{G_s}}$$

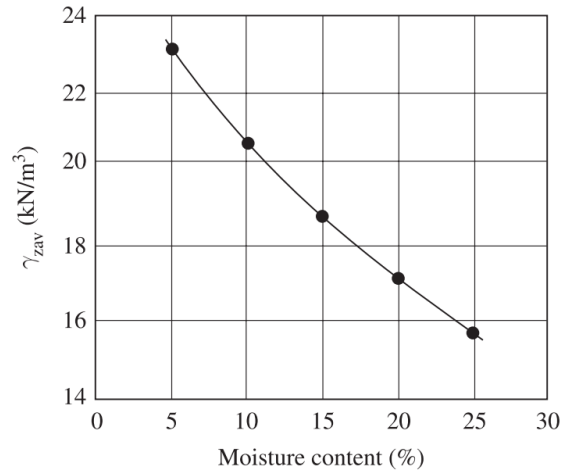
$$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3; G_s = 2.68$$

Lihat tabel berikut:

w (%)	γ_{zav} (kN/m ³)
5	23.18
10	20.73
15	18.75
20	17.12
25	15.74

Plot γ_{zav} terhadap w ditunjukkan pada Gambar 4.10





Gambar 4.10

4.5 HUBUNGAN EMPIRIS

Omar, dkk. (2003) baru-baru ini mempresentasikan hasil uji pemadatan Proctor yang dimodifikasi pada 311 sampel tanah. Dari sampel-sampel ini, 45 sampel merupakan tanah berkerikil (GP, GP-GM, GW, GW-GM, dan GM), 264 sampel merupakan tanah berpasir (SP, SP-SM, SW-SM, SW, SC-SM, SC, dan SM), dan dua sampel merupakan lempung dengan plastisitas rendah (CL). Semua uji pemadatan dilakukan menggunakan metode C ASTM 1557. Berdasarkan hasil uji, korelasi berikut dikembangkan.

$$\begin{aligned} \rho_{d(max)}(\text{kg/m}^3) &= [4.804.574G_s - 195.55(LL)^2 + 156.971(R\#4)^{0.5} \\ &\quad - 9.9527.830]^{0.5} \end{aligned} \quad (4.8)$$

$$\ln(w_{opt}) = 1.195 \times 10^{-4}(LL)^2 - 1.964G_s - 6.617 \times 10^{-5}(R\#4) + 7.651 \quad (4.9)$$

di mana

$\rho_{d(maks)}$ = berat jenis kering maksimum

w_{opt} = kadar air optimum

G_s = berat jenis padatan tanah

LL = batas cair, dalam persen

$R\#4$ = persen tertahan pada saringan No. 4

Baru-baru ini, Gurtug dan Sridharan (2004) mengusulkan korelasi untuk kadar air optimum dan berat satuan kering maksimum dengan batas plastis (PL) tanah kohesif. Korelasi ini dapat dinyatakan sebagai:

$$w_{opt}(\%) = [1.95 - 0.38(\log CE)](PL) \quad (4.10)$$

$$\gamma_{d(\max)}(\text{kN/m}^3) = 22.68e^{-0.0183w_{\text{opt}}(\%)} \quad (4.11)$$

di mana

PL = batas plastis (%)

CE = energi pemadatan (kN-m/m^3)

Untuk uji Proctor yang dimodifikasi, $CE = 2700 \text{ kN/m}^3$. Oleh karena itu,

$$w_{\text{opt}}(\%) \approx 0.65(PL)$$

Dimana

$$\gamma_{d(\max)}(\text{kN/m}^3) \approx 22.68e^{-0.0012(PL)}$$

4.6 PEMADATAN LAPANGAN

Sebagian besar pemadatan di lapangan dilakukan dengan rol. Ada empat jenis rol yang umum:

1. Rol roda halus (atau rol drum halus)
2. Rol ban karet pneumatik
3. Rol kaki domba
4. Rol getar

Rol roda halus (Gambar 4.11) cocok untuk pemadatan tanah dasar dan untuk pekerjaan akhir timbunan dengan tanah berpasir dan lempung. Rol ini memberikan cakupan 100% di bawah roda dengan tekanan kontak tanah setinggi $310\text{--}380 \text{ kN/m}^2$. Rol ini tidak cocok untuk menghasilkan berat jenis pemadatan yang tinggi jika digunakan pada lapisan yang lebih tebal.

Rol pneumatik berban karet (Gambar 4.12) lebih baik dalam banyak hal daripada rol roda halus. Rol berban karet adalah gerbong bermuatan berat dengan beberapa baris ban. Ban-ban ini berjarak rapat—empat hingga enam baris. Tekanan kontak di bawah ban dapat berkisar antara 600 hingga 700 kN/m^2 , dan menghasilkan cakupan 70% hingga 80%. Rol pneumatik dapat digunakan untuk pemadatan tanah berpasir dan lempung. Pemadatan dicapai dengan kombinasi tekanan dan aksi pengadukan.



Gambar 4.11 Rol roda halus (Courtesy of Ingram Compaction, LLC)



Gambar 4.12 Rol ban karet pneumatik (Courtesy of Ingram Compaction, LLC)

Rol kaki domba (Gambar 4.13) adalah drum dengan banyak tonjolan. Luas masing-masing tonjolan ini dapat berkisar antara 25 hingga 85 cm². Rol kaki domba paling efektif dalam pemadatan tanah lempung. Tekanan kontak di bawah tonjolan dapat berkisar antara 1380 hingga 6900 kN/m². Selama pemadatan di lapangan, lintasan awal memadatkan bagian bawah lift. Bagian atas dan tengah lift dipadatkan pada tahap selanjutnya.

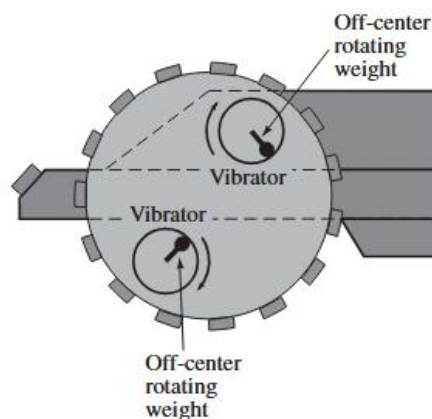
Rol getar sangat efisien dalam memadatkan tanah granular. Vibrator dapat dipasang pada rol roda halus, rol ban karet pneumatik, atau rol kaki domba untuk memberikan efek getar pada tanah. Gambar 4.14 mendemonstrasikan prinsip-prinsip rol getar. Getaran dihasilkan dengan memutar beban yang tidak berada di tengah.

Pelat getar genggam dapat digunakan untuk pemadatan tanah granular yang efektif pada area terbatas. Pelat getar juga dipasang secara berkelompok pada mesin, yang dapat digunakan di area yang kurang terbatas.

Selain jenis tanah dan kadar air, faktor-faktor lain harus dipertimbangkan untuk mencapai berat satuan pemadatan yang diinginkan di lapangan. Faktor-faktor ini meliputi ketebalan lift, intensitas tekanan yang diberikan oleh peralatan pemadat, dan area di mana tekanan diberikan. Tekanan yang diberikan di permukaan berkurang seiring bertambahnya kedalaman, sehingga mengakibatkan penurunan tingkat pemadatan tanah.



Gambar 4.13 Rol kaki domba (Courtesy of David A. Carroll, Austin, Texas)



Gambar 4.14 Prinsip-prinsip Rol Getar

Selama pemadatan, berat satuan kering tanah juga dipengaruhi oleh jumlah lintasan rol. Berat satuan kering tanah pada kadar air tertentu akan meningkat hingga titik tertentu seiring dengan jumlah lintasan rol. Setelah titik ini, beratnya akan tetap mendekati konstan. Dalam kebanyakan kasus, sekitar 10 hingga 15 lintasan rol menghasilkan berat satuan kering maksimum yang dapat dicapai secara ekonomis.

4.7 SPESIFIKASI UNTUK PEMADATAN LAPANGAN

Dalam sebagian besar spesifikasi untuk pekerjaan tanah, salah satu ketentuannya adalah bahwa kontraktor harus mencapai berat satuan kering lapangan yang dipadatkan sebesar 90% hingga 95% dari berat satuan kering maksimum yang ditentukan di laboratorium baik dengan uji Proctor standar maupun yang dimodifikasi. Spesifikasi ini sebenarnya untuk pemadatan relatif R , yang dapat dinyatakan sebagai

$$R (\%) = \frac{\gamma_{d(field)}}{\gamma_{d(max-lab)}} \times 100 \quad (4.12)$$

Dalam pemadatan tanah granular, spesifikasi terkadang ditulis dalam bentuk kepadatan relatif yang dibutuhkan, D_r , atau pemadatan. Kepadatan relatif tidak boleh disamakan dengan pemadatan relatif. Dari Bab 3, kita dapat menuliskan

$$D_r = \left[\frac{\gamma_{d(field)} - \gamma_{d(min)}}{\gamma_{d(max)} - \gamma_{d(min)}} \right] \left[\frac{\gamma_{d(max)}}{\gamma_{d(field)}} \right] \quad (4.13)$$

Dengan membandingkan Persamaan (4.12) dan (4.13), kita dapat melihat bahwa

$$R = \frac{R_0}{1 - D_r(1 - R_0)} \quad (4.14)$$

Di mana

$$R_0 = \frac{\gamma_{d(min)}}{\gamma_{d(max)}} \quad (4.15)$$

Berdasarkan pengamatan 47 sampel tanah, Lee dan Singh (1971) memiliki korelasi antara R dan D_r untuk tanah granular:

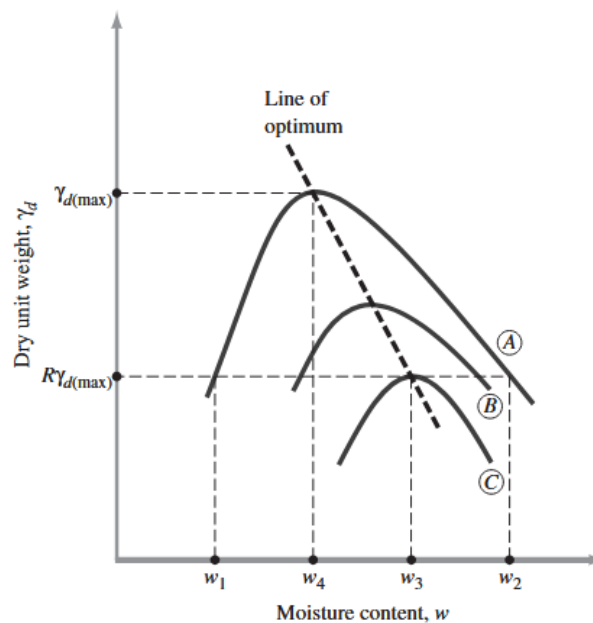
$$R = 80 + 0.2D_r \quad (4.16)$$

Spesifikasi untuk pemadatan lapangan berdasarkan pemadatan relatif atau kepadatan relatif adalah spesifikasi produk akhir. Kontraktor diharapkan mencapai berat satuan kering minimum terlepas dari prosedur lapangan yang diadopsi. Kondisi pemadatan yang paling ekonomis dapat dijelaskan dengan bantuan Gambar 4.15. Kurva pemadatan A, B, dan C adalah untuk tanah yang sama dengan upaya pemadatan yang bervariasi. Biarkan kurva A mewakili kondisi upaya pemadatan maksimum yang dapat diperoleh dari peralatan yang ada. Biarkan diperlukan untuk mencapai berat satuan kering minimum $\gamma_{d(field)} = R\gamma_{d(maks)}$. Untuk mencapai ini, kadar air w harus berada di antara w_1 dan w_2 . Namun, seperti yang dapat dilihat

dari kurva pemadatan $C, \gamma_{d(field)}$ yang diperlukan dapat dicapai dengan upaya pemadatan yang lebih rendah pada kadar air $w = w_3$.

Namun, dalam praktiknya, berat satuan lapangan yang dipadatkan sebesar $\gamma_{d(field)} = R\gamma_{d(max)}$ tidak dapat dicapai dengan upaya pemadatan minimum karena tidak memberikan margin kesalahan dengan mempertimbangkan variabilitas kondisi lapangan. Oleh karena itu, peralatan dengan upaya pemadatan sedikit lebih dari minimum harus digunakan. Kurva pemadatan B merepresentasikan kondisi ini. Sekarang dapat dilihat dari Gambar 4.15 bahwa kadar air yang paling ekonomis adalah antara w_3 dan w_4 . Perhatikan bahwa $w = w_4$ adalah kadar air optimum untuk kurva A, yang merupakan upaya pemadatan maksimum.

Konsep yang dijelaskan dalam paragraf sebelumnya, bersama dengan Gambar 4.15, secara historis dikaitkan dengan Seed (1964), yang merupakan tokoh terkemuka dalam rekayasa geoteknik modern. Gagasan ini diuraikan secara lebih rinci dalam Holtz dan Kovacs (1981).



Gambar 4.15 Kondisi pemadatan paling ekonomis

4.8 PENENTUAN BERAT SATUAN LAPANGAN SETELAH PEMADATAN

Ketika pekerjaan pemadatan sedang berlangsung di lapangan, penting untuk mengetahui apakah berat satuan yang ditentukan telah tercapai atau belum. Tiga prosedur standar digunakan untuk menentukan berat satuan lapangan pemadatan:

1. Metode kerucut pasir
2. Metode balon karet
3. Metode nuklir

Berikut adalah penjelasan singkat dari masing-masing metode ini.



Gambar 4.16 Stoples plastik dan kerucut logam untuk alat kerucut pasir (Catatan: Stoples diisi dengan pasir Ottawa.)

Metode Kerucut Pasir (Penunjukan ASTM D-1556)

Perangkat kerucut pasir terdiri dari toples kaca atau plastik dengan kerucut logam yang terpasang di atasnya (Gambar 4.16). Toples tersebut diisi dengan pasir Ottawa kering yang sangat seragam. Berat toples, kerucut, dan pasir yang mengisi toples ditentukan (W_1). Di lapangan, sebuah lubang kecil digali di area tempat tanah telah dipadatkan. Jika berat tanah lembap yang digali dari lubang (W_2) ditentukan dan kadar air tanah galian diketahui, berat kering tanah (W_3) dapat ditemukan sebagai

$$W_3 = \frac{W_2}{1 + \frac{w(\%)}{100}} \quad (4.17)$$

di mana w = kadar air.

Setelah lubang digali, kerucut dengan toples berisi pasir yang terpasang dibalik dan diletakkan di atas lubang (Gambar 4.17). Pasir dibiarkan mengalir keluar dari toples ke dalam lubang dan kerucut. Setelah lubang dan kerucut terisi, berat toples, kerucut, dan sisa pasir di dalam toples ditentukan (W_4), sehingga

$$W_5 = W_1 - W_4 \quad (4.18)$$

di mana W_5 = berat pasir untuk mengisi lubang dan kerucut.

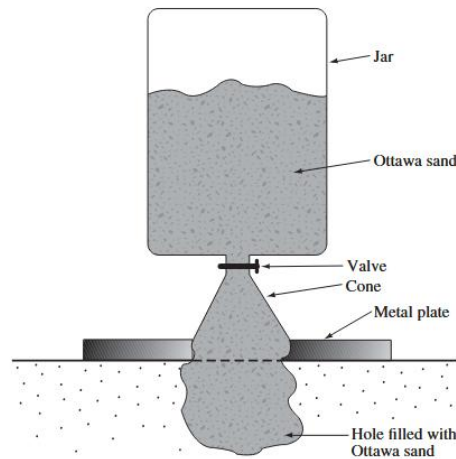
Volume lubang yang digali sekarang dapat ditentukan sebagai

$$V = \frac{W_5 - W_c}{\gamma_{d(sand)}} \quad (4.19)$$

di mana

W_c = berat pasir untuk mengisi kerucut saja

$\gamma_{d(sand)}$ = berat satuan kering pasir Ottawa yang digunakan



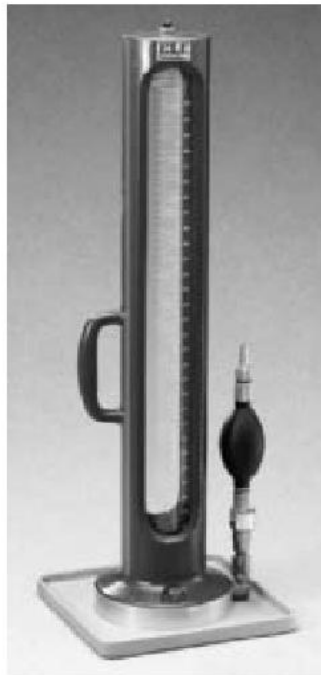
Gambar 4.17 Berat satuan lapangan dengan metode kerucut pasir

Nilai W_c dan $\gamma_{d(sand)}$ ditentukan dari kalibrasi yang dilakukan di laboratorium. Berat satuan kering pemadatan yang dilakukan di lapangan sekarang dapat ditentukan sebagai

$$\gamma_d = \frac{\text{Berat kering tanah yang digali}}{\text{Volume Lubang}} = \frac{W_c}{V} \quad (4.20)$$

Metode Balon Karet (Penunjukan ASTM D-2167)

Prosedur untuk metode balon karet serupa dengan metode kerucut pasir; lubang uji dibuat, dan berat basah tanah yang dikeluarkan dari lubang beserta kadar airnya ditentukan. Namun, volume lubang ditentukan dengan memasukkan balon karet berisi air dari bejana terkalibrasi ke dalam lubang, yang volumenya dapat langsung dibaca. Berat satuan kering tanah yang dipadatkan dapat ditentukan dengan menggunakan Persamaan (4.17). Gambar 4.18 menunjukkan bejana terkalibrasi yang digunakan dalam metode ini.



Gambar 4.18 Bejana yang dikalibrasi untuk metode balon karet untuk penentuan berat satuan lapangan (Courtesy of ELE International)



Gambar 4.19 Alat Ukur Kepadatan Nuklir (Courtesy of Braja Das)

Metode Nuklir

Alat ukur kepadatan nuklir kini sering digunakan untuk menentukan berat jenis kering tanah yang dipadatkan. Alat ukur kepadatan ini beroperasi baik di lubang bor maupun dari permukaan tanah. Alat ini mengukur berat tanah basah per satuan volume dan juga berat air yang terdapat dalam satuan volume tanah. Berat jenis kering tanah yang dipadatkan dapat ditentukan dengan mengurangi berat air dari berat jenis tanah yang lembap. Gambar 4.19 menunjukkan foto alat ukur kepadatan nuklir.

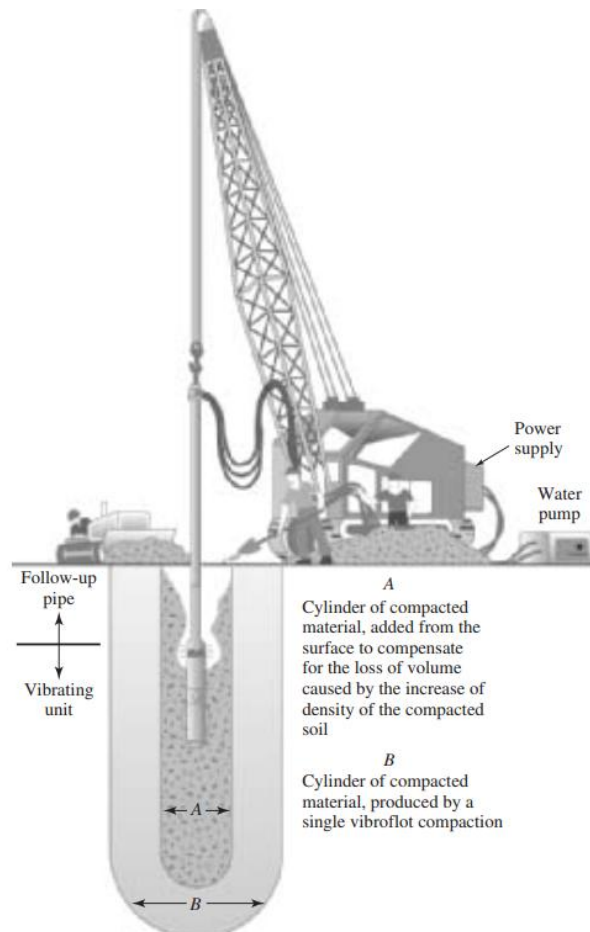
4.9 TEKNIK PEMADATAN KHUSUS

Beberapa jenis teknik pemadatan khusus telah dikembangkan untuk pemadatan dalam tanah di lokasi, dan teknik ini digunakan di lapangan untuk pekerjaan pemadatan skala besar. Di antara metode-metode ini, metode yang populer adalah vibroflotasi, pemadatan dinamis, dan peledakan. Rincian metode-metode ini disajikan pada bagian berikut.

Vibroflotasi

Vibroflotasi adalah teknik pemadatan in situ lapisan tebal endapan tanah granular lepas. Teknik ini dikembangkan di Jerman pada tahun 1930-an. Alat vibroflotasi pertama digunakan di Amerika Serikat sekitar 10 tahun kemudian. Proses ini melibatkan penggunaan Vibroflot (juga disebut unit getar), yang panjangnya sekitar 2,1 m (seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.20). Unit getar ini memiliki pemberat eksentrik di dalamnya dan dapat

menghasilkan gaya sentrifugal, yang memungkinkan unit getar bergetar secara horizontal. Terdapat lubang di bagian bawah dan atas unit getar untuk semburan air. Unit getar terpasang pada pipa lanjutan. Gambar 4.20 menunjukkan seluruh rangkaian peralatan yang diperlukan untuk melakukan pemadatan di lapangan.



Gambar 4.20 Unit vibroflotasi

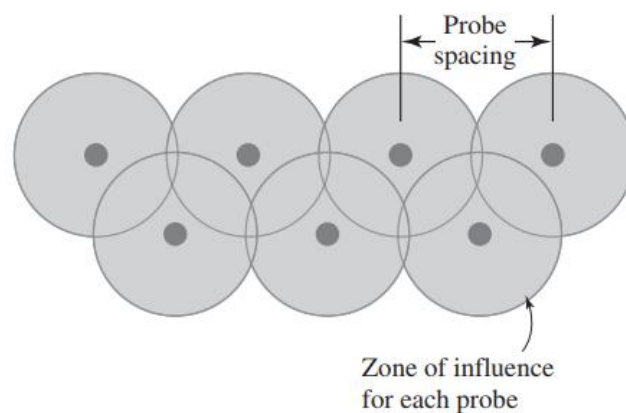
Seluruh proses pemadatan vibroflotasi di lapangan dapat dibagi menjadi empat tahap:

- Tahap 1** : Jet di bagian bawah Vibroflot dinyalakan dan diturunkan ke dalam tanah.
- Tahap 2** : Jet air menciptakan kondisi cepat di dalam tanah dan memungkinkan unit getar meresap ke dalam tanah.
- Tahap 3** : Material granular dituangkan dari atas lubang. Air dari jet bawah dialirkan ke jet di bagian atas unit getar. Air ini membawa material granular ke dalam lubang.
- Tahap 4** : Unit getar dinaikkan secara bertahap dengan ketinggian sekitar 0,3 m dan ditahan sambil bergetar selama sekitar 30 detik pada setiap pengangkatan. Proses ini memadatkan tanah hingga mencapai berat satuan yang diinginkan.

Untuk unit getar, unit listrik 23 kW telah digunakan di AS sejak akhir tahun 1940-an. Unit 75 kW diperkenalkan pada awal tahun 1970-an. Deskripsi umum unit Vibroflot listrik dan hidrolik 75 kW adalah sebagai berikut:

A. Ujung bergetar	
Panjang	2,1 m
Diameter	406mm
Berat	17,8 kN
Pergerakan maksimal saat penuh	12,5mm
Gaya sentrifugal	160 kN
B. Eksentrik	
Berat	1,2 kN
Mengimbangi	38mm
Panjang	610mm
Kecepatan	1800 rpm
C. Pompa	
Laju aliran operasi	0-1,6 m ³ /menit
Tekanan	700-1050 kN/m ²

Zona pemadatan di sekitar satu probe bervariasi tergantung jenis Vibroflot yang digunakan. Zona pemadatan silinder memiliki radius sekitar 2 m untuk unit 23 kW. Radius ini dapat meluas hingga sekitar 3 m untuk unit 75 kW.



Gambar 4.21 Jarak antar probe untuk vibroflotasi

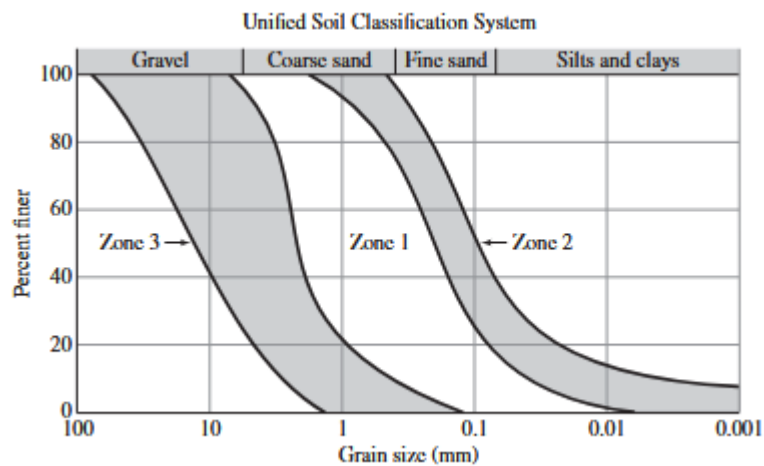
Pemadatan dengan vibroflotasi dilakukan dalam berbagai jarak probe, tergantung pada zona pemadatan. Jarak ini ditunjukkan pada Gambar 4.21. Kapasitas pemadatan tanah in situ yang berhasil bergantung pada beberapa faktor, yang terpenting adalah distribusi ukuran butiran tanah dan jenis timbunan yang digunakan untuk mengisi lubang selama periode penarikan Vibroflot. Kisaran distribusi ukuran butiran tanah in situ yang ditandai Zona 1 pada Gambar 4.22 paling sesuai untuk pemadatan dengan vibroflotasi. Tanah yang mengandung partikel pasir halus dan lanau dalam jumlah berlebihan sulit untuk dipadatkan, dan diperlukan upaya yang cukup besar untuk mencapai kepadatan pemadatan relatif yang tepat. Zona 2 pada Gambar 4.22 merupakan perkiraan batas bawah distribusi ukuran butiran yang memungkinkan

pemadatan dengan vibroflotasi efektif. Endapan tanah yang distribusi ukuran butirannya berada di Zona 3 mengandung kerikil dalam jumlah yang cukup besar. Untuk tanah-tanah ini, laju penetrasi probe mungkin lambat dan mungkin terbukti tidak ekonomis dalam jangka panjang.

Distribusi ukuran butiran material timbunan merupakan faktor penting yang mengendalikan laju pemadatan. Brown (1977) telah mendefinisikan suatu besaran yang disebut angka kesesuaian untuk penilaian timbunan sebagai

$$S_N = 1.7 \sqrt{\frac{3}{(D_{30})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \quad (4.21)$$

di mana D_{50} , D_{20} , dan D_{10} adalah diameter (dalam mm) yang masing-masing dilalui 50, 20, dan 10% material.



Gambar 4.22 Rentang efektif distribusi ukuran butir tanah untuk vibroflotasi

Semakin kecil nilai S_N , semakin baik material timbunan. Berikut adalah sistem peringkat timbunan yang diusulkan oleh Brown:

Rentang S_N	Peringkat sebagai Isi Ulang
0 – 10	Bagus Sekali
10 – 20	Bagus
20 – 30	Seimbang
30 – 50	Kurang
> 50	Tidak Cocok

Pemadatan Dinamis

Pemadatan dinamis adalah teknik yang telah populer di Amerika Serikat untuk pemadatan endapan tanah granular. Proses ini terutama terdiri dari menjatuhkan beban berat

berulang kali ke tanah secara berkala. Berat palu yang digunakan bervariasi antara 80 hingga 360 kN, dan tinggi jatuhnya palu bervariasi antara 7,5 dan 30,5 m. Gelombang tegangan yang dihasilkan oleh jatuhnya palu membantu pemadatan. Tingkat pemadatan yang dicapai di lokasi tertentu bergantung pada tiga faktor berikut:

1. Berat palu
2. Tinggi jatuhnya palu
3. Jarak antar lokasi jatuhnya palu

Leonards, Cutter, dan Holtz (1980) mengemukakan bahwa kedalaman pengaruh yang signifikan terhadap pemadatan dapat didekati dengan menggunakan persamaan

$$D \approx \left(\frac{1}{2}\right) \sqrt{W_H h} \quad (4.22)$$

di mana

D = kedalaman pemadatan yang signifikan (m)

W_H = berat jatuh (metrik ton)

h = tinggi jatuh (m)

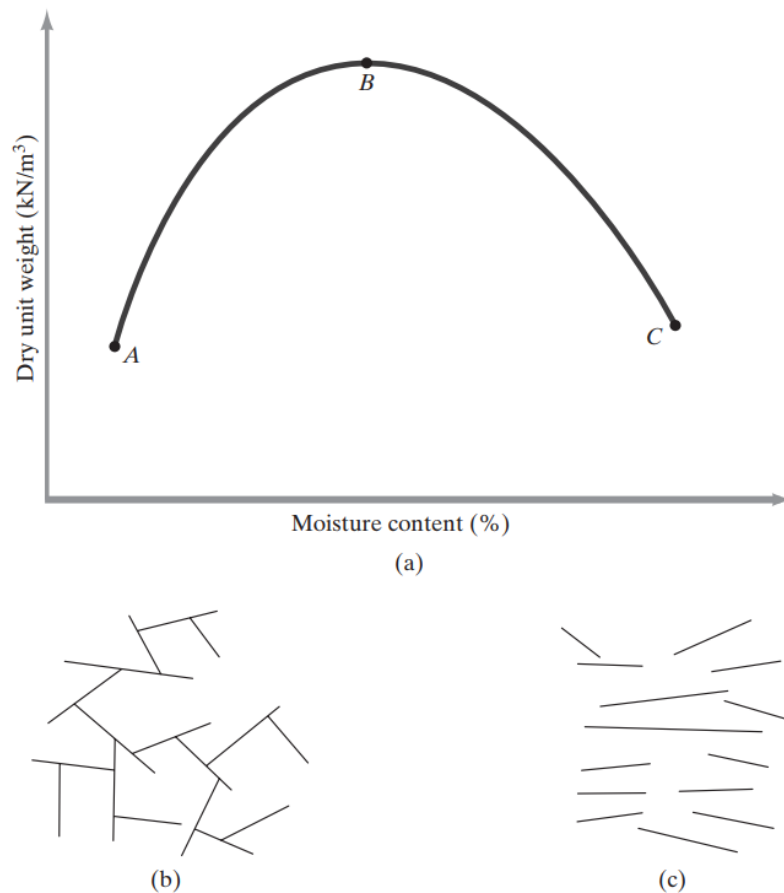
Peledakan

Peledakan adalah teknik yang telah berhasil digunakan dalam banyak proyek untuk pemadatan tanah granular. Ukuran butiran tanah yang umum digunakan untuk pemadatan dengan peledakan sama dengan ukuran butiran tanah untuk pemadatan dengan vibroflotasi. Proses ini melibatkan peledakan bahan peledak seperti dinamit 60% pada kedalaman tertentu di bawah permukaan tanah pada tanah jenuh. Jarak lateral bahan peledak bervariasi antara sekitar 3 hingga 10 m. Tiga hingga lima peledakan yang berhasil biasanya diperlukan untuk mencapai pemadatan yang diinginkan. Pemadatan hingga kepadatan relatif sekitar 80% dan hingga kedalaman sekitar 20 m di area yang luas dapat dengan mudah dicapai dengan menggunakan proses ini. Biasanya, bahan peledak ditempatkan pada kedalaman sekitar dua pertiga dari ketebalan lapisan tanah yang ingin dipadatkan.

4.10 PENGARUH PEMADATAN TERHADAP SIFAT TANAH KOHESIF

Pemadatan menyebabkan variasi struktur tanah kohesif, yang selanjutnya memengaruhi sifat fisik seperti konduktivitas hidrolik dan kuat geser. Hal ini dapat dijelaskan dengan mengacu pada Gambar 4.23. Gambar 4.23a menunjukkan kurva pemadatan (yaitu, variasi berat jenis kering versus kadar air). Jika lempung dipadatkan dengan kadar air pada sisi kering optimum, seperti yang ditunjukkan oleh titik A , lempung tersebut akan memiliki struktur flokulan (yaitu, orientasi partikel yang longgar dan acak), seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.23b. Setiap partikel lempung, pada saat ini, memiliki lapisan tipis air yang teradsorpsi dan lapisan air ganda yang lebih tebal dan kental. Dalam hal ini, partikel-partikel lempung tersebut disatukan oleh gaya tarik elektrostatis dari tepi bermuatan positif ke

permukaan bermuatan negatif. Pada kadar air rendah, lapisan ganda ion yang tersebar di sekitar partikel lempung tidak dapat terbentuk secara bebas.

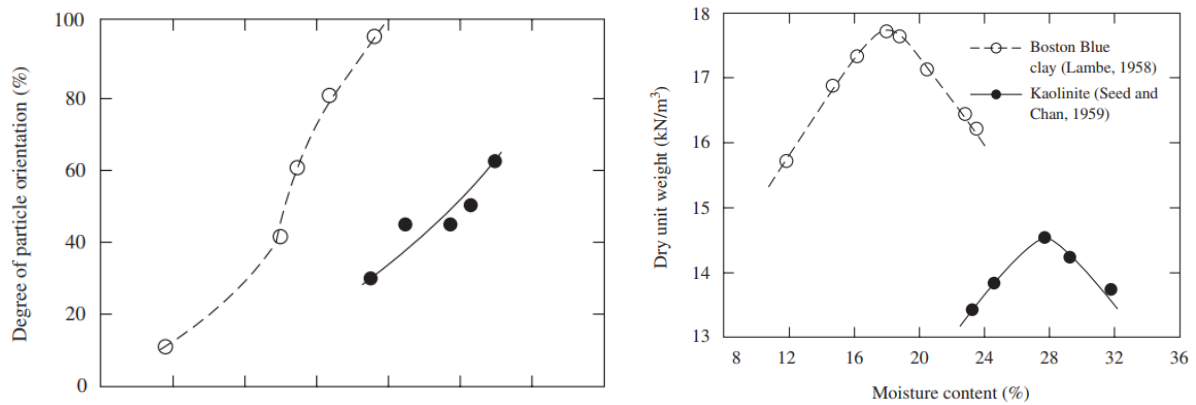


Gambar 4.23 (a) Kurva pemadatan tanah lempung, (b) struktur flokulan partikel lempung, (c) struktur terdispersi partikel lempung

Ketika kadar air pemadatan ditingkatkan, seperti yang ditunjukkan oleh titik B, lapisan ganda yang menyebar di sekitar partikel mengembang, sehingga meningkatkan tolakan antara partikel lempung dan memberikan derajat flokulasi yang lebih rendah dan berat satuan kering yang lebih tinggi. Peningkatan kadar air yang terus-menerus dari B ke C akan mengembangkan lapisan ganda lebih banyak, dan ini akan menghasilkan peningkatan tolakan yang terus-menerus antara partikel. Ini akan memberikan derajat orientasi partikel yang lebih besar dan struktur yang lebih atau kurang terdispersi (Gambar 4.23c).

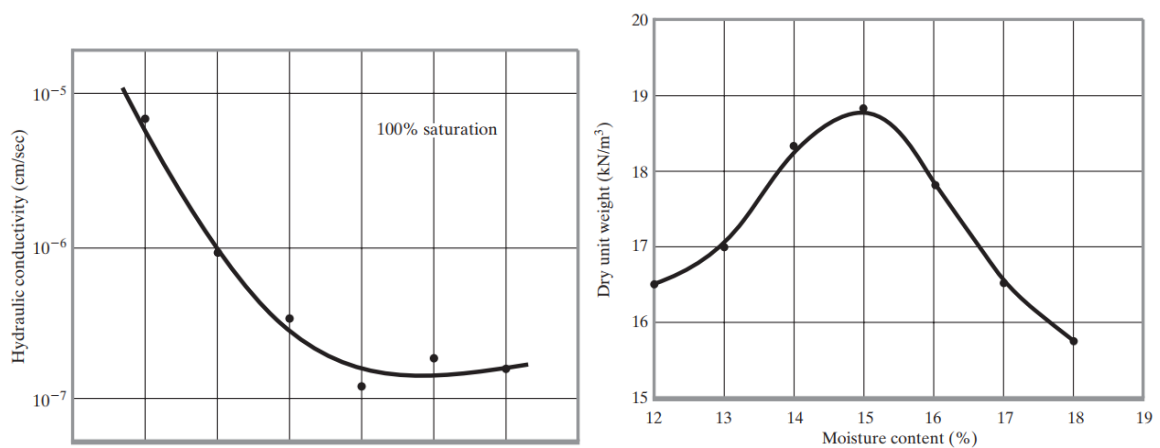
Namun, berat satuan kering akan berkurang karena air yang ditambahkan akan mengencerkan konsentrasi padatan tanah per satuan volume. Penting juga untuk menunjukkan bahwa pada kadar air tertentu, upaya pemadatan yang lebih tinggi cenderung memberikan orientasi yang lebih paralel pada partikel lempung, sehingga memberikan struktur yang lebih terdispersi. Partikel-partikel lebih dekat, dan tanah memiliki berat satuan pemadatan yang lebih tinggi. Gambar 4.24 menunjukkan derajat orientasi partikel terhadap kadar air untuk lempung Boston Blue yang dipadatkan (Lambe, 1958) dan kaolinit.

Untuk tanah dan energi pemadatan tertentu, konduktivitas hidrolik (Bab 5) akan berubah seiring dengan kadar air cetakan saat pemadatan dilakukan. Gambar 4.25 menunjukkan sifat umum variasi konduktivitas hidrolik terhadap berat satuan kering dan kadar air cetakan. Konduktivitas hidrolik, yang merupakan ukuran seberapa mudah air mengalir melalui tanah, menurun seiring dengan peningkatan kadar air. Nilai ini mencapai minimum pada kadar air optimum. Di atas kadar air optimum, konduktivitas hidrolik sedikit meningkat.

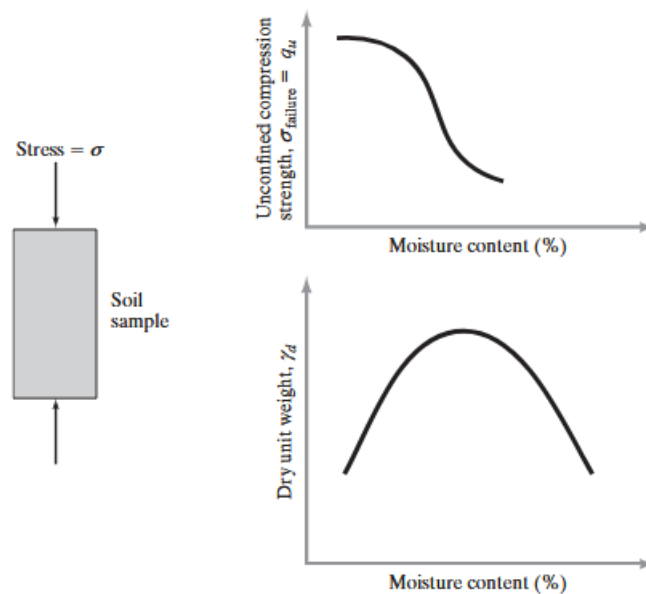


Gambar 4.24 Variasi derajat orientasi partikel terhadap kadar air cetakan

Kekuatan tanah lempung yang dipadatkan (lihat Bab 8) umumnya menurun seiring dengan kadar air cetakan. Hal ini ditunjukkan pada Gambar 4.26. Perhatikan bahwa pada kadar air yang mendekati optimum, terdapat kehilangan kekuatan yang besar. Ini berarti bahwa jika dua sampel dipadatkan dengan berat satuan kering yang sama, salah satunya pada sisi kering optimum, dan yang lainnya pada sisi basah optimum, spesimen yang dipadatkan pada sisi kering optimum (yaitu, dengan struktur flokulan), akan menunjukkan kekuatan yang lebih besar.



Gambar 4.25 Pengaruh pemadatan terhadap konduktivitas hidrolik lempung lanau



Gambar 4.26 Pengaruh pemadatan terhadap kekuatan tanah lempung

Latihan Soal

- 4.1. Data uji laboratorium untuk uji Proctor standar diberikan di bawah ini. Tentukan kerapatan satuan kering maksimum dan kadar air optimum.

Volume cetakan Proctor (cm ³)	Massa tanah basah dalam cetakan (kg)	Kadar air (%)
943.3	1.78	5.0
943.3	1.87	7.5
943.3	1.95	10.0
943.3	1.98	12.5
943.3	2.02	15.0
943.3	1.97	17.5
943.3	1.91	20.0

- 4.2. Untuk tanah yang dijelaskan pada Soal 4.1, dengan $G_s = 2,78$. Tentukan (pada kadar air optimum):
- Rasio pori
 - Derajat kejenuhan.
- 4.3. Hasil uji Proctor standar disajikan dalam tabel berikut. Tentukan berat satuan kering maksimum pemadatan dan kadar air optimum. Tentukan juga kadar air yang dibutuhkan untuk mencapai 95% dari $\gamma_{d(maks)}$.

Volume cetakan Proctor (cm ³)	Massa tanah basah dalam cetakan (kg)	Kadar air (%)
943.3	1.47	10.0
943.3	1.83	12.5
943.3	2.02	15.0

943.3	1.95	17.5
943.3	1.73	20.0
943.3	1.69	22.5

- 4.4. Hitung kerapatan rongga udara nol untuk tanah dengan $G_s = 2,70$ pada kadar air 5, 10, 15, 20, dan 25%. Gambarkan grafik e terhadap kadar air.
- 4.5. Usulan timbunan timbunan membutuhkan 3500 m³ tanah padat. Rasio rongga timbunan padat ditetapkan sebesar 0,65. Tersedia empat lubang galian, sebagaimana dijelaskan dalam tabel berikut, yang mencantumkan rasio rongga tanah masing-masing dan biaya per meter kubik untuk memindahkan tanah ke lokasi konstruksi yang diusulkan. Lakukan perhitungan yang diperlukan untuk memilih lubang galian tempat tanah akan dibeli guna meminimalkan biaya. Asumsikan G_s sama di semua lubang galian.

Borrow pit	Rasio Kekosongan	Biaya (\$/m ³)
A	0.85	9
B	1.2	6
C	0.95	7
D	0.75	10

- 4.6. Berat satuan kering maksimum dan minimum pasir ditentukan di laboratorium sebesar 17,5 kN/m³ dan 14,8 kN/m³. Berapa kepadatan relatif di lapangan jika kepadatan relatifnya 70%?
- 4.7. Kepadatan relatif pasir di lapangan adalah 92%. Berat satuan kering maksimum dan minimum pasir masing-masing adalah 16,2 kN/m³ dan 14,6 kN/m³. Untuk kondisi lapangan, tentukan
- Berat satuan kering
 - Kepadatan relatif pemadatan
 - Berat satuan basah pada kadar air 10%
- 4.8. Kadar air in situ suatu tanah adalah 16% dan berat satuan basahnya adalah 17,3 kN/m³. Berat jenis padatan tanah adalah 2,72. Tanah ini akan digali dan diangkut ke lokasi konstruksi untuk digunakan sebagai timbunan yang dipadatkan. Jika spesifikasi mengharuskan tanah dipadatkan hingga berat satuan kering minimum 18,1 kN/m³ pada kadar air yang sama sebesar 16%, berapa meter kubik tanah dari lokasi penggalian yang dibutuhkan untuk menghasilkan 2000 m³ timbunan padat?
- 4.9. Hasil uji pemadatan laboratorium pada tanah lempung tercantum dalam tabel.

Kadar Air (%)	Berat Satuan Kering (kN/m ³)
---------------	--

6	14.80
8	17.45
9	18.52
11	18.9
12	18.5
14	16.9

Berikut adalah hasil uji penentuan berat satuan lapangan pada tanah yang sama dengan metode kerucut pasir:

- Kepadatan kering pasir Ottawa terkalibrasi = 1570 kg/m^3
- Massa pasir Ottawa terkalibrasi untuk mengisi kerucut = 0,545 kg
- Massa toples + kerucut + pasir (sebelum digunakan) = 7,59 kg
- Massa toples + kerucut + pasir (setelah digunakan) = 4,78 kg
- Massa tanah lembap dari lubang = 3,007 kg
- Kadar air tanah lembap = 10,2%

Tentukan

- Berat satuan kering pemadatan di lapangan
- Pemadatan relatif di lapangan

4.10. Berikut adalah hasil untuk material timbunan yang digunakan dalam proyek vibroflotasi:

$$D_{10} = 0,11 \text{ mm}; D_{20} = 0,19 \text{ mm}; D_{50} = 1,3 \text{ mm}$$

Tentukan angka stabilitas, SN. Berapa peringkatnya sebagai timbunan kembali?

4.11. Untuk uji pemadatan dinamis, berat palu = 15 metrik ton; tinggi jatuhan = 12 m. Tentukan kedalaman pengaruh yang signifikan untuk pemadatan D dalam meter.

BAB 5

KONDUKTIVITAS HIDROLIK DAN REMBESAN

Tanah memiliki rongga-rongga yang saling terhubung yang melaluinya air dapat mengalir dari titik-titik berenergi tinggi ke titik-titik berenergi rendah. Studi aliran air melalui media tanah berpori penting dalam mekanika tanah. Hal ini diperlukan untuk memperkirakan kuantitas rembesan bawah tanah dalam berbagai kondisi hidrolik, untuk menyelidiki masalah yang melibatkan pemompaan air untuk konstruksi bawah tanah, dan untuk membuat analisis stabilitas bendungan tanah dan struktur penahan tanah yang mengalami gaya rembesan.

5.1 KONDUKTIVITAS HIDROLIK

Persamaan Bernoulli

Dari mekanika fluida kita mengetahui bahwa, menurut persamaan Bernoulli, tinggi total pada suatu titik di dalam air yang bergerak dapat ditentukan oleh jumlah tinggi tekanan, kecepatan, dan elevasi, atau

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + Z \quad (5.1)$$

di mana

h = tinggi tekan total

u = tekanan

v = kecepatan

g = percepatan gravitasi

γ_w = berat satuan air

Perhatikan bahwa tinggi tekan elevasi, Z , adalah jarak vertikal suatu titik di atas atau di bawah bidang datum. Tinggi tekan adalah tekanan air, u , pada titik tersebut dibagi dengan berat satuan air, γ_w .

Jika persamaan Bernoulli diterapkan pada aliran air melalui media tanah berpori, suku yang memuat tinggi kecepatan dapat diabaikan karena kecepatan rembesan kecil. Maka tinggi total pada setiap titik dapat direpresentasikan secara memadai oleh

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + Z \quad (5.2)$$

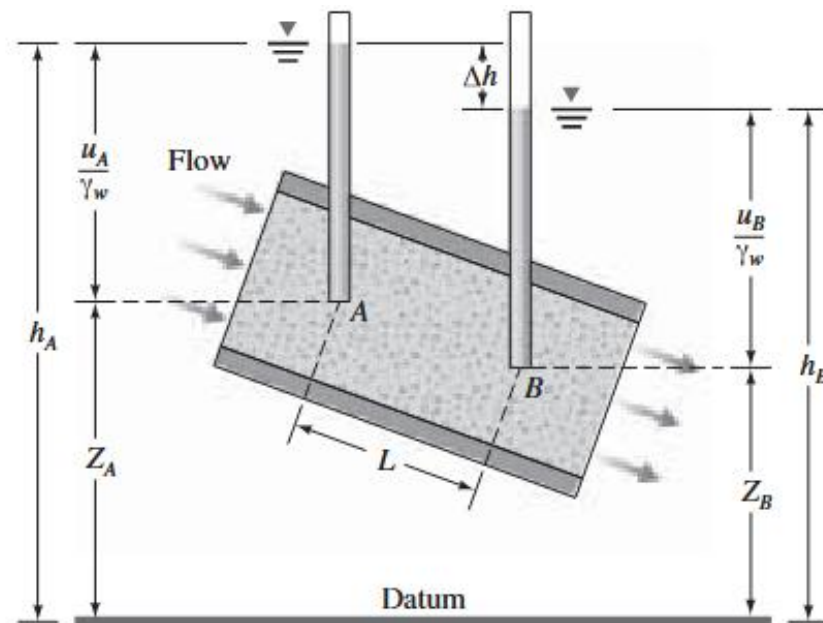
Gambar 5.1 menunjukkan hubungan antara tekanan, elevasi, dan tinggi total untuk aliran air melalui tanah. Pipa tegak terbuka yang disebut piezometer dipasang di titik A dan B. Ketinggian air yang naik di dalam tabung piezometer yang terletak di titik A dan B masing-masing dikenal sebagai tinggi piezometrik titik A dan B. Tinggi tekanan di suatu titik adalah tinggi kolom vertikal air di dalam piezometer yang terpasang di titik tersebut.

Kehilangan tinggi tekan antara dua titik, A dan B , dapat dinyatakan dengan

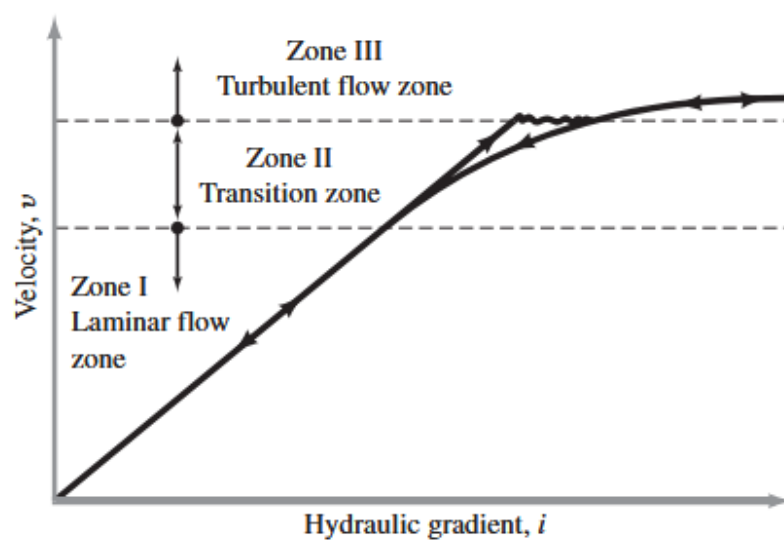
$$\Delta h = h_A - h_B = \left(\frac{u_A}{\gamma_w} + Z_A \right) - \left(\frac{u_B}{\gamma_w} + Z_B \right) \quad (5.3)$$

Kehilangan head, Δh , dapat dinyatakan dalam bentuk nondimensi sebagai

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (5.4)$$



Gambar 5.1 Tekanan, elevasi, dan total head untuk aliran air melalui tanah



Gambar 5.2 Sifat variasi v dengan gradien hidrolik, i

Di mana

i = gradien hidrolik

L = jarak antara titik A dan B—yaitu, panjang aliran di mana kehilangan tinggi tekan terjadi
Secara umum, variasi kecepatan, v , dengan gradien hidrolik, i , seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.2. Gambar ini dibagi menjadi tiga zona:

1. Zona aliran laminar (Zona I)
2. Zona transisi (Zona II)
3. Zona aliran turbulen (Zona III)

Ketika gradien hidrolik ditingkatkan secara bertahap, aliran tetap laminar di Zona I dan II, dan kecepatan, v , memiliki hubungan linier dengan gradien hidrolik. Pada gradien hidrolik yang lebih tinggi, aliran menjadi turbulen (Zona III). Ketika gradien hidrolik dikurangi, kondisi aliran laminar hanya ada di Zona I.

Pada sebagian besar tanah, aliran air melalui ruang hampa dapat dianggap laminar; dengan demikian,

$$v \propto i \quad (5.5)$$

Pada batuan rekahan, batu, kerikil, dan pasir yang sangat kasar, kondisi aliran turbulen mungkin terjadi, dan Persamaan (5.5) mungkin tidak valid.

5.2 HUKUM DARCY

Pada tahun 1856, Henri Philibert Gaspard Darcy menerbitkan persamaan empiris sederhana untuk kecepatan debit air melalui tanah jenuh. Persamaan ini terutama didasarkan pada pengamatan Darcy tentang aliran air melalui pasir bersih dan diberikan sebagai

$$v = ki \quad (5.6)$$

di mana

v = kecepatan debit, yang merupakan kuantitas air yang mengalir dalam satuan waktu melalui satuan luas penampang bruto tanah yang tegak lurus terhadap arah aliran.

k = konduktivitas hidrolik (atau dikenal sebagai koefisien permeabilitas).

Konduktivitas hidrolik dinyatakan dalam cm/detik atau m/detik, dan debit dinyatakan dalam m^3 . Perlu ditekankan bahwa panjangnya dinyatakan dalam mm atau m, sehingga, dalam hal ini, konduktivitas hidrolik seharusnya dinyatakan dalam mm/detik, bukan cm/detik. Namun, insinyur geoteknik tetap menggunakan cm/detik sebagai satuan untuk konduktivitas hidrolik. Perhatikan bahwa Persamaan (5.6) mirip dengan Persamaan (5.5); keduanya berlaku untuk kondisi aliran laminar dan dapat diterapkan untuk berbagai jenis tanah. Dalam Persamaan (5.6), v adalah kecepatan debit air berdasarkan luas penampang bruto tanah. Namun,

kecepatan air aktual (yaitu, kecepatan rembesan) melalui ruang hampa lebih besar dari v . Hubungan antara kecepatan debit dan kecepatan rembesan dapat diturunkan dengan mengacu pada Gambar 5.3, yang menunjukkan tanah dengan panjang L dengan luas penampang kotor A . Jika kuantitas air yang mengalir melalui tanah dalam satuan waktu adalah q , maka

$$q = vA = A_v v_s \quad (5.7)$$

di mana

v_s = kecepatan rembesan

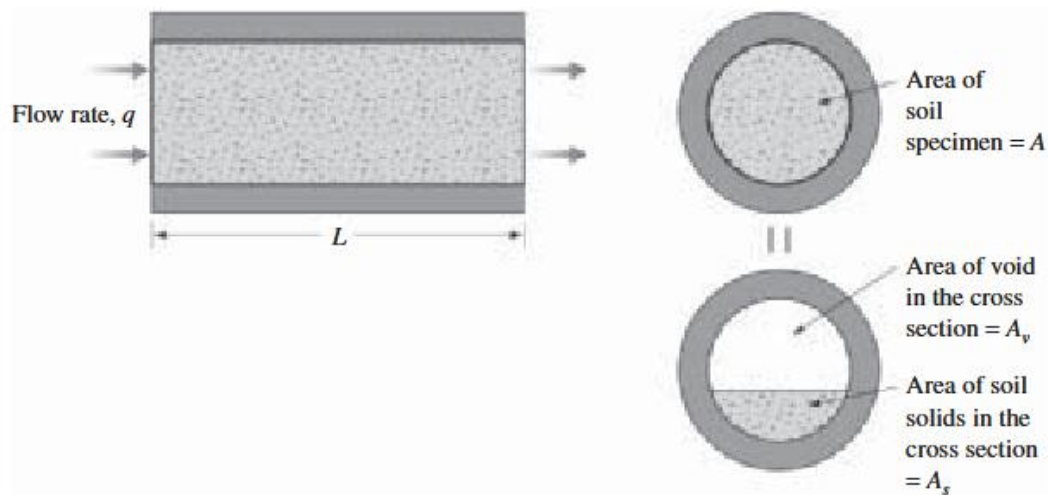
A_v = luas rongga pada penampang spesimen

Namun,

$$A = A_v + A_s \quad (5.8)$$

dimana A_s = luas padatan tanah pada penampang spesimen. Menggabungkan Persamaan (5.7) dan (5.8) menghasilkan

$$q = v(A_v + A_s) = A_v v_s$$



Gambar 5.3 Turunan Persamaan (5.10)

Atau

$$v_s = \frac{v(A_v + A_s)}{A_v} = \frac{v(A_v + A_s)L}{A_v L} = \frac{v(V_v + V_s)}{V_v} \quad (5.9)$$

di mana

V_v = volume rongga dalam spesimen

V_s = volume padatan tanah dalam spesimen

Persamaan (5.9) dapat ditulis ulang menjadi

$$v_s = v \left[\frac{1 + \left(\frac{V_v}{V_s} \right)}{\frac{V_v}{V_s}} \right] = v \left(\frac{1 + e}{e} \right) = \frac{v}{n} \quad (5.10)$$

di mana

e = rasio pori

n = porositas

Perlu diingat bahwa istilah kecepatan aktual dan kecepatan rembesan didefinisikan dalam arti rata-rata. Kecepatan aktual dan kecepatan rembesan akan bervariasi tergantung lokasinya di dalam volume pori tanah.

5.3 KONDUKTIVITAS HIDROLIK

Konduktivitas hidrolik tanah bergantung pada beberapa faktor: viskositas fluida, distribusi ukuran pori, distribusi ukuran butir, rasio pori, kekasaran partikel mineral, dan derajat kejenuhan tanah. Pada tanah lempung, struktur memainkan peran penting dalam konduktivitas hidrolik. Faktor utama lain yang memengaruhi konduktivitas hidrolik lempung adalah konsentrasi ionik dan ketebalan lapisan air yang terikat pada partikel lempung.

Nilai konduktivitas hidrolik, k , sangat bervariasi untuk berbagai jenis tanah. Beberapa nilai tipikal untuk tanah jenuh diberikan pada Tabel 5.1. Konduktivitas hidrolik tanah tak jenuh lebih rendah dan meningkat pesat seiring dengan derajat kejenuhan.

Tabel 5.1 Nilai tipikal konduktivitas hidrolik untuk tanah jenuh

Jenis Tanah	K (cm/sec)
Kerikil bersih	100 – 1
Pasir Kasar	1.0 – 0.01
Pasir Halus	0.01 – 0.001
Tanah liat berlumpur	0.001 – 0.00001
Tanah Liat	< 0.000001

Konduktivitas hidrolik suatu tanah juga terkait dengan sifat-sifat fluida yang mengalir melaluinya melalui persamaan berikut:

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta} \bar{K} \quad (5.11)$$

di mana

γ_w = berat satuan air

η = viskositas air

$\bar{K}$ = permeabilitas absolut

Permeabilitas absolut, $\bar{K}$, dinyatakan dalam satuan kuadrat panjang (yaitu, cm^2).

5.4 PENENTUAN KONDUKTIVITAS HIDROLIK DI LABORATORIUM

Dua uji laboratorium standar digunakan untuk menentukan konduktivitas hidrolis tanah: uji tekanan konstan dan uji tekanan jatuh. Uji tekanan konstan terutama digunakan untuk tanah berbutir kasar. Namun, untuk tanah berbutir halus, laju aliran melalui tanah terlalu kecil sehingga, oleh karena itu, uji tekanan jatuh lebih disukai. Berikut penjelasan singkat masing-masing.

Uji Tekanan Konstan

Susunan umum uji permeabilitas tekanan konstan ditunjukkan pada Gambar 5.4. Dalam jenis pengaturan laboratorium ini, pasokan air pada saluran masuk diatur sedemikian rupa sehingga perbedaan tekanan antara saluran masuk dan saluran keluar tetap konstan selama periode pengujian. Setelah laju aliran konstan tercapai, air ditampung dalam labu ukur selama durasi yang diketahui. Total volume air, Q , yang terkumpul dapat dinyatakan sebagai

$$Q = Avt = A(ki)t \quad (5.12)$$

di mana

A = luas penampang spesimen tanah

t = durasi pengambilan air

Juga, karena

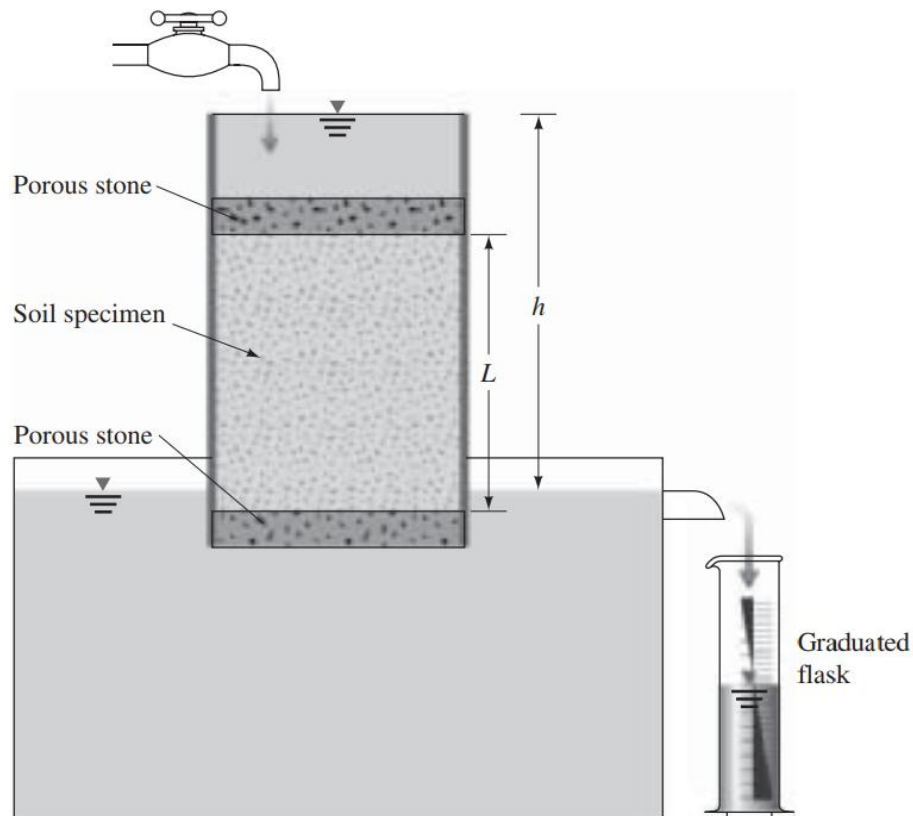
$$i = \frac{h}{L} \quad (5.13)$$

dimana L = panjang spesimen, Persamaan (5.13) dapat disubstitusikan ke Persamaan (5.12) untuk menghasilkan

$$Q = A \left(k \frac{h}{L} \right) t \quad (5.14)$$

Atau

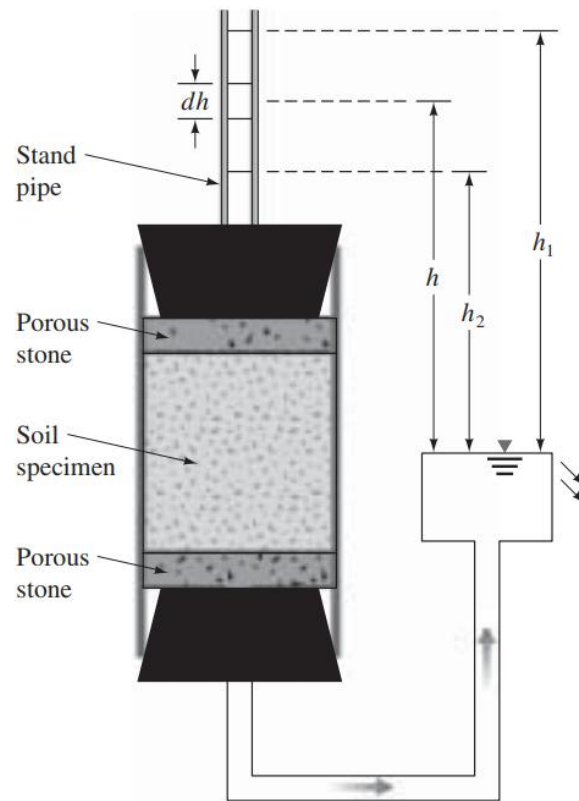
$$k = \frac{QL}{Aht} \quad (5.15)$$



Gambar 5.4 Uji permeabilitas tekanan konstan

Uji Ketinggian Jatuh

Susunan umum uji permeabilitas ketinggian jatuh ditunjukkan pada Gambar 5.5. Air dari pipa tegak mengalir melalui tanah. Beda ketinggian awal, h_1 , pada waktu $t = 0$ dicatat, dan air dibiarkan mengalir melalui spesimen tanah sehingga beda ketinggian akhir pada waktu $t = t_2$ adalah h_2 .



Gambar 5.5 Uji permeabilitas tekanan jatuh

Laju aliran air, q , melalui spesimen pada setiap waktu t dapat ditentukan oleh

$$q = k \frac{h}{L} A = -a \frac{dh}{dt} \quad (5.16)$$

di mana

a = luas penampang pipa tegak

A = luas penampang benda uji tanah

Penyusunan ulang Persamaan (5.16) menghasilkan

$$dt = \frac{aL}{Ak} \left(-\frac{dh}{h} \right) \quad (5.17)$$

Integrasi ruas kiri Persamaan (5.17) dengan batas waktu dari 0 sampai t dan ruas kanan dengan batas beda tinggi dari h_1 sampai h_2 memberikan

$$t = \frac{aL}{Ak} \log_e \frac{h_1}{h_2}$$

Atau

$$k = 2.303 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad (5.18)$$

Contoh 5.1

Untuk uji permeabilitas laboratorium dengan tekanan konstan pada pasir halus, diberikan nilai-nilai berikut (lihat Gambar 5.4):

- Panjang spesimen = 250 mm
- Diameter spesimen = 64 mm
- Beda tekanan = 460 mm
- Air yang terkumpul dalam 2 menit = 0,51 cm³

Tentukan

- a. Konduktivitas hidrolik, k , tanah (cm/menit)
- b. Kecepatan debit (cm/menit)
- c. Kecepatan rembesan (cm/menit)

Rasio pori spesimen tanah adalah 0,46.

Solusi

- a. Dari Persamaan (5.15),

$$k = \frac{QL}{Aht} = \frac{(0.51)(25)}{\left(\frac{\pi}{4} 6.4^2\right) (46)(2)} = 0.431 \times 10^{-2} \text{ cm/Menit}$$

- b. Dari Persamaan (5.6),

$$v = ki = (0.431 \times 10^{-2}) \left(\frac{46}{25}\right) = 0.793 \times 10^{-2} \text{ cm/Menit}$$

- c. Dari Persamaan (5.10),

$$v_s = v \left(\frac{1+e}{e}\right) = (0.793 \times 10^{-2}) \left(\frac{1+0.46}{0.46}\right) = 2.52 \times 10^{-2} \text{ cm/Menit}$$

Contoh 5.2

Untuk uji permeabilitas tekanan konstan, nilai-nilai berikut diberikan:

- $L = 300 \text{ mm}$
- $A = \text{luas spesimen} = 32 \text{ cm}^2$
- $k = 0,0244 \text{ cm/detik}$

Selisih tekanan diubah secara bertahap menjadi 800, 700, 600, 500, dan 400 mm. Hitung dan plot laju aliran, q , melalui spesimen, dalam cm²/detik, terhadap selisih tekanan tersebut.

Solusi

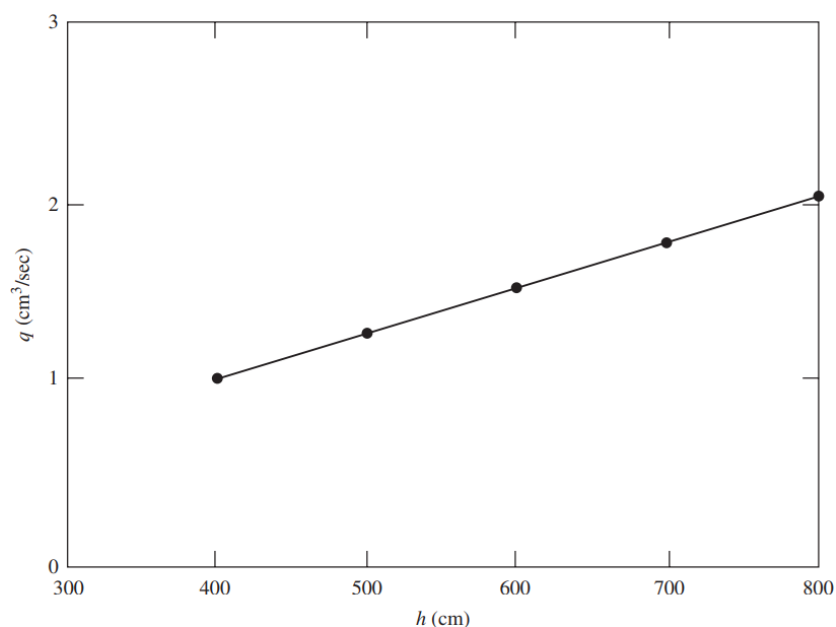
Dari Persamaan (5.16), dan diketahui $L = 300 \text{ mm}$,

$$q = kiA = (0.431)(32) \left(\frac{h}{L} \right) = 0.7808 \left(\frac{h}{300} \right)$$

Sekarang, tabel berikut dapat disiapkan:

$h(\text{mm})$	$q(\text{cm}^3/\text{detik})$
800	2.08
700	1.82
600	1.56
500	1.30
400	1.04

Plot q terhadap h ditunjukkan pada Gambar 5.6.



Gambar 5.6 Plot laju aliran (q) terhadap perbedaan head (h)

Contoh 5.3

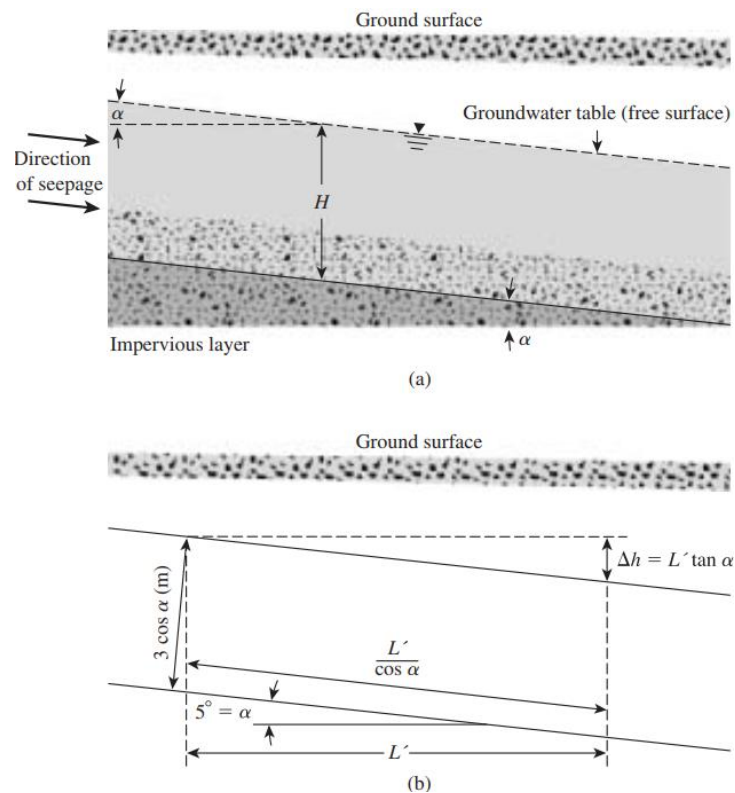
Lapisan tanah permeabel dilapisi oleh lapisan kedap air, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.7a. Dengan $k = 4,8 \times 10^{-3}$ cm/detik untuk lapisan permeabel, hitung laju rembesan yang melaluinya dalam $\text{m}^3/\text{jam}/\text{m}^3$ lebar jika $H = 3$ m dan $\alpha = 5^\circ$.

Solusi

Dari Gambar 5.7b dan Persamaan (5.13),

$$i = \frac{\text{Head Loss}}{\text{Length}} = \frac{L' \tan \alpha}{\left(\frac{L'}{\cos \alpha} \right)} = \sin \alpha$$

$$q = kiA = (k)(\sin \alpha)(3 \cos \alpha)(1); k = 4.8 \times 10^{-3} \text{ cm/sec} = 4.8 \times 10^{-5} \text{ m/sec}; q = (4.8 \times 10^{-5})(\sin 5^\circ)(3 \cos 5^\circ)(3600) = 0.045 \text{ m}^3/\text{hr/m}$$



Gambar 5.7 Diagram yang menunjukkan aliran

Contoh 5.4

Untuk uji permeabilitas tekanan jatuh, nilai-nilai berikut diberikan: panjang benda uji = 38 cm, luas benda uji = 19 cm², dan $k = 0,175$ cm/menit. Berapa luas pipa tegak agar tekanan turun dari 64 cm menjadi 30 cm dalam 8 menit?

Solusi

Dari Persamaan (5.18),

$$k = 2.303 \frac{al}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2}$$

$$0.175 = 2.303 \left(\frac{a \times 38}{19 \times 8} \right) \log_{10} \left(\frac{64}{30} \right)$$

$$a = 0.924 \text{ cm}^2$$

Contoh 5.5

Konduktivitas hidrolik tanah lempung adalah 3×10^{-7} cm/detik. Viskositas air pada suhu 25 °C adalah $0,0911 \times 10^{-4}$ g·detik/cm². Hitung permeabilitas absolut, $\bar{K}$ tanah tersebut.

Solusi

Dari Persamaan (5.11),

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta} \bar{K} = 3 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$$

Atau

$$3 \times 10^{-7} = \left(\frac{1 \text{ g/cm}^3}{0.0911 \times 10^{-4}} \right) \bar{K}$$

$$\bar{K} = 0.2733 \times 10^{-11} \text{ cm}^2$$

5.5 HUBUNGAN EMPIRIS UNTUK KONDUKTIVITAS HIDRAULIK

Beberapa persamaan empiris untuk memperkirakan konduktivitas hidraulik telah diajukan selama bertahun-tahun. Beberapa di antaranya dibahas secara singkat di bagian ini.

Tanah Granular

Untuk pasir yang cukup seragam (yaitu, koefisien keseragaman yang kecil), Hazen (1930) mengajukan hubungan empiris untuk konduktivitas hidraulik dalam bentuk

$$k \text{ (cm/sec)} = cD_{10}^2 \quad (5.19)$$

di mana

c = konstanta yang bervariasi dari 1,0 hingga 1,5

D_{10} = ukuran efektif (mm)

Persamaan (5.19) terutama didasarkan pada pengamatan Hazen terhadap pasir saring yang lepas dan bersih. Sejumlah kecil lanau dan lempung, jika terdapat di tanah berpasir, dapat mengubah konduktivitas hidrolik secara substansial. Selama beberapa tahun terakhir, pengamatan eksperimental telah menunjukkan bahwa besarnya c untuk berbagai jenis tanah granular dapat bervariasi hingga tiga kali lipat dan, oleh karena itu, tidak terlalu andal.

Berdasarkan eksperimen laboratorium, Departemen Angkatan Laut AS (1971) memberikan korelasi empiris antara k (cm/menit) dan D_{10} (mm) untuk tanah granular dengan koefisien keseragaman bervariasi antara 2 dan 12 dan $D_{10}/D_5 < 1,4$. Korelasi ini ditunjukkan pada Gambar 5.8.

Bentuk persamaan lain yang memberikan hasil yang cukup baik dalam memperkirakan konduktivitas hidrolik tanah berpasir didasarkan pada persamaan Kozeny-Carman. Turunan persamaan ini tidak disajikan di sini. Pembaca yang tertarik dapat merujuk ke buku mekanika tanah tingkat lanjut. Menurut persamaan Kozeny-Carman,

$$k = \frac{1}{C_s S^2 T^2} \frac{\gamma_w}{\eta} \frac{e^3}{1 + e} \quad (5.20)$$

Di mana

C_s = faktor bentuk, yang merupakan fungsi dari bentuk saluran aliran

S_s = luas permukaan spesifik per satuan volume partikel

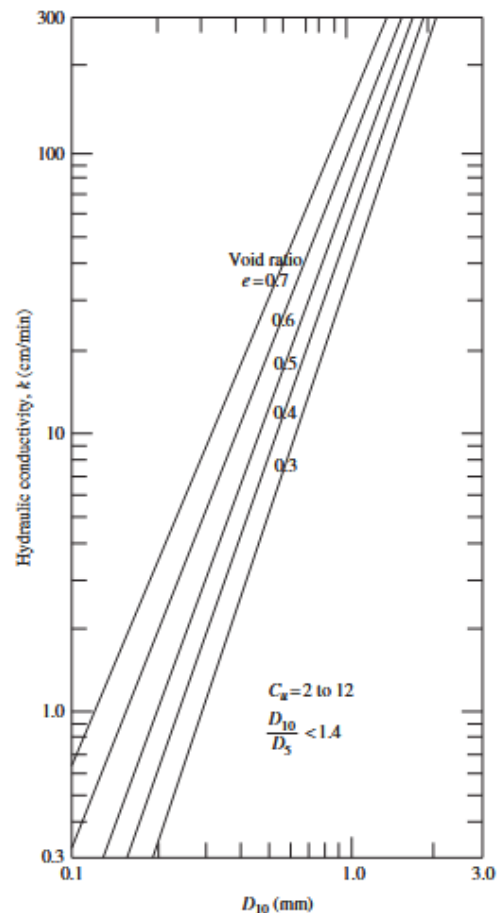
T = kelok-kelok saluran aliran

γ_w = berat satuan air

η = viskositas permeabel

e = rasio pori

Untuk penggunaan praktis, Carrier (2003) telah memodifikasi Persamaan (5.20) dengan cara berikut. Pada suhu 20 °C, γ_w/η untuk air adalah sekitar $9.93 \times 10^4 \left(\frac{1}{\text{cm}\cdot\text{s}} \right)$ Selain itu, $(C_s T^2)$



Gambar 5.8 Konduktivitas hidrolik tanah granular

kira-kira sama dengan 5. Dengan mengganti nilai-nilai ini pada Persamaan (5.20), kita memperoleh

$$k = 1.99 \times 10^4 \left(\frac{1}{S_s} \right)^2 \frac{e^3}{1+e} \quad (5.21)$$

Lagi,

$$S_s = \frac{SF}{D_{eff}} \left(\frac{1}{\text{cm}} \right) \quad (5.22)$$

Dengan

$$D_{eff} = \frac{100\%}{\sum \left(\frac{f_i}{D_{(av)i}} \right)} \quad (5.23)$$

Dimana

f_i = fraksi partikel antara dua ukuran ayakan, dalam persen (Catatan: ayakan yang lebih besar, l ; ayakan yang lebih kecil, s)

SF = faktor bentuk

$$D_{(av)i}(\text{cm}) = [D_{li}(\text{cm})]^{0.5} \times [D_{si}(\text{cm})]^{0.5} \quad (5.24)$$

Menggabungkan Persamaan (5.21), (5.22), (5.23), dan (5.24),

$$k = 1.99 \times 10^4 \left[\frac{100\%}{\sum \frac{f_i}{D_{li}^{0.5} \times D_{si}^{0.5}}} \right]^2 \left(\frac{1}{SF} \right)^2 \left(\frac{e^3}{1+e} \right) \quad (5.25)$$

Besarnya SF dapat bervariasi antara 6 hingga 8, tergantung pada sudut partikel tanah.

Carrier (2003) selanjutnya menyarankan sedikit modifikasi pada Persamaan (5.25), yang dapat ditulis sebagai

$$k = 1.99 \times 10^4 \left[\frac{100\%}{\sum \frac{f_i}{D_{li}^{0.404} \times D_{si}^{0.595}}} \right]^2 \left(\frac{1}{SF} \right)^2 \left(\frac{e^3}{1+e} \right) \quad (5.26)$$

Persamaan (5.26) menunjukkan bahwa

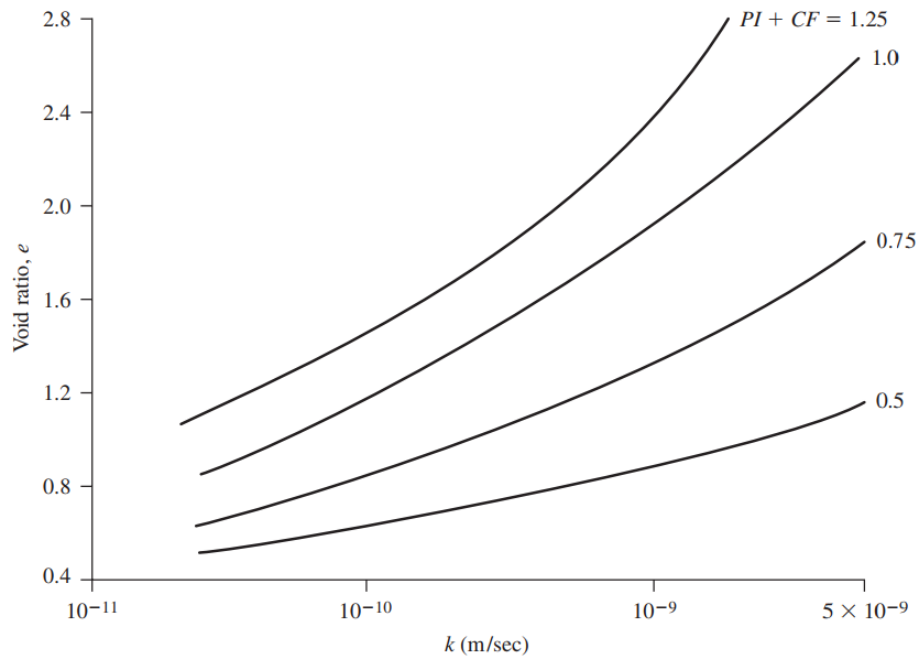
$$k \propto \frac{e^3}{1+e} \quad (5.27)$$

Penulis merekomendasikan penggunaan Persamaan (5.26) dan (5.27).

Tanah Kohesif

Tavenas, dkk. (1983) juga memberikan korelasi antara rasio pori dan konduktivitas hidrolik tanah lempung untuk aliran vertikal. Korelasi ini ditunjukkan pada Gambar 5.9.

Namun, perlu dicatat bahwa pada Gambar 5.9, PI , indeks plastisitas, dan CF , fraksi ukuran lempung dalam tanah, berada dalam bentuk pecahan (desimal).



Gambar 5.9 Variasi rasio pori terhadap konduktivitas hidrolik tanah lempung

Berdasarkan pengamatan eksperimental mereka, Samarasinghe, Huang, dan Drnevich (1982) menyatakan bahwa konduktivitas hidrolik lempung yang terkonsolidasi normal (lihat Bab 7 untuk definisi) dapat diberikan oleh persamaan berikut:

$$k = C \left(\frac{e^n}{1 + e} \right) \quad (5.28)$$

di mana C dan n adalah konstanta yang ditentukan secara eksperimental.

Contoh 5.6

Konduktivitas hidrolik pasir pada rasio pori 0,71 adalah 0,044 cm/detik. Perkirakan konduktivitas hidrolik pasir ini pada rasio pori 0,55. Gunakan Persamaan (5.27).

Solusi

Dari Persamaan (5.27)

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

Jadi

$$\frac{k_{0.71}}{k_{0.55}} = \frac{\left[\frac{0.71^3}{1 + 0.71} \right]}{\left[\frac{0.55^3}{1 + 0.55} \right]} = \frac{0.209}{0.107} = 1.95$$

Karena itu

$$k_{0.55} = \frac{k_{0.71}}{1.95} = \frac{0.044}{1.95} \approx 0.023 \text{ cm/sec}$$

Contoh 5.7

Hubungan rasio rongga dan konduktivitas hidrolik untuk lempung yang terkonsolidasi normal diberikan di bawah ini.

Rasio Kekosongan	k (cm/sec)
1.2	0.6×10^{-7}
1.52	1.519×10^{-7}

Perkirakan nilai k untuk lempung yang sama dengan rasio rongga 1,4.

Solusi

Dari Persamaan (5.28)

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\left[\frac{e_1^n}{1 + e_1} \right]}{\left[\frac{e_2^n}{1 + e_2} \right]}$$

Substitusi $e_1 = 1,2$, $k_1 = 0,6 \times 10^{-7}$ cm/detik, $e_2 = 1,52$, $k_2 = 1,519 \times 10^{-7}$ cm/detik pada persamaan sebelumnya menghasilkan

$$\frac{0.6}{1.519} = \left(\frac{1.2}{1.52} \right)^n \left(\frac{2.52}{2.2} \right)$$

Atau

$$n = 4.5$$

Sekali lagi, dari Persamaan (5.28)

$$k_1 = C \left(\frac{e_1^n}{1 + e_1} \right)$$

$$0.6 \times 10^{-7} = C \left(\frac{1.2^{4.5}}{1 + 1.2} \right)$$

Atau

$$C = 0.581 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$$

Jadi

$$k = (0.581 \times 10^{-7}) \left(\frac{e^{4.5}}{1 + e_1} \right) \text{ cm/sec}$$

Sekarang, substitusikan $e = 1,4$ pada persamaan sebelumnya

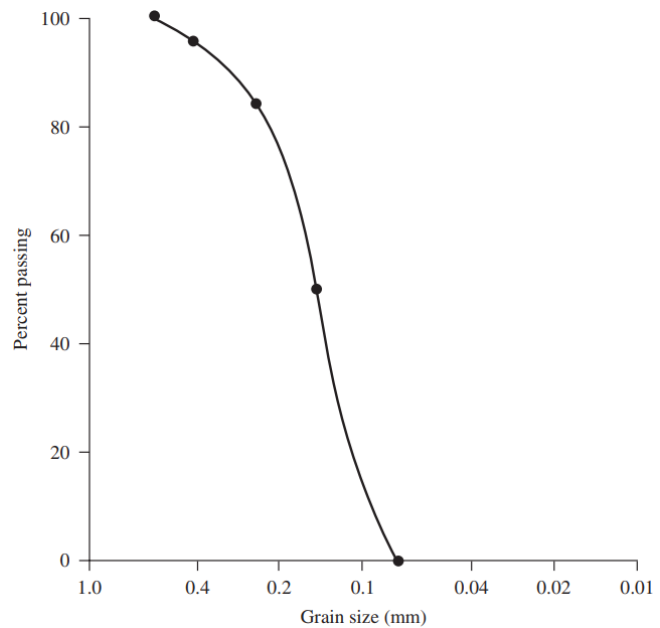
$$k = (0.581 \times 10^{-7}) \left(\frac{1.4^{4.5}}{1 + 1.4} \right) = 1.1 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$$

Contoh 5.8

Kurva distribusi ukuran butir untuk pasir ditunjukkan pada Gambar 5.10. Perkirakan konduktivitas hidrolik menggunakan Persamaan (5.26). Diketahui: rasio pori pasir adalah 0,6. Gunakan $SF = 7$.

Solusi

Dari Gambar 5.10, tabel berikut dapat disusun.



Gambar 5.10 Kurva distribusi ukuran butir untuk pasir

Saringan no.	Bukaan saringan (cm)	Persentase kelulusan	Fraksi partikel antara dua saringan berurutan (%)
30	0.06	100	
40	0.0425	96	4
60	0.02	84	12
100	0.015	50	34
200	0.0075	0	50

Untuk fraksi antara saringan No. 30 dan 40:

$$\frac{f_i}{D_{li}^{0.404} \times D_{si}^{0.595}} = \frac{4}{(0.06)^{0.404} \times (0.0425)^{0.595}} = 81.62$$

Untuk fraksi antara saringan No. 40 dan 60:

$$\frac{f_i}{D_{li}^{0.404} \times D_{si}^{0.595}} = \frac{12}{(0.0425)^{0.404} \times (0.02)^{0.595}} = 440.76$$

Demikian pula untuk fraksi antara saringan No. 60 dan 100:

$$\frac{f_i}{D_{li}^{0.404} \times D_{si}^{0.595}} = \frac{34}{(0.02)^{0.404} \times (0.015)^{0.595}} = 2009.5$$

Dan, untuk saringan nomor 100 sampai 200:

$$\frac{f_i}{D_{li}^{0.404} \times D_{si}^{0.595}} = \frac{50}{(0.015)^{0.404} \times (0.0075)^{0.595}} = 5013.8$$

$$\frac{100\%}{\sum \frac{f_i}{D_{li}^{0.404} \times D_{si}^{0.595}}} = \frac{100}{81.62 + 440.76 + 2009.5 + 5013.8} \approx 0.0133$$

Dari Persamaan (5.26),

$$k = (1.99 \times 10^4)(0.0133)^2 \left(\frac{1}{7}\right)^2 \left(\frac{0.6^3}{1 + 0.6}\right) = \mathbf{0.0097 \text{ cm/s}}$$

5.6 KONDUKTIVITAS HIDROLIK EKUIVALEN PADA TANAH BERLAPIS

Tergantung pada sifat endapan tanah, konduktivitas hidrolik lapisan tanah tertentu dapat bervariasi terhadap arah aliran. Pada endapan tanah berlapis di mana konduktivitas hidrolik untuk aliran dalam arah yang berbeda berubah dari lapisan ke lapisan, penentuan konduktivitas hidrolik ekuivalen menjadi perlu untuk menyederhanakan perhitungan. Derivasi berikut berkaitan dengan konduktivitas hidrolik ekuivalen untuk aliran dalam arah vertikal dan horizontal melalui tanah berlapis-lapis dengan stratifikasi horizontal.

Gambar 5.11 menunjukkan n lapisan tanah dengan aliran dalam arah horizontal. Mari kita tinjau penampang melintang dengan panjang satuan yang melewati lapisan n dan tegak lurus terhadap arah aliran. Total aliran melalui penampang melintang dalam satuan waktu dapat ditulis sebagai

$$\begin{aligned} q &= v \cdot 1 \cdot H \\ &= v_1 \cdot 1 \cdot H_1 + v_2 \cdot 1 \cdot H_2 + v_3 \cdot 1 \cdot H_3 + \dots + v_n \cdot 1 \cdot H_n \end{aligned} \quad (5.29)$$

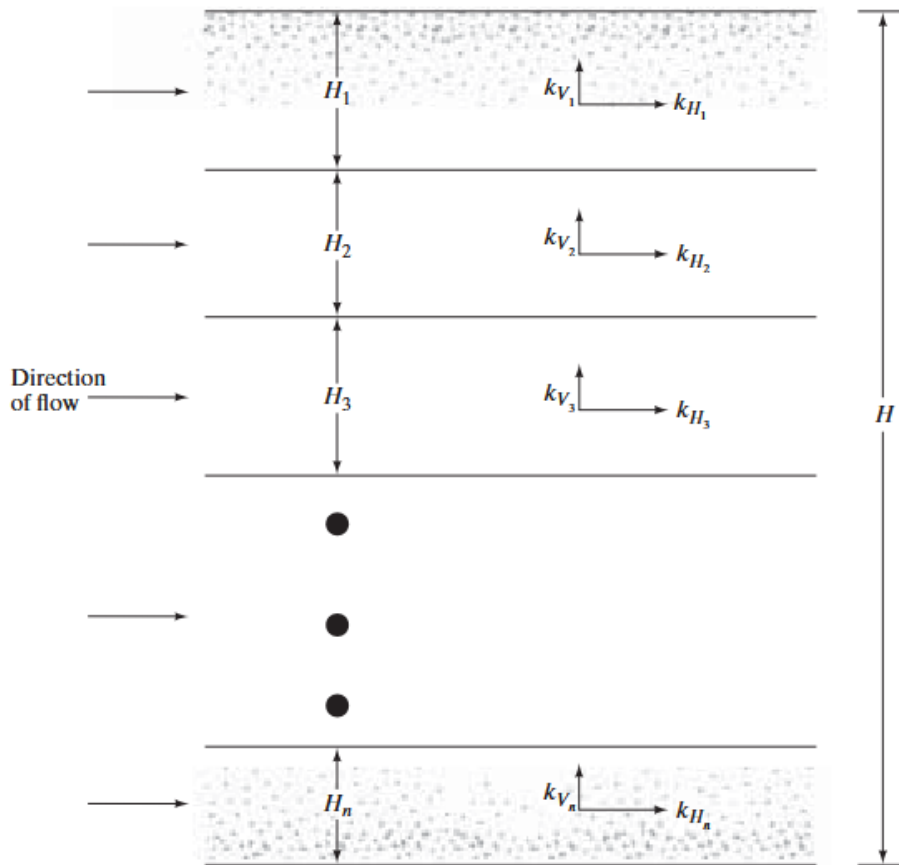
di mana

v = kecepatan debit rata-rata

$v_1, v_2, v_3, \dots, v_n$ = kecepatan debit aliran dalam lapisan yang dilambangkan dengan subskrip.

Jika $k_{H_1}, k_{H_2}, k_{H_3}, \dots, k_{H_n}$ adalah konduktivitas hidrolik masing-masing lapisan dalam arah horizontal, dan $k_{H(eq)}$ adalah konduktivitas hidrolik ekuivalen dalam arah horizontal, maka dari hukum Darcy

$$v = k_{H(eq)} i_{eq}; v_1 = k_{H_1} i_1; v_2 = k_{H_2} i_2; v_3 = k_{H_3} i_3; \dots; v_n = k_{H_n} i_n$$



Gambar 5.11 Penentuan konduktivitas hidrolik ekuivalen—aliran horizontal pada tanah berlapis

Substitusi hubungan kecepatan sebelumnya pada Persamaan (5.29) dan mencatat $i_{eq} = i_1 = i_2 = i_3 = \dots i_n$ menghasilkan

$$k_{Heq} = \frac{1}{H} (k_{H1}H_1 + k_{H2}H_2 + k_{H3}H_3 + \dots + k_{Hn}H_n) \quad (5.30)$$

Gambar 5.12 menunjukkan n lapisan tanah dengan aliran vertikal. Dalam hal ini, kecepatan aliran melalui semua lapisan adalah sama. Namun, kehilangan tekanan total, h , sama dengan jumlah kehilangan tekanan di setiap lapisan. Dengan demikian,

$$v = v_1 = v_2 = v_3 = \dots = v_n \quad (5.31)$$

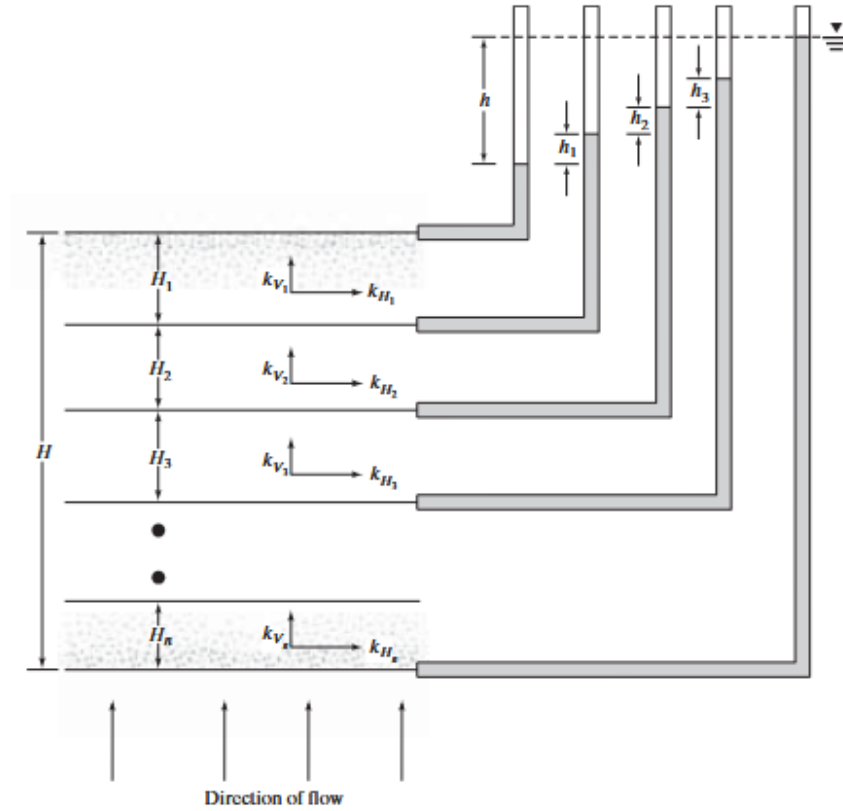
Dan

$$h = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n \quad (5.32)$$

Dengan menggunakan hukum Darcy, Persamaan (5.31) dapat ditulis ulang menjadi

$$k_{v_{eq}} \frac{h}{H} = k_{v_1} i_1 = k_{v_2} i_2 = k_{v_3} i_3 = \dots = k_{v_n} i_n \quad (5.33)$$

di mana $k_{v_1}, k_{v_2}, k_{v_3}, \dots, k_{v_n}$ adalah konduktivitas hidrolik masing-masing lapisan dalam arah vertikal dan $k_{v_{(eq)}}$ adalah konduktivitas hidrolik ekuivalen.



Gambar 5.12 Penentuan konduktivitas hidrolik ekuivalen—aliran vertikal pada tanah berlapis

Sekali lagi, dari Persamaan (5.32)

$$h = H_1 i_1 + H_2 i_2 + H_3 i_3 + \dots + H_n i_n \quad (5.34)$$

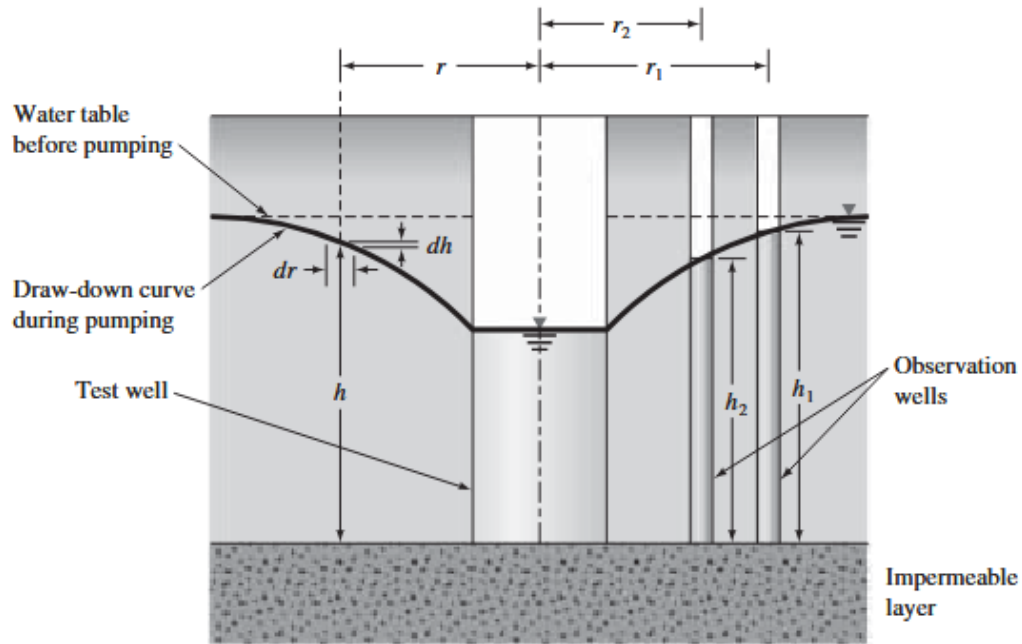
Penyelesaian Persamaan (5.33) dan (5.34) memberikan

$$k_{v_{eq}} = \frac{H}{\left(\frac{H_1}{k_{v_1}}\right) + \left(\frac{H_2}{k_{v_2}}\right) + \left(\frac{H_3}{k_{v_3}}\right) + \dots + \left(\frac{H_n}{k_{v_n}}\right)} \quad (5.35)$$

5.7 UJI PERMEABILITAS DI LAPANGAN DENGAN PEMOMPAAN DARI SUMUR

Di lapangan, konduktivitas hidrolik rata-rata endapan tanah searah aliran dapat ditentukan dengan melakukan uji pemompaan dari sumur. Gambar 5.13 menunjukkan kasus di mana lapisan permeabel teratas, yang konduktivitas hidroliknya harus ditentukan, tidak

terkekang dan dilapisi oleh lapisan kedap air. Selama pengujian, air dipompa keluar dengan laju konstan dari sumur uji yang memiliki selubung berlubang.



Gambar 5.13 Uji pemompaan dari sumur di lapisan permeabel tak terbatas yang dilapisi oleh lapisan kedap air

Beberapa sumur observasi pada berbagai jarak radial dibuat di sekitar sumur uji. Pengamatan terus-menerus terhadap muka air di sumur uji dan sumur observasi dilakukan setelah pemompaan dimulai, hingga mencapai kondisi tunak. Kondisi tunak tercapai ketika muka air di sumur uji dan sumur observasi menjadi konstan. Persamaan untuk laju aliran air tanah, q , ke dalam sumur, yang sama dengan laju debit dari pemompaan, dapat dituliskan sebagai

$$q = k \left(\frac{dh}{dr} \right) 2\pi r h \quad (5.36)$$

Atau

$$\int_{r_2}^{r_1} \frac{dr}{r} = \left(\frac{2\pi k}{q} \right) \int_{h_2}^{h_1} h \, dh$$

kemudian

$$k = \frac{2.303 \, q \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{\pi (h_1^2 - h_2^2)} \quad (5.37)$$

Dari pengukuran di lapangan, jika q , r_1 , r_2 , h_1 , dan h_2 diketahui, maka konduktivitas hidrolik dapat dihitung dari hubungan sederhana yang disajikan dalam Persamaan (5.37). Rata-rata konduktivitas hidrolik untuk akuifer tertekan juga dapat ditentukan dengan melakukan uji

pompa dari sumur yang memiliki selongsong berlubang yang menembus seluruh kedalaman akuifer dan dengan mengamati tingkat piezometrik di sejumlah sumur observasi pada berbagai jarak radial (Gambar 5.14). Pompa dijalankan dengan laju yang konstan q hingga keadaan mantap tercapai.

Karena air hanya dapat masuk ke sumur uji dari akuifer dengan ketebalan H , keadaan mantap dari debit adalah...

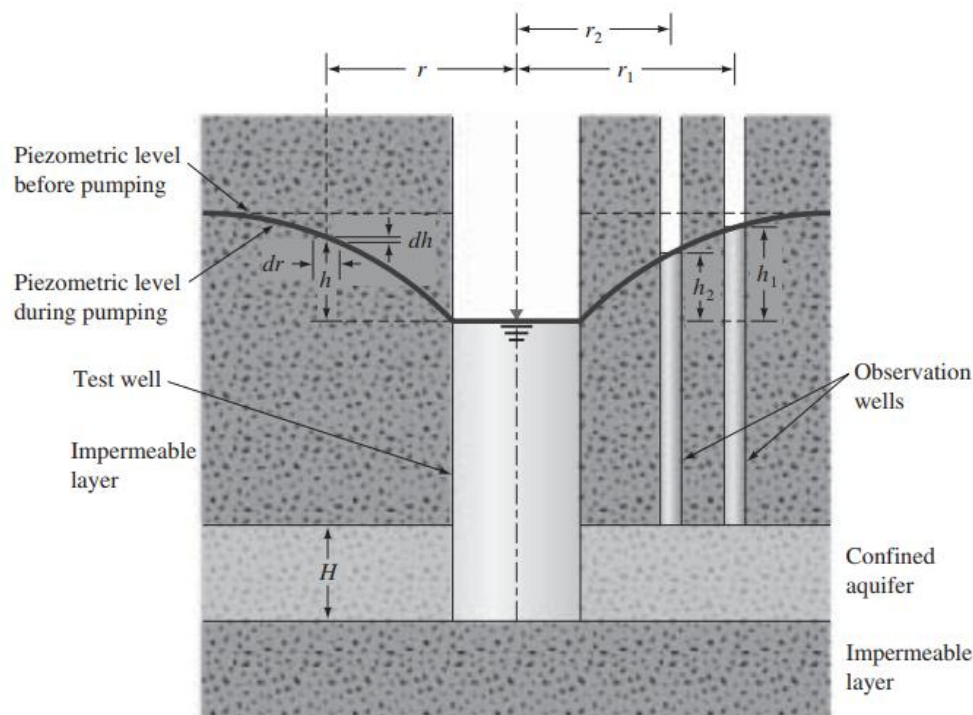
$$q = k \left(\frac{dh}{dr} \right) 2\pi r H \quad (5.38)$$

Atau

$$\int_{r_2}^{r_1} \frac{dr}{r} = \int_{h_2}^{h_1} \frac{2\pi k H}{q} dh$$

Hal ini memberikan konduktivitas hidrolik pada arah aliran sebagai:

$$k = \frac{q \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{2.727 H (h_1 - h_2)} \quad (5.39)$$



Gambar 5.14. Uji pemompaan dari sumur yang menembus seluruh kedalaman pada akuifer tertekan

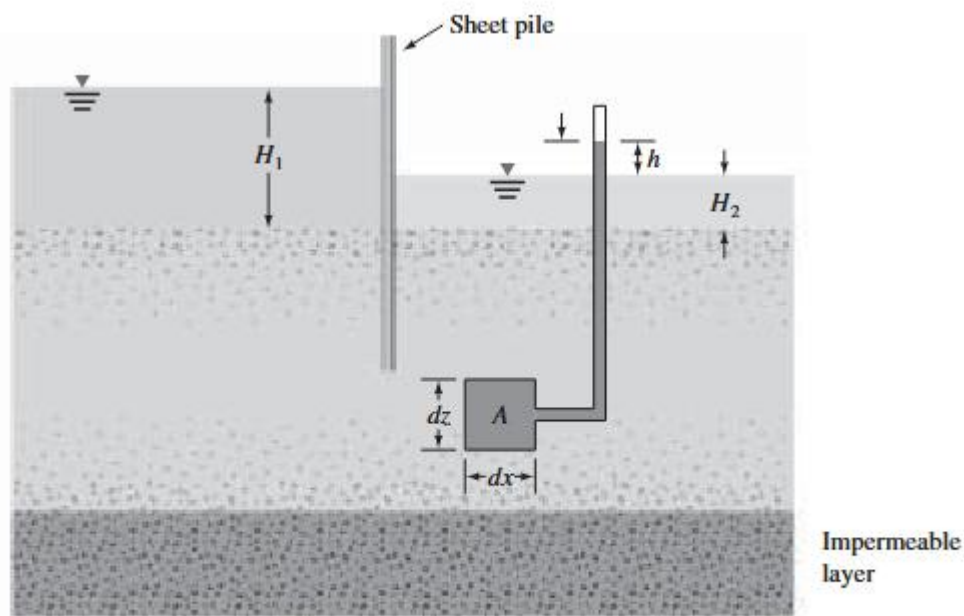
REMESI

Pada bagian-bagian sebelumnya dari bab ini, kami membahas beberapa kasus sederhana yang memerlukan penerapan langsung hukum Darcy untuk menghitung aliran air melalui tanah. Dalam banyak kasus, aliran air melalui tanah tidak hanya dalam satu arah, dan tidak seragam di seluruh area yang tegak lurus terhadap aliran.

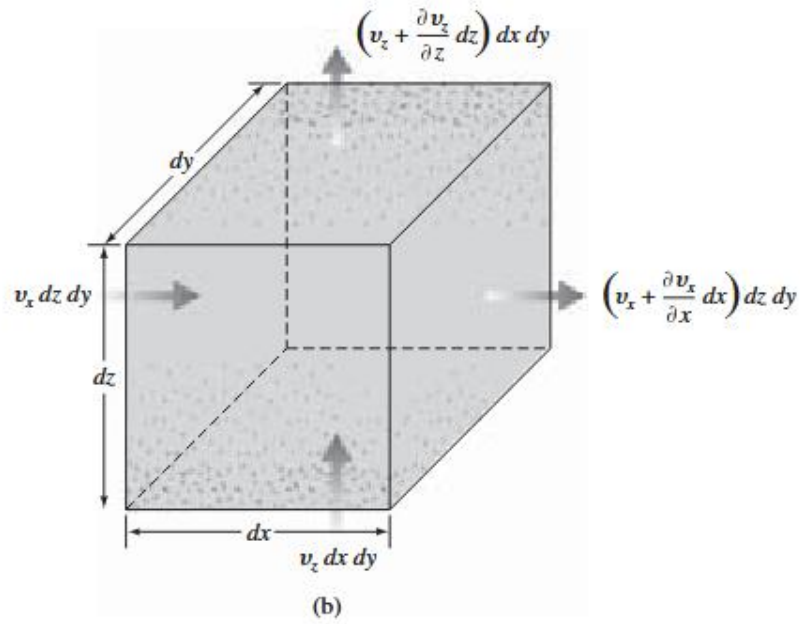
Dalam kasus tersebut, aliran air tanah umumnya dihitung dengan menggunakan grafik yang disebut jaring aliran. Konsep jaring aliran didasarkan pada persamaan kontinuitas Laplace, yang mengatur kondisi aliran tunak untuk suatu titik tertentu dalam massa tanah. Bagian-bagian berikut menjelaskan turunan persamaan kontinuitas Laplace dan penerapannya dalam menggambar jaring aliran.

5.8 PERSAMAAN LAPLACE TENTANG KONTINUITAS

Untuk menurunkan persamaan diferensial Laplace tentang kontinuitas, kami mempertimbangkan satu baris turap yang telah ditancapkan ke dalam lapisan tanah permeabel, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.15a. Baris turap tersebut diasumsikan kedap air. Aliran air dalam keadaan tunak dari sisi hulu ke sisi hilir melalui lapisan permeabel merupakan aliran dua dimensi. Untuk aliran di titik A , kami mempertimbangkan blok tanah elemental. Blok tersebut memiliki dimensi dx , dy , dan dz (panjang dy tegak lurus terhadap bidang kertas); ditunjukkan dalam skala yang diperbesar pada Gambar 5.15b. Misalkan v_x dan v_z masing-masing adalah komponen kecepatan debit pada arah horizontal dan vertikal. Laju aliran air ke dalam blok elemental pada arah horizontal sama dengan $v_x dz dy$, dan pada arah vertikal adalah $v_z dx dy$. Laju aliran keluar dari blok pada arah horizontal dan vertikal adalah



(a)



Gambar 5.15 (a) Tiang pancang baris tunggal yang ditancapkan ke dalam lapisan permeabel;
(b) aliran pada A

$$\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx\right) dz dy$$

Dan

$$\left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz\right) dx dy$$

Dengan asumsi bahwa air bersifat inkompresibel dan tidak terjadi perubahan volume pada massa tanah, kita tahu bahwa laju total aliran masuk seharusnya sama dengan laju total aliran keluar. Dengan demikian,

$$\left[\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx\right) dz dy + \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz\right) dx dy\right] - [v_x dz dy + v_z dx dy] = 0$$

Atau

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (5.40)$$

Dengan hukum Darcy, kecepatan pelepasan dapat dinyatakan sebagai

$$v_x = k_x i_x = k_x \left(-\frac{\partial h}{\partial x}\right) \quad (5.41)$$

Dan

$$v_z = k_z i_z = k_z \left(-\frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (5.42)$$

di mana k_x dan k_z masing-masing adalah konduktivitas hidrolik pada arah vertikal dan horizontal.

Dari Persamaan (5.40), (5.41), dan (5.42), kita dapat menulis

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \quad (5.43)$$

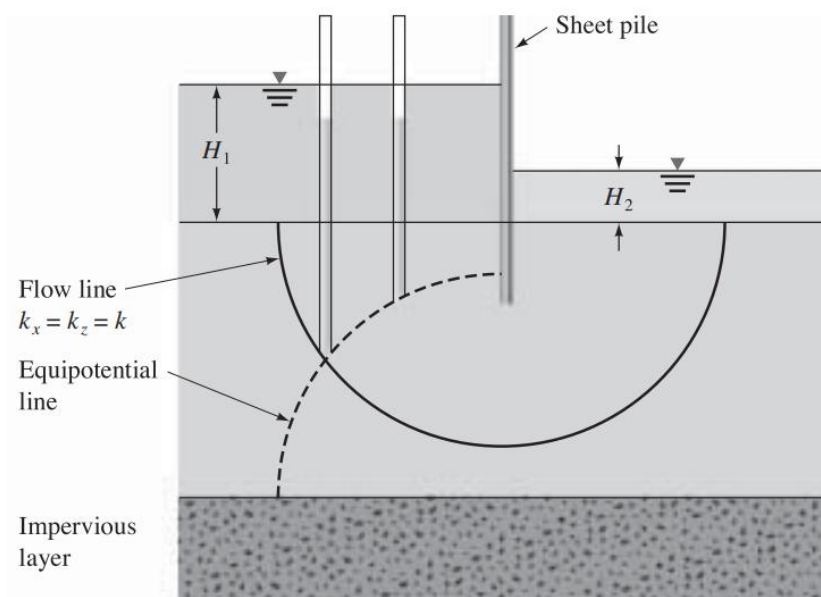
Jika tanah bersifat isotropik terhadap konduktivitas hidrolik—yaitu, $k_x = k_z$ —persamaan kontinuitas sebelumnya untuk aliran dua dimensi disederhanakan menjadi

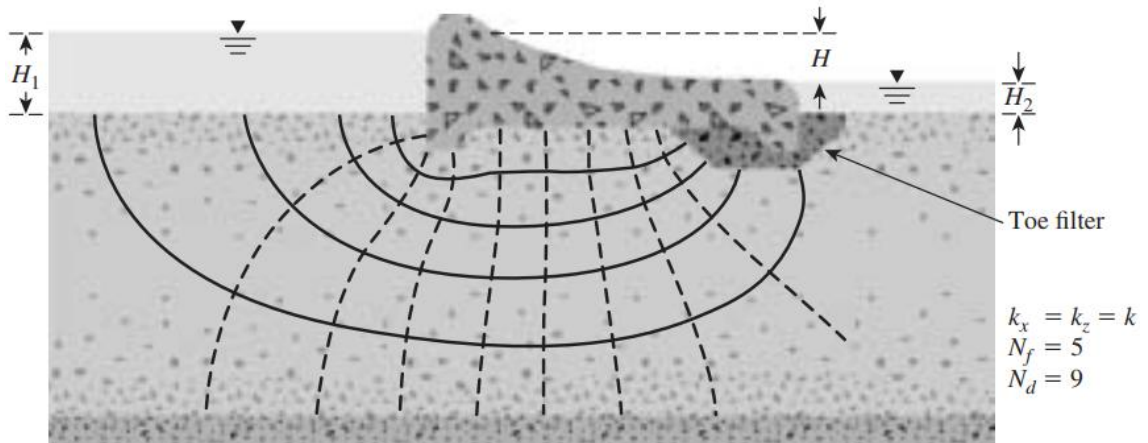
$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (5.44)$$

5.9 JARING ALIRAN

Persamaan kontinuitas [Persamaan (5.44)] dalam media isotropik merepresentasikan dua keluarga kurva ortogonal: garis aliran dan garis ekuipotensial. Garis aliran adalah garis yang dilalui partikel air dari sisi hulu ke sisi hilir dalam media tanah permeabel. Garis ekuipotensial adalah garis yang dilalui oleh tinggi potensial di semua titik sama besar.

Dengan demikian, jika piezometer ditempatkan pada titik yang berbeda di sepanjang garis ekuipotensial, muka air akan naik ke elevasi yang sama di semua titik tersebut. Gambar 5.16a menunjukkan definisi garis aliran dan ekuipotensial untuk aliran pada lapisan tanah permeabel di sekitar deretan turap yang ditunjukkan pada Gambar 5.15 (untuk $k_x = k_z = k$).





Gambar 5.17 Jaring aliran di bawah bendungan dengan filter kaki

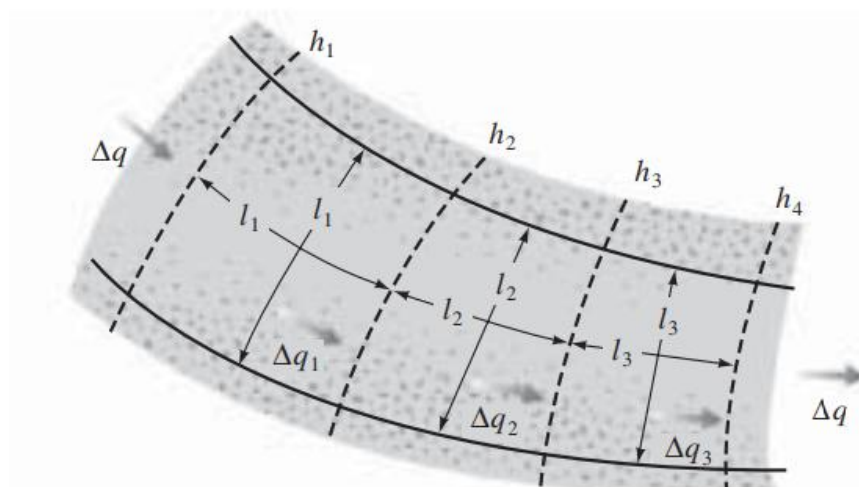
Perhitungan Rembesan dari Jaring Aliran

Dalam jaring aliran apa pun, jalur di antara dua garis aliran yang berdekatan disebut saluran aliran. Gambar 5.18 menunjukkan saluran aliran dengan garis-garis ekuipotensial yang membentuk elemen persegi. Misalkan $h_1, h_2, h_3, h_4, \dots, h_n$ adalah elevasi piezometrik yang sesuai dengan garis ekuipotensial. Laju rembesan melalui saluran aliran per satuan panjang (tegak lurus terhadap penampang vertikal melalui lapisan permeabel) dapat dihitung sebagai berikut: Karena tidak ada aliran yang melintasi garis aliran,

$$\Delta q_1 = \Delta q_2 = \Delta q_3 = \dots = \Delta q \quad (5.45)$$

Berdasarkan hukum Darcy, laju aliran sama dengan kiA . Dengan demikian, Persamaan (5.45) dapat ditulis sebagai

$$\Delta q = k \left(\frac{h_1 - h_2}{l_1} \right) l_1 = k \left(\frac{h_2 - h_3}{l_2} \right) l_2 = k \left(\frac{h_3 - h_4}{l_3} \right) l_3 = \dots \quad (5.46)$$



Gambar 5.18 Rembesan melalui saluran aliran dengan elemen persegi

Persamaan (5.46) menunjukkan bahwa jika elemen aliran digambarkan sebagai persegi perkiraan, maka penurunan muka air piezometrik antara dua garis ekuipotensial yang berdekatan adalah sama. Ini disebut penurunan potensial. Dengan demikian,

$$h_1 - h_2 = h_2 - h_3 = h_3 - h_4 = \dots = \frac{H}{N_d} \quad (5.47)$$

Dan

$$\Delta q = k \frac{H}{N_d} \quad (5.48)$$

di mana

H = selisih tinggi muka air antara sisi hulu dan hilir

N_d = jumlah penurunan potensial

Pada Gambar 5.16b, untuk setiap saluran aliran, $H = H_1 - H_2$ dan $N_d = 6$.

Jika jumlah saluran aliran dalam jaring aliran sama dengan N_f , laju aliran total melalui semua saluran per satuan panjang dapat diberikan oleh

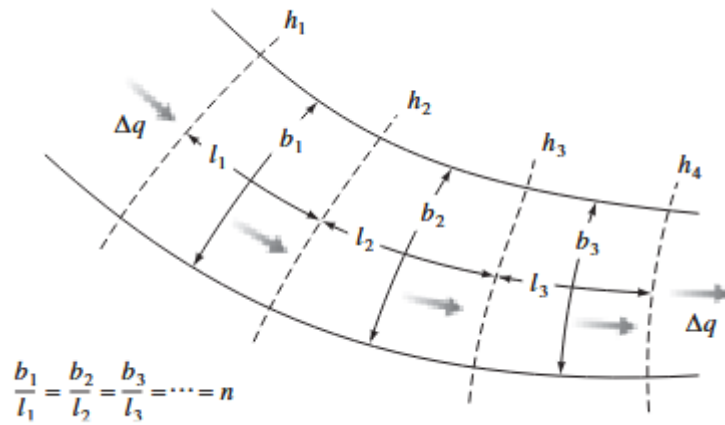
$$q = k \frac{HN_f}{N_d} \quad (5.49)$$

Meskipun menggambar elemen persegi untuk jaring aliran mudah dilakukan, hal itu tidak selalu diperlukan. Sebagai alternatif, kita dapat menggambar jaring persegi panjang untuk saluran aliran, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.19, dengan syarat rasio lebar-panjang untuk semua elemen persegi panjang dalam jaring aliran tersebut sama. Dalam hal ini, Persamaan (5.46) untuk laju aliran melalui saluran dapat dimodifikasi menjadi

$$\Delta q = k \left(\frac{h_1 - h_2}{l_1} \right) b_1 = k \left(\frac{h_2 - h_3}{l_2} \right) b_2 = k \left(\frac{h_3 - h_4}{l_3} \right) b_3 = \dots \quad (5.50)$$

Jika $b_1/l_1 = b_2/l_2 = b_3/l_3 = \dots = n$ (yaitu, elemen-elemennya tidak persegi), Persamaan (5.48) dan (5.49) dapat dimodifikasi:

$$\Delta q = kH \left(\frac{n}{N_d} \right) \quad (5.51)$$



Gambar 5.19 Rembesan melalui saluran aliran dengan elemen persegi panjang

Atau

$$q = kH \left(\frac{N_f}{N_d} \right) n \quad (5.52)$$

Gambar 5.20 menunjukkan jaring aliran untuk rembesan di sekitar satu baris turap. Perhatikan bahwa saluran aliran 1 dan 2 memiliki elemen persegi. Oleh karena itu, laju aliran melalui kedua saluran ini dapat diperoleh dari Persamaan (5.48):

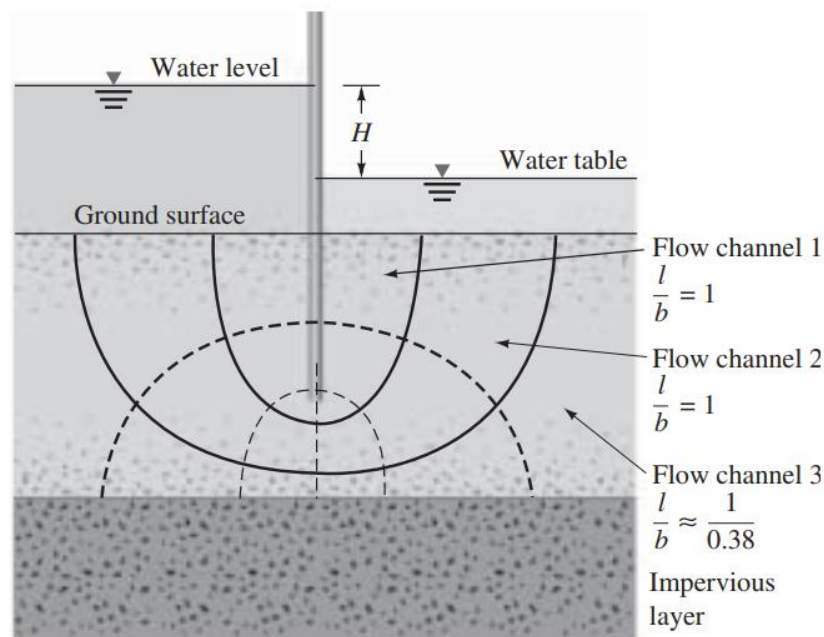
$$\Delta q_1 + \Delta q_2 = k \frac{H}{N_d} + k \frac{H}{N_d} = 2k \frac{H}{N_d}$$

Namun, saluran aliran 3 memiliki elemen persegi panjang. Elemen-elemen ini memiliki rasio lebar terhadap panjang sekitar 0,38; oleh karena itu, dari Persamaan (5.51), kita memperoleh

$$\Delta q_3 = kH \left(\frac{0.38}{N} \right)$$

Jadi, laju total rembesan dapat diberikan sebagai berikut:

$$q = \Delta q_1 + \Delta q_2 + \Delta q_3 = 2.38 \frac{kH}{N_d}$$



Gambar 5.20 Jaringan aliran untuk rembesan di sekitar satu baris tumpukan lembaran

Contoh 5.9

Jaringan aliran untuk aliran di sekitar satu baris turap pada lapisan tanah permeabel ditunjukkan pada Gambar 5.21. Diketahui $k_x = k_z = k = 5 \times 10^{-3}$ cm/detik.

- Seberapa tinggi (di atas permukaan tanah) air akan naik jika piezometer ditempatkan di titik a , b , c , dan d ?
- Berapa laju rembesan melalui saluran aliran II per satuan panjang (tegak lurus terhadap penampang yang ditunjukkan)?

Solusi

- Dari Gambar 5.21, kita melihat bahwa $N_f = 3$ dan $N_d = 6$. Selisih tinggi muka air antara sisi hulu dan hilir adalah 3,33 m, sehingga kehilangan tinggi muka air untuk setiap penurunan adalah $3,33/6 = 0,555$ m. Titik a terletak pada garis ekuipotensial 1, yang berarti bahwa penurunan potensial di a adalah $1 \times 0,555$ m. Air di dalam piezometer pada titik a akan naik hingga ketinggian $(5 - 0,555) = 4,445$ m di atas permukaan tanah. Dengan cara yang sama, kita dapat menghitung elevasi piezometrik lainnya:

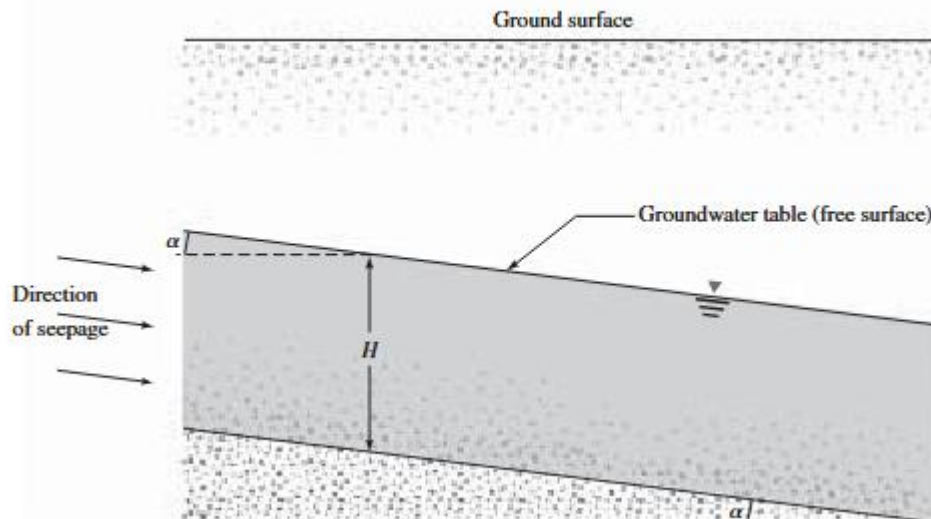
$$b = (5 - 2 \times 0,555) = 3,89 \text{ m di atas permukaan tanah}$$

$$c = (5 - 5 \times 0,555) = 2,225 \text{ m di atas permukaan tanah}$$

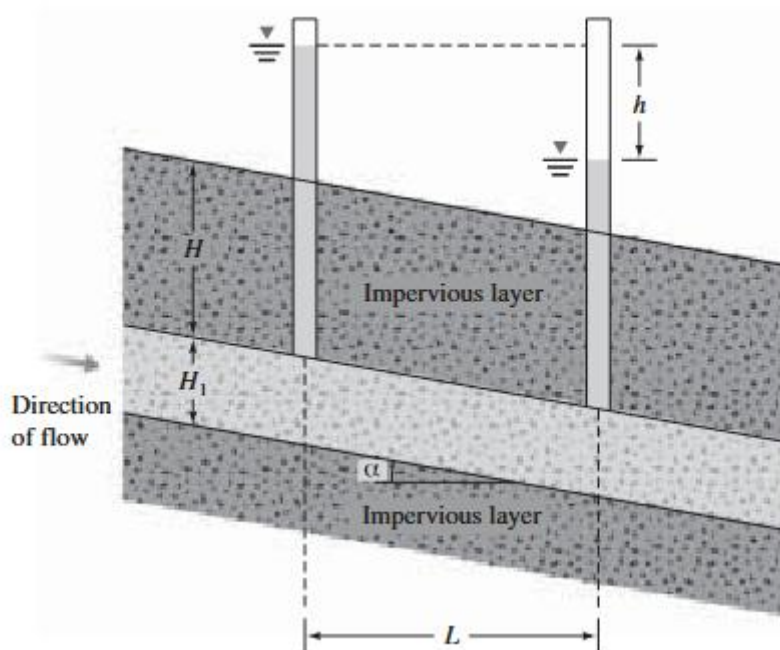
$$d = (5 - 5 \times 0,555) = 2,225 \text{ m di atas permukaan tanah}$$

- $L = 460 \text{ mm}$
- $A = \text{luas spesimen} = 22,6 \text{ cm}^2$
- Beda tekanan konstan = $h = 700 \text{ mm}$
- Air yang terkumpul dalam 3 menit = 354 cm^3

Hitung konduktivitas hidrolik dalam cm/detik.



Gambar 5.22



Gambar 5.23

5.5 Lihat Gambar 5.4. Untuk uji permeabilitas tekanan konstan pada pasir, nilai-nilai berikut diberikan:

- $L = 350 \text{ mm}$
 - $A = 125 \text{ cm}^2$
 - $h = 420 \text{ mm}$
 - Air yang terkumpul dalam 3 menit = 580 cm^3
 - Rasio pori pasir = 0,61 Tentukan:
 - a. Konduktivitas hidrolik, k (cm/detik)
 - b. Kecepatan rembesan
- 5.6 Dalam uji permeabilitas tekanan konstan di laboratorium, nilai-nilai berikut diberikan: $L = 250 \text{ mm}$ dan $A = 105 \text{ cm}^2$. Jika nilai $k = 0,014 \text{ cm/detik}$ dan laju aliran $120 \text{ cm}^3/\text{menit}$ harus dipertahankan melalui tanah, berapakah perbedaan tekanan, h , yang melintasi spesimen? Tentukan juga kecepatan debit pada kondisi pengujian.
- 5.7 Untuk uji permeabilitas tinggi muka air variabel, nilai-nilai berikut diberikan:
- Panjang benda uji tanah = 200 mm
 - Luas benda uji tanah = 1000 mm^2
 - Luas pipa tegak = 40 mm^2
 - Beda tinggi muka air pada waktu $t = 0$ adalah 500 mm
 - Beda tinggi muka air pada waktu $t = 3$ menit adalah 300 mm
 - a. Tentukan konduktivitas hidrolik tanah dalam cm/detik.
 - b. Berapa beda tinggi muka air pada waktu $t = 100$ detik?
- 5.8 Konduktivitas hidrolik, k , suatu tanah adalah $0,832 \times 10^{-5} \text{ cm/detik}$ pada suhu 20°C . Tentukan permeabilitas absolutnya pada suhu 20°C , dengan asumsi bahwa pada suhu 20°C , $\gamma_w = 9,789 \text{ kN/m}^3$ dan $\mu = 1,005 \times 10^{-5} \text{ N} \cdot \text{detik/m}^2$ (Newton-detik per meter persegi).
- 5.9 Konduktivitas hidrolik pasir pada rasio rongga 0,62 adalah $0,03 \text{ cm/detik}$. Perkirakan konduktivitas hidroliknya pada rasio rongga 0,48. Gunakan Persamaan (5.27).
- 5.10 Untuk pasir, kita memiliki porositas (n) = 0,31 dan $k = 0,066 \text{ cm/detik}$. Tentukan k , ketika $n = 0,4$. Gunakan Persamaan (5.27).
- 5.11 Berat satuan kering maksimum yang ditentukan di laboratorium untuk pasir kuarsa adalah $16,0 \text{ kN/m}^3$. Di lapangan, jika pemadatan relatif adalah 90%, tentukan konduktivitas hidrolik pasir dalam kondisi pemadatan lapangan (dengan asumsi k untuk pasir pada kondisi berat satuan kering maksimum adalah $0,03 \text{ cm/detik}$ dan $G_s = 2,7$). Gunakan Persamaan (5.27).

5.12 Untuk tanah berpasir, kita memiliki $e_{\max} = 0,66$, $e_{\min} = 0,36$, dan k pada kerapatan relatif 90% = 0,008 cm/detik. Tentukan k pada kerapatan relatif 50%. Gunakan Persamaan (5.27).

5.13 Tanah lempung yang terkonsolidasi normal memiliki nilai-nilai yang diberikan dalam tabel:

Void ratio, e	k (cm/detik)
0.8	1.2×10^{-6}
1.4	3.6×10^{-6}

Perkirakan konduktivitas hidrolis lempung pada rasio pori (e) sebesar 0,62. Gunakan Persamaan (5.28).

5.14 Lempung yang terkonsolidasi normal memiliki nilai-nilai berikut:

Void ratio, e	k (cm/detik)
1.2	0.2×10^{-6}
1.9	0.91×10^{-6}

Perkirakan besarnya k lempung pada rasio rongga (e) 0,9. Gunakan Persamaan (5.28).

5.15 Analisis saringan untuk pasir diberikan dalam tabel berikut. Perkirakan konduktivitas hidrolis pasir pada rasio rongga 0,5. Gunakan Persamaan (5.26) dan $SF = 6,5$.

Saringan US No.	Persentase lulus
30	100
40	80
60	68
100	28
200	0

5.16 Tanah berlapis ditunjukkan pada Gambar 5.24. Perkirakan konduktivitas hidrolis ekuivalen untuk aliran pada arah vertikal.

5.17 Lihat Gambar 5.24. Perkirakan konduktivitas hidrolik ekuivalen (cm/detik) untuk aliran pada arah horizontal. Hitung juga rasio $k_{V(eq)}/k_{H(eq)}$.

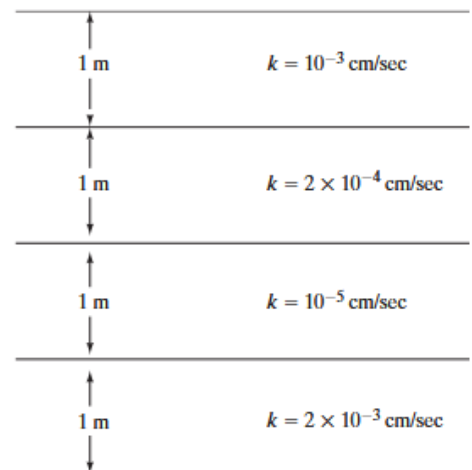
5.18 Lihat Gambar 5.13 untuk pemompaan lapangan dari sumur. Untuk kondisi tunak, diberikan:

$$q = 0,68 \text{ m}^3/\text{menit}$$

$$h^2 = 5,6 \text{ m pada } r^2 = 60 \text{ m}$$

$$h^2 = 5 \text{ m pada } r^2 = 30 \text{ m}$$

Hitung konduktivitas hidrolik (cm/detik) dari lapisan permeabel.



Gambar 5.24

5.19 Lihat Gambar 5.25 dan gunakan nilai-nilai berikut:

$$H_1 = 7 \text{ m}; \quad D = 3,5 \text{ m}$$

$$H_2 = 1,75 \text{ m} \quad D_1 = 7 \text{ m}$$

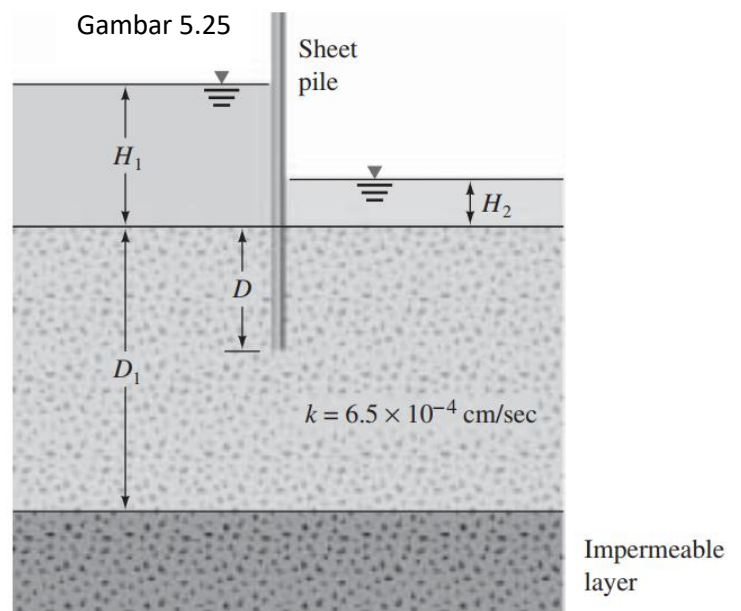
Gambarkan jaring aliran. Hitung kehilangan rembesan per meter panjang turap (pada sudut siku-siku terhadap penampang melintang yang ditunjukkan).

5.20 Gambarkan jaring aliran untuk satu baris turap yang ditancapkan ke dalam lapisan permeabel seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.25, dengan ketentuan berikut:

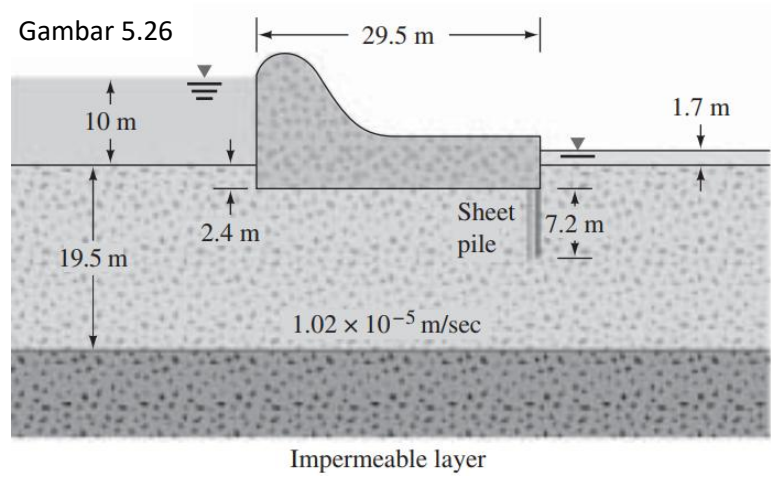
$$H_1 = 5 \text{ m}; \quad D = 4 \text{ m}$$

$$H_2 = 0,7 \text{ m}; \quad D_1 = 10 \text{ m}$$

Hitunglah kehilangan rembesan per meter panjang turap (pada sudut siku-siku terhadap penampang melintang yang ditunjukkan).



5.21 Gambarkan jaring aliran untuk bendung yang ditunjukkan pada Gambar 5.26. Hitung laju rembesan di bawah bendung.



BAB 6

TEGANGAN PADA MASSA TANAH

Sebagaimana dijelaskan dalam Bab 3, tanah merupakan sistem multifase. Dalam volume tanah tertentu, partikel padat terdistribusi secara acak dengan ruang hampa di antaranya. Ruang hampa tersebut kontinu dan ditempati oleh air, udara, atau keduanya. Untuk menganalisis permasalahan seperti kompresibilitas tanah, daya dukung pondasi, stabilitas timbunan, dan tekanan lateral pada struktur penahan tanah, para insinyur perlu mengetahui sifat distribusi tegangan di sepanjang penampang profil tanah tertentu – yaitu, berapa fraksi tegangan normal pada kedalaman tertentu dalam massa tanah yang dipikul oleh air di ruang hampa dan berapa fraksi yang dipikul oleh kerangka tanah pada titik-titik kontak partikel tanah. Permasalahan ini disebut sebagai konsep tegangan efektif, dan dibahas di bagian pertama bab ini.

Ketika pondasi dibangun, terjadi perubahan pada tanah di bawah pondasi. Tegangan netto biasanya meningkat. Peningkatan tegangan netto pada tanah ini bergantung pada beban per satuan luas yang ditanggung pondasi, kedalaman di bawah pondasi tempat estimasi tegangan dilakukan, dan faktor-faktor lainnya. Peningkatan tegangan vertikal netto pada tanah yang terjadi akibat konstruksi pondasi perlu diestimasi agar penurunan dapat dihitung. Bagian kedua bab ini membahas prinsip-prinsip estimasi peningkatan tegangan vertikal pada tanah yang disebabkan oleh berbagai jenis pembebanan, berdasarkan teori elastisitas. Meskipun endapan tanah alami bukanlah material yang sepenuhnya elastis, isotropik, atau homogen, perhitungan untuk estimasi peningkatan tegangan vertikal memberikan hasil yang cukup baik untuk pekerjaan praktis.

6.1 TEGANGAN PADA TANAH JENUH TANPA REMBESAN

Gambar 6.1a menunjukkan kolom massa tanah jenuh tanpa rembesan air ke segala arah. Tegangan total pada elevasi titik A , σ , dapat diperoleh dari berat satuan tanah jenuh dan berat satuan air di atasnya. Dengan demikian,

$$\sigma = H\gamma_w + (H_A + H)\gamma_{sat} \quad (6.1)$$

di mana

γ_w = berat satuan air

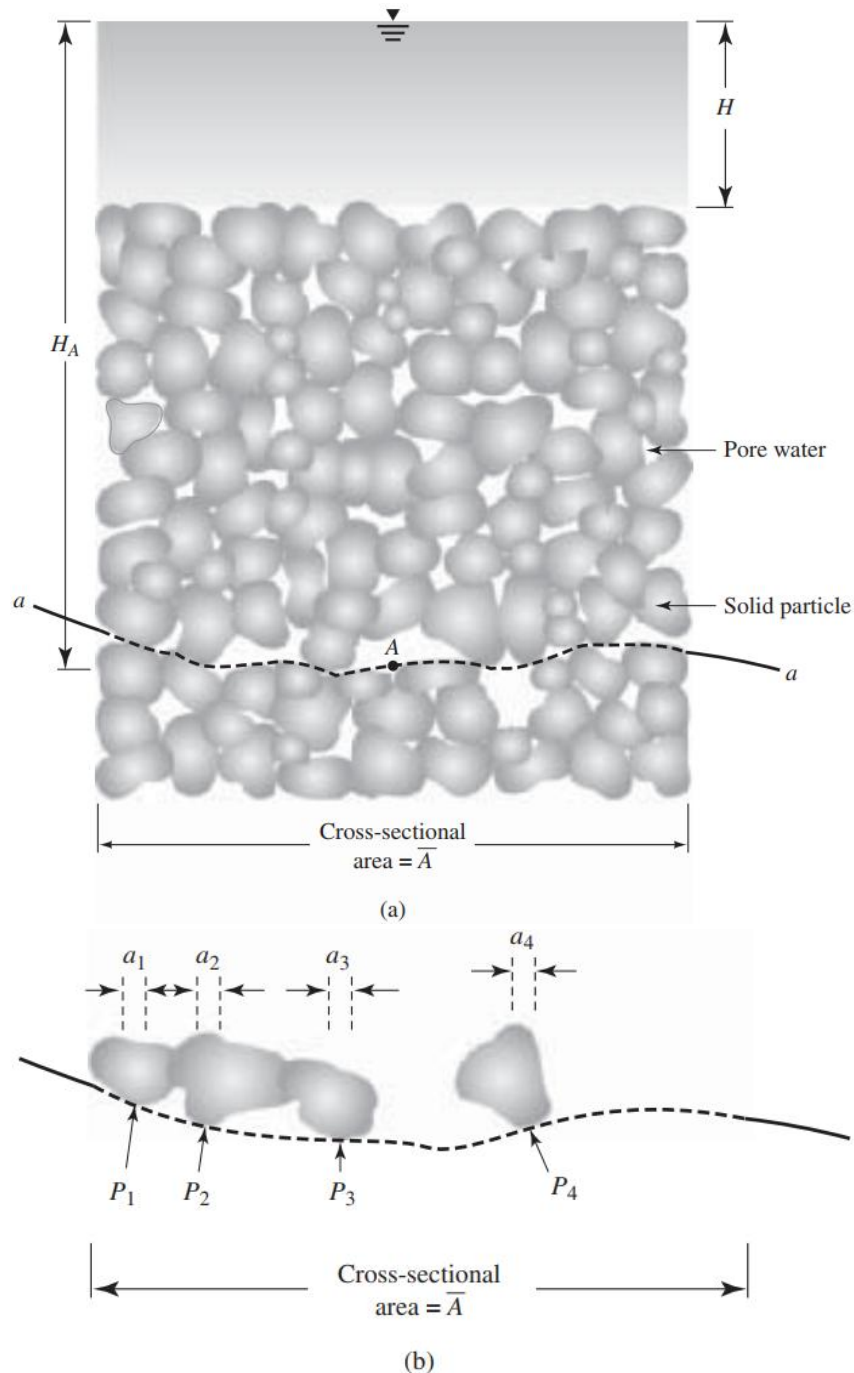
γ_{sat} = berat satuan jenuh tanah

H = tinggi muka air tanah dari puncak kolom tanah

H_A = jarak antara titik A dan muka air tanah

Tegangan total, σ , yang diberikan oleh Persamaan (6.1) dapat dibagi menjadi dua bagian:

1. Sebagian dipikul oleh air dalam ruang hampa kontinu. Bagian ini bekerja dengan intensitas yang sama ke segala arah.
2. Sisa tegangan total dipikul oleh padatan tanah pada titik-titik kontakanya. Jumlah komponen vertikal gaya yang dihasilkan pada titik-titik kontak partikel padat per satuan luas penampang massa tanah disebut tegangan efektif.



Gambar 6.1 (a) Pertimbangan tegangan efektif untuk kolom tanah jenuh tanpa rembesan; (b) gaya yang bekerja pada titik kontak partikel tanah pada tingkat titik A

Konsep tegangan efektif dapat diilustrasikan dengan menggambar garis bergelombang, $a - a$, melalui titik A yang hanya melalui titik-titik kontak partikel padat. Misalkan $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$ adalah gaya-gaya yang bekerja pada titik-titik kontak partikel tanah (Gambar 6.1b). Jumlah komponen vertikal dari semua gaya tersebut di atas luas penampang satuan sama dengan tegangan efektif, σ' , atau

$$\sigma' = \frac{P_{1(v)} + P_{2(v)} + P_{3(v)} + \dots + P_{n(v)}}{\bar{A}} \quad (6.2)$$

di mana $P_{1(v)}, P_{2(v)}, P_{3(v)}, \dots, P_{n(v)}$ masing-masing adalah komponen vertikal dari $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$, dan $\bar{A}$ adalah luas penampang massa tanah yang ditinjau.

Sekali lagi, jika a_s adalah luas penampang yang ditempati oleh kontak padat-ke-padatan (yaitu, $a_s = a_1 + a_2 + a_3 + \dots + a_n$), maka ruang yang ditempati oleh air sama dengan $(\bar{A} - a_s)$. Jadi, kita dapat menuliskan

$$\sigma = \sigma' + \frac{u(\bar{A} - a_s)}{\bar{A}} = \sigma' + u(1 - a'_s) \quad (6.3)$$

Dimana

$u = H_A \gamma_w$ = tekanan air pori (yaitu, tekanan hidrostatik pada A)

$a'_s = a_s / \bar{A}$ = fraksi satuan luas penampang massa tanah yang ditempati oleh kontak padat-ke-padatan

Nilai a'_s sangat kecil dan dapat diabaikan untuk rentang tekanan yang umumnya ditemui dalam masalah praktis. Dengan demikian, Persamaan (6.3) dapat didekati dengan

$$\sigma = \sigma' + u \quad (6.4)$$

di mana u juga disebut tegangan netral. Substitusikan σ ke Persamaan (6.1) pada Persamaan (6.4) menghasilkan

$$\begin{aligned} \sigma' &= [H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat}] - H_A\gamma_w \\ &= (H_A - H)(\gamma_{sat} - \gamma_w) \\ &= (\text{Tinggi kolom tanah}) \times \gamma' \end{aligned} \quad (6.5)$$

di mana $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ adalah berat satuan tanah yang terendam. Dengan demikian, jelas bahwa tegangan efektif di setiap titik A tidak bergantung pada kedalaman air, H , di atas tanah yang terendam.

Prinsip tegangan efektif [Persamaan (6.4)] pertama kali dikembangkan oleh Terzaghi (1925, 1936). Skempton (1960) memperluas karya Terzaghi dan mengusulkan hubungan antara tegangan total dan efektif dalam bentuk Persamaan (6.3).

Contoh 6.1

Profil tanah ditunjukkan pada Gambar 6.2. Hitung tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif pada titik A, B, C, dan D.

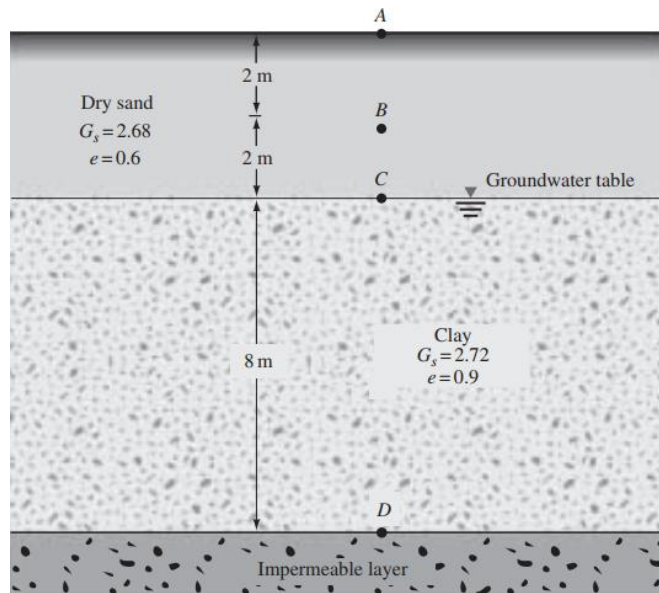
Solusi

$$\text{Untuk Tanah, } \gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.68)(9.81)}{1 + 0.6} = 16.43 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Untuk Tanah Liat, } \gamma_{sat} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.72 + 0.9)(9.81)}{1 + 0.9} = 18.69 \text{ kN/m}^3$$

Pada A: Tegangan Total: $\sigma_A = 0$
 Tekanan Air Pori: $u_A = 0$
 Tegangan Efektif: $\sigma'_A = 0$

Pada B: $\sigma_B = 2\gamma_{kering}(\text{tanah}) = 2 \times 16.43 = 32.86 \text{ kN/m}^2$
 $u_B = 0 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma'_B = 32.86 - 0 = 32.86 \text{ kN/m}^2$



Gambar 6.2

Pada C: $\sigma_C = 4\gamma_{kering}(\text{tanah}) = 4 \times 16.43 = 65.72 \text{ kN/m}^2$
 $u_C = 0 \text{ kN/m}^2$

$$\sigma'_C = 65.72 - 0 = 65.72 \text{ kN/m}^2$$

Pada D: $\sigma_D = 4\gamma_{kering}(\text{tanah}) + 8\gamma_{sat}(\text{Lempung}) = 2 \times 16.43 = \mathbf{32.86 \text{ kN/m}^2}$

$$\sigma_D = 4 \times 16.43 + 8 \times 18.69$$

$$\sigma_D = 65.72 + 149.52 = \mathbf{215.24 \text{ kN/m}^2}$$

$$u_D = 8\gamma_w = 8 \times 9.81 = \mathbf{78.48 \text{ kN/m}^2}$$

$$\sigma'_B = 215.24 - 78.48 = \mathbf{136.76 \text{ kN/m}^2}$$

6.2 TEGANGAN PADA TANAH JENUH DENGAN REMBESAN

Jika air merembes, tegangan efektif pada setiap titik dalam massa tanah akan berbeda dari kasus statis. Tegangan ini akan bertambah atau berkurang, tergantung pada arah rembesan.

Rembesan ke Atas

Gambar 6.3a menunjukkan lapisan tanah granular di dalam tangki di mana rembesan ke atas disebabkan oleh penambahan air melalui katup di dasar tangki. Laju pasokan air dijaga konstan. Kehilangan tinggi tekan yang disebabkan oleh rembesan ke atas antara titik A dan B adalah h . Dengan mengingat bahwa tegangan total pada setiap titik dalam massa tanah ditentukan semata-mata oleh berat tanah dan air di atasnya, kita peroleh perhitungan tegangan efektif pada titik A dan B:

Pada A:

$$\text{Tegangan Total: } \sigma_A = H_1\gamma_w$$

$$\text{Tekanan Air Pori: } u_A = H_1\gamma_w$$

$$\text{Tegangan Efektif: } \sigma'_A = \sigma_A - u_A$$

Pada B:

$$\text{Tegangan Total: } \sigma_B = H_1\gamma_w + H_2\gamma_{sat}$$

$$\text{Tekanan Air Pori: } u_B = (H_1 + H_2 + h)\gamma_w$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Efektif: } \sigma'_B &= \sigma_B - u_B \\ &= H_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) - h\gamma_w \\ &= H_2\gamma' + h\gamma_w \end{aligned}$$

Demikian pula, kita dapat menghitung tegangan efektif pada titik C yang terletak pada kedalaman z di bawah permukaan tanah:

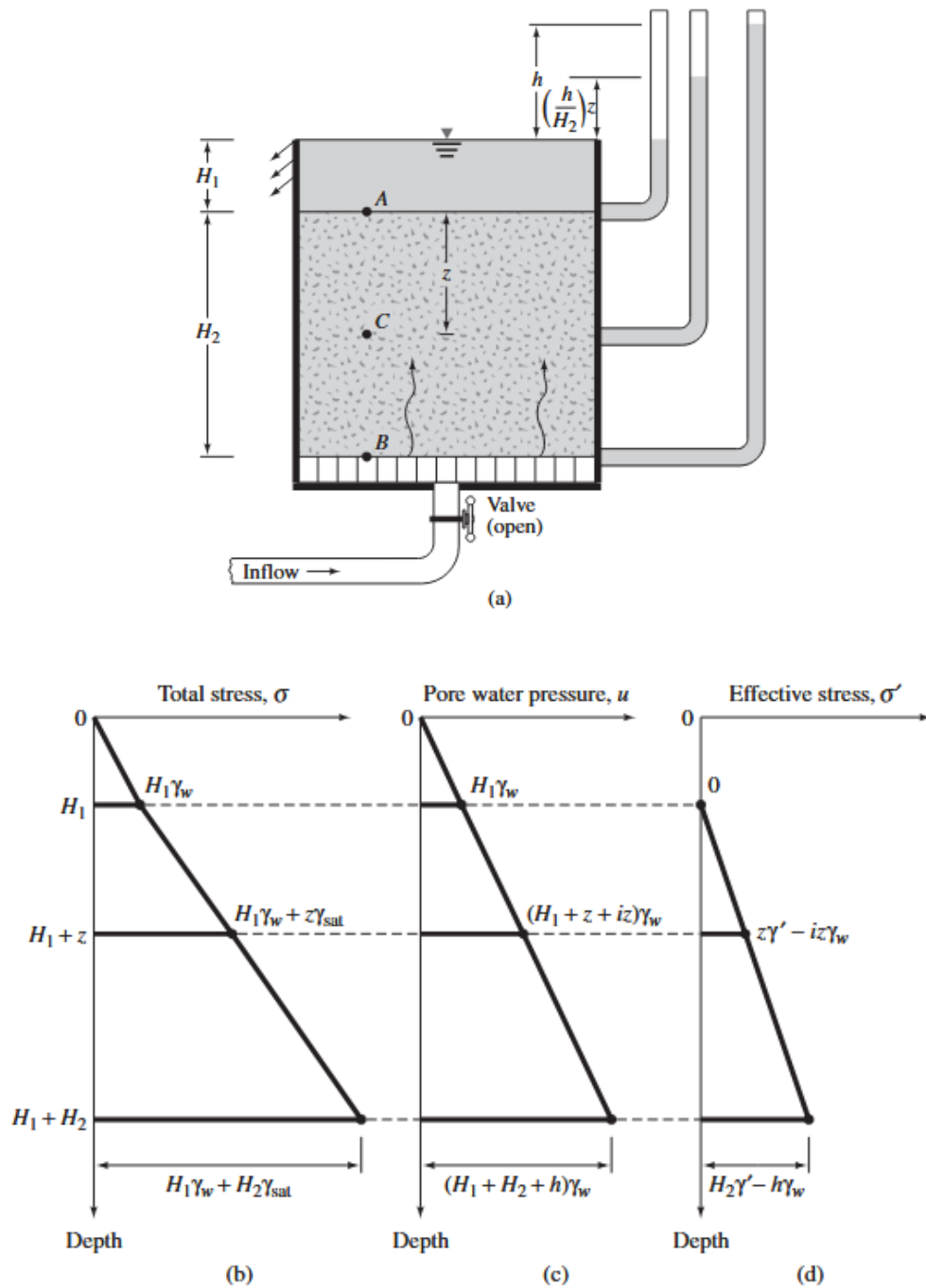
Pada C:

$$\text{Tegangan Total: } \sigma_C = H_1\gamma_w + z\gamma_{sat}$$

$$\text{Tekanan Air Pori: } u_C = \left(H_1 + z + \frac{h}{H_2}z\right)\gamma_w$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Efektif: } \sigma'_C &= \sigma_C - u_C \\ &= z(\gamma_{sat} - \gamma_w) - \frac{h}{H_2}z\gamma_w \end{aligned}$$

$$= z\gamma' + \frac{h}{H_2} z\gamma_w$$



Gambar 6.3 (a) Lapisan tanah dalam tangki dengan rembesan ke atas; variasi (b) tegangan total; (c) tekanan air pori; (d) tegangan efektif terhadap kedalaman dalam lapisan tanah dengan rembesan ke atas

Perhatikan bahwa $\frac{h}{H_2}$ adalah gradien hidrolis i yang disebabkan oleh aliran, dan sebagainya

$$\sigma'_c = z\gamma' - iz\gamma_w \quad (6.6)$$

Variasi tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif terhadap kedalaman masing-masing diplot pada Gambar 6.3b, c, dan d. Jika laju rembesan dan gradien hidrolik ditingkatkan secara bertahap, kondisi pembatas akan tercapai, di mana

$$\sigma'_c = z\gamma' - i_{cr}z\gamma_w = 0 \quad (6.7)$$

di mana $i_{cr} = \text{gradien hidrolik kritis}$ (untuk tegangan efektif nol). Dalam situasi seperti itu, stabilitas tanah akan hilang. Kondisi ini umumnya disebut sebagai kondisi mendidih, atau kondisi cepat. Dari Persamaan (6.7), kita memperoleh

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (6.8)$$

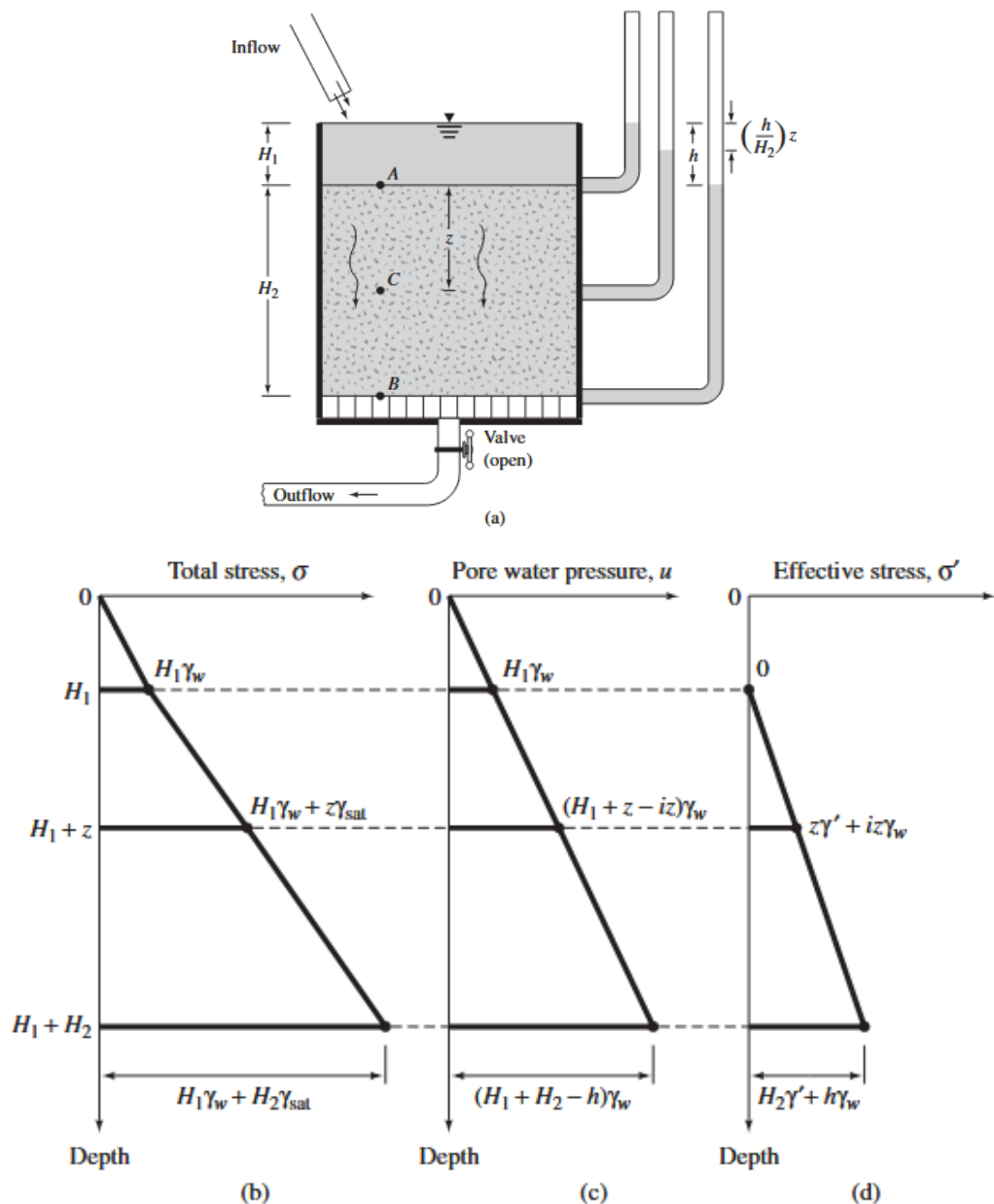
Untuk sebagian besar tanah, nilai i_{cr} bervariasi antara 0,9 hingga 1,1, dengan rata-rata 1.

Rembesan ke Bawah

Kondisi rembesan ke bawah ditunjukkan pada Gambar 6.4a. Ketinggian air dalam tangki tanah dijaga konstan dengan menyesuaikan pasokan dari atas dan aliran keluar di bawah. Gradien hidrolik yang disebabkan oleh rembesan ke bawah adalah $i = \frac{h}{H_2}$. Tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif pada setiap titik C berturut-turut adalah:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= H_1\gamma_w + z\gamma_{sat} \\ u_c &= (H_1 + z - iz)\gamma_w \\ \sigma'_c &= (H_1\gamma_w + z\gamma_{sat}) - (H_1 + z - iz)\gamma_w \\ &= z\gamma' + iz\gamma_w \end{aligned} \quad (6.9)$$

Variasi tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif terhadap kedalaman juga ditunjukkan secara grafis pada Gambar 6.4b, c, dan d.



Gambar 6.4 (a) Lapisan tanah dalam tangki dengan rembesan ke bawah; variasi (b) tegangan total; (c) tekanan air pori; (d) tegangan efektif terhadap kedalaman dalam lapisan tanah dengan rembesan ke bawah

Contoh 6.2

Sebuah lubang bor eksplorasi dibuat pada tanah lempung kaku yang jenuh (Gambar 6.5). Diamati bahwa lapisan pasir di bawah tanah lempung tersebut berada di bawah tekanan artesis. Air di dalam lubang bor naik hingga ketinggian H_1 di atas lapisan pasir. Jika penggalian terbuka akan dilakukan pada tanah lempung tersebut, seberapa dalam penggalian dapat dilakukan sebelum dasar tanah terangkat? Diketahui $H = 8$ m, $H_1 = 4$ m, dan $w = 32\%$.

Solusi

Pertimbangkan sebuah titik pada antarmuka pasir-lempung. Untuk pengangkatan, $\sigma' = 0$, sehingga

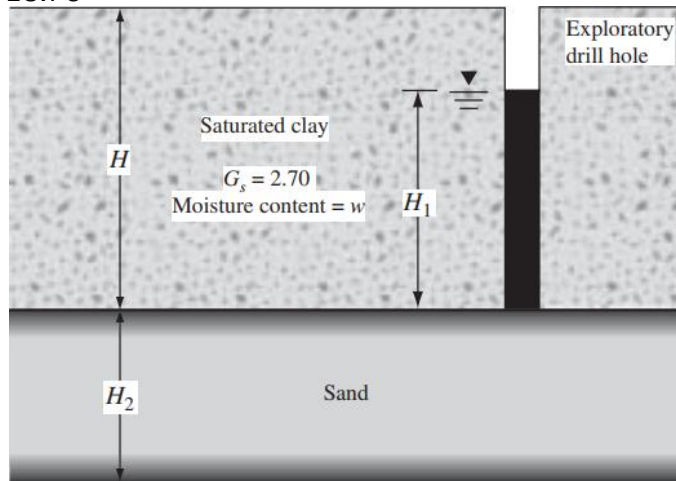
$$(H - H_{cxc})\gamma_{sat(clay)} - H_1\gamma_w = 0$$

$$\begin{aligned}\gamma_{sat(clay)} &= \frac{G_s\gamma_w + wG_s\gamma_w}{1 + e} = \frac{[2.70 + (0.32)(2.70)](9.81)}{1 + (0.32)(2.70)} \\ &= 18.76 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Dengan demikian,

$$(8 - H_{cxc})(18.76) - (3)(9.81) = 0$$

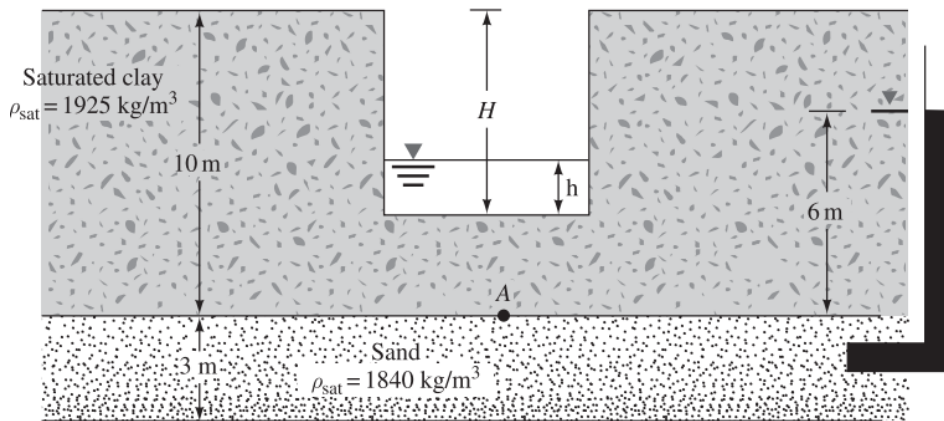
$$H_{cxc} = 8 - \frac{(3)(9.81)}{18.76} = 6.43 \text{ m}$$



Gambar 6.5

Contoh 6.3

Lapisan lempung jenuh kaku setebal 10 m dilapisi oleh lapisan pasir (Gambar 6.6). Pasir tersebut berada di bawah tekanan artesis. Jika $H = 7,2 \text{ m}$, berapakah tinggi air minimum h dalam potongan agar stabilitas lempung jenuh tidak hilang?



Gambar 6.6 Lapisan lempung jenuh yang dilapisi oleh lapisan pasir

Solusi

Diketahui $\rho_{sat(clay)} = 1925 \text{ kg/m}^3$. Dimana

$$\gamma_{sat(clay)} = \frac{1925 \times 9.81}{1000} = 18.88 \text{ kN/m}^3$$

Pada Poin A

$$\sigma_A = (10 - 7.2)\gamma_{sat(clay)} + h\gamma_w = (2.8)(18.88) + h\gamma_w (\text{kN/m}^2)$$

$$u_A = (6)(\gamma_w) = (6)(9.81) = 58.86 \text{ kN/m}^2$$

Untuk mengangkat

$$\sigma_A - u_A = 0$$

Atau

$$\sigma_A = u_A$$

$$52.86 + h\gamma_w = 58.86$$

$$h = \frac{58.86 - 52.86}{9.81} = \mathbf{0.61 \text{ m}}$$

6.3 TEGANGAN EFEKTIF PADA TANAH JENUH SEBAGIAN

Pada tanah jenuh sebagian, air di ruang hampa tidak kontinu, dan merupakan sistem tiga fase—yaitu, padatan, air pori, dan udara pori (Gambar 6.7). Oleh karena itu, tegangan total pada setiap titik dalam profil tanah terdiri dari tekanan intergranular, udara pori, dan air pori. Berdasarkan hasil uji laboratorium, Bishop dkk. (1960) memberikan persamaan berikut untuk tegangan efektif, σ' , pada tanah jenuh sebagian:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (6.10)$$

di mana

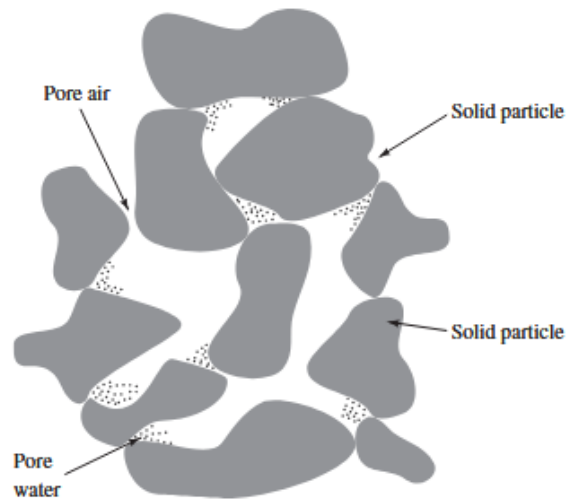
σ = tegangan total

u_a = tekanan udara pori

u_w = tekanan air pori

Dalam Persamaan (6.10), χ merupakan fraksi dari satuan luas penampang tanah yang ditempati oleh air. Untuk tanah kering, $\chi = 0$, dan untuk tanah jenuh, $\chi = 1$.

Bishop, dkk., menunjukkan bahwa nilai antara χ terutama bergantung pada derajat kejenuhan, S . Namun, nilai-nilai ini juga dipengaruhi oleh faktor-faktor seperti struktur tanah.



Gambar 6.7 Tanah jenuh sebagian

6.4 GAYA REMBESAN

Bagian 6.2 menunjukkan bahwa efek rembesan adalah menambah atau mengurangi tegangan efektif pada suatu titik di lapisan tanah. Seringkali lebih mudah untuk menyatakan gaya rembesan per satuan volume tanah.

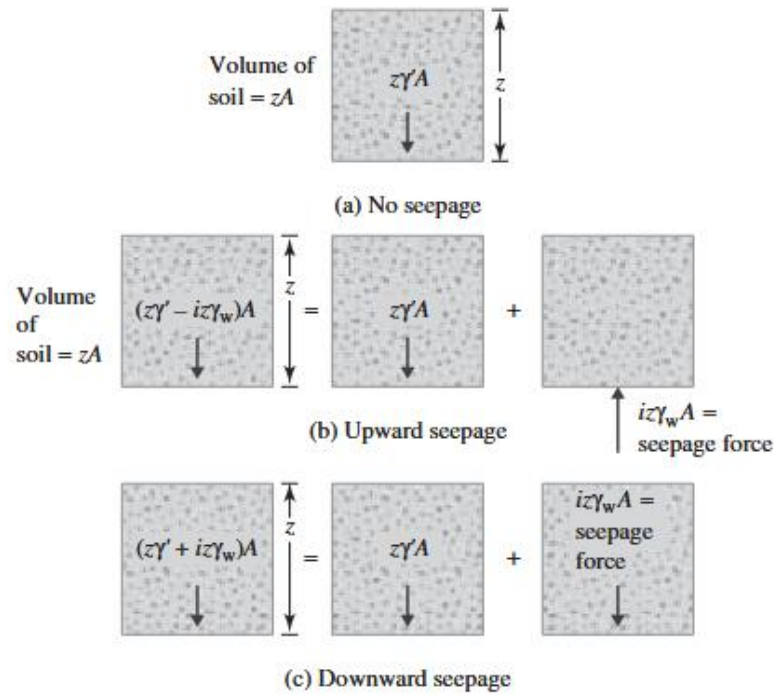
Pada Gambar 6.1 ditunjukkan bahwa, tanpa rembesan, tegangan efektif pada kedalaman z yang diukur dari permukaan lapisan tanah sama dengan $z\gamma'$. Dengan demikian, gaya efektif pada luasan A adalah

$$P'_1 = z\gamma' A$$

(arah gaya P'_1 ditunjukkan pada Gambar 6.8a.)

Sekali lagi, jika terjadi rembesan air ke atas dalam arah vertikal melalui lapisan tanah yang sama (Gambar 6.3), gaya efektif pada area A pada kedalaman z dapat diberikan oleh

$$P'_2 = (z\gamma' - iz\gamma_w)A$$



Gambar 6.8 Gaya akibat (a) tidak adanya rembesan; (b) rembesan ke atas; (c) rembesan ke bawah pada suatu volume tanah

Oleh karena itu, penurunan gaya total akibat rembesan adalah

$$P'_1 - P'_2 = iz\gamma_w A \quad (6.11)$$

Volume tanah yang memberikan gaya efektif sama dengan zA . Jadi, gaya rembesan per satuan volume tanah adalah

$$\frac{P'_1 - P'_2}{(\text{Volume Tanah})} = \frac{iz\gamma_w A}{zA} = i\gamma_w \quad (6.12)$$

Gaya per satuan volume, $i\gamma_w$, dalam kasus ini bekerja ke arah atas—yaitu, searah aliran. Hal ini ditunjukkan pada Gambar 6.8b. Demikian pula, untuk rembesan ke bawah, dapat ditunjukkan bahwa gaya rembesan ke arah bawah per satuan volume tanah adalah $i\gamma_w$ (Gambar 6.8c).

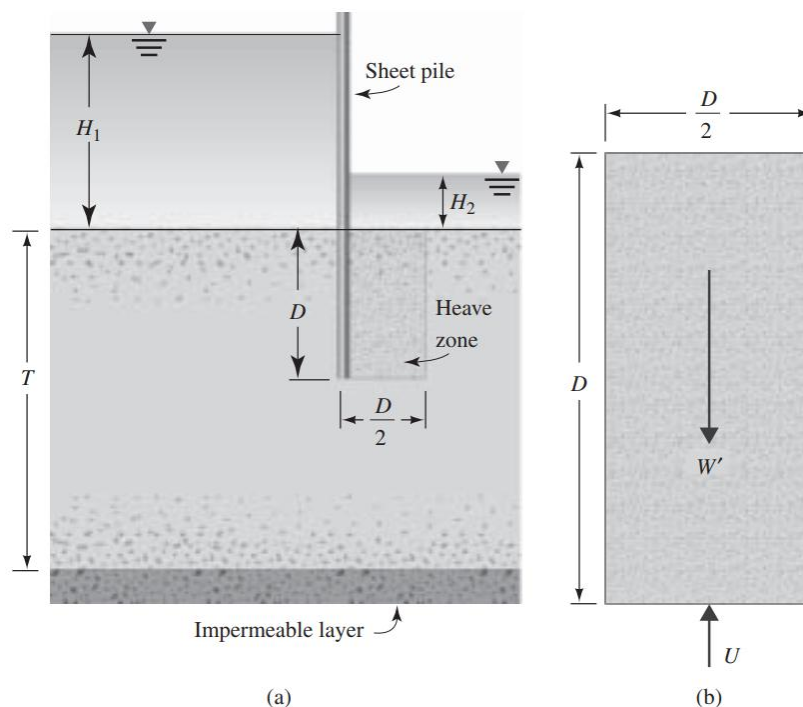
Dari pembahasan sebelumnya, kita dapat menyimpulkan bahwa gaya rembesan per satuan volume tanah sama dengan $i\gamma_w$, dan pada tanah isotropik, gaya tersebut bekerja searah dengan arah aliran. Pernyataan ini berlaku untuk aliran ke segala arah. Jaring aliran dapat digunakan untuk menemukan gradien hidrolis di setiap titik dan, dengan demikian, gaya rembesan per satuan volume tanah.

Konsep gaya rembesan ini dapat digunakan secara efektif untuk mendapatkan faktor keamanan terhadap naiknya tanah di sisi hilir struktur hidrolis. Hal ini dibahas di bagian berikut.

6.5 NAIKNYA TANAH AKIBAT ALIRAN DI SEKITAR TIANG PANCANG

Gaya rembesan per satuan volume tanah dapat dihitung untuk memeriksa kemungkinan kegagalan struktur tiang pancang di mana rembesan bawah tanah dapat menyebabkan naiknya tanah di sisi hilir (Gambar 6.9a). Setelah melakukan beberapa uji model, Terzaghi (1922) menyimpulkan bahwa naiknya tanah umumnya terjadi dalam jarak $D/2$ dari tiang pancang (ketika D sama dengan kedalaman penanaman tiang pancang ke dalam lapisan permeabel). Oleh karena itu, kita perlu menyelidiki stabilitas tanah di zona yang diukur D oleh $D/2$ pada penampang melintang seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.9a. Faktor keamanan terhadap naiknya tanah dapat diberikan oleh (Gambar 6.8b)

$$FS = \frac{W'}{U} \quad (6.11)$$



Gambar 6.9 (a) Periksa pengangkatan pada sisi hilir untuk deretan tumpukan lembaran yang ditancapkan ke dalam lapisan permeabel; (b) pelebaran zona pengangkatan

di mana

FS = faktor keamanan

W' = berat efektif tanah di zona angkat per satuan panjang turap = $D(D/2)(\gamma_{sat} - \gamma_w) = \left(\frac{1}{2}\right)D^2\gamma'$

U = gaya angkat akibat rembesan pada volume tanah yang sama

Dari Persamaan (6.12)

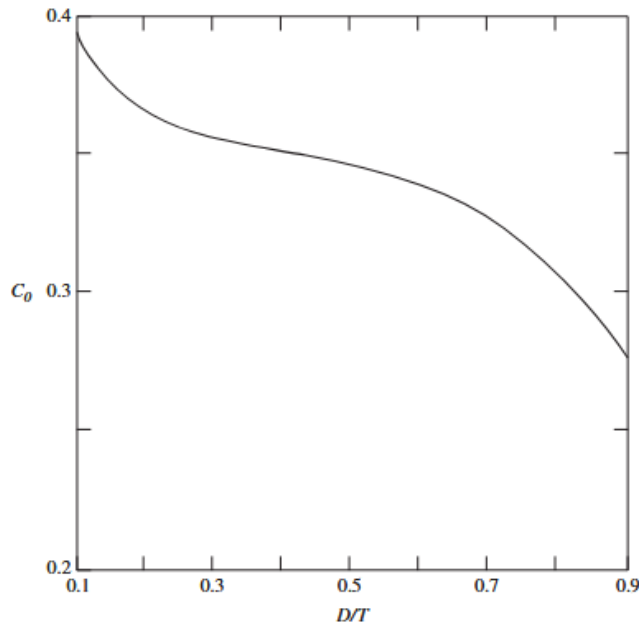
$$U = (\text{Volume Tanah}) \times (i_{av}\gamma_w) = \frac{1}{2}D^2i_{av}\gamma_w$$

dimana i_{av} = gradien hidrolik rata-rata di blok tanah Dengan mengganti nilai W' dan U pada persamaan (6.13), kita dapat menulis

$$FS = \frac{\gamma'}{i_{av}\gamma_w} \quad (6.14)$$

Untuk kasus aliran di sekitar tumpukan lembaran di tanah homogen, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.10, dapat ditunjukkan bahwa

$$\frac{U}{0.5\gamma_w D(H_1 - H_2)} = C_o \quad (6.15)$$



Gambar 6.10 Variasi C_o dengan D/T

di mana C_o adalah fungsi dari D/T (lihat Gambar 6.10). Oleh karena itu, dari Persamaan (8.12),

$$FS = \frac{W'}{U} = \frac{0.5D^2\gamma'}{0.5C_o\gamma_w D(H_1 - H_2)} = \frac{D\gamma'}{C_o\gamma_w(H_1 - H_2)} \quad (6.16)$$

Contoh 6.4

Lihat Gambar 6.9. Diketahui $D = 3 \text{ m}$, $T = 6 \text{ m}$, $H_1 = 5 \text{ m}$, $H_2 = 1 \text{ m}$. Untuk lapisan permeabel, $G_s = 2,68$ dan $e = 0,7$. Hitung faktor keamanan terhadap heave hilir.

Solusi

Persamaan (6.16):

$$FS = \frac{D\gamma'}{C_o\gamma_w(H_1 - H_2)}$$

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.68 - 1)(9.81)}{1 + 0.7} = \mathbf{9.69 \text{ kN/m}^3}$$

Dari Gambar 6.10, untuk $D/T = 3/6 = 0,5$, nilai $C_o \approx 0,347$.

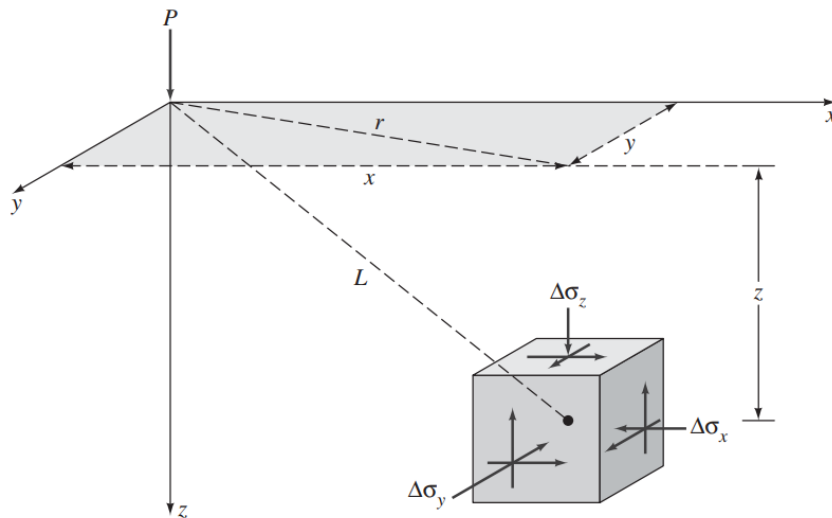
$$FS = \frac{(3)(9.69)}{(0.347)(9.81)(5 - 1)} = \mathbf{2.13}$$

6.6 TEGANGAN YANG DISEBABKAN OLEH BEBAN TITIK

Boussinesq (1883) memecahkan masalah tegangan yang dihasilkan pada setiap titik dalam medium homogen, elastis, dan isotropik sebagai akibat dari beban titik yang diberikan pada permukaan ruang setengah yang sangat besar. Berdasarkan Gambar 6.11, solusi Boussinesq untuk tegangan normal pada titik A yang disebabkan oleh beban titik P adalah

$$\Delta\sigma_x = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3x^2z}{L^5} - (1 - 2\mu_s) \left[\frac{x^2 - y^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{y^2z}{L^3r^2} \right] \right\} \quad (6.17)$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3y^2z}{L^5} - (1 - 2\mu_s) \left[\frac{y^2 - x^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{x^2z}{L^3r^2} \right] \right\} \quad (6.18)$$



Gambar 6.11 Tegangan dalam media elastis yang disebabkan oleh beban titik

Dan

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi L^5} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (6.19)$$

Dimana

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$L = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} = \sqrt{r^2 + z^2}$$

$$\mu_s = \text{Poissons Ratio}$$

Perhatikan bahwa Persamaan (6.17) dan (6.18), yang merupakan persamaan untuk tegangan normal horizontal, bergantung pada rasio Poisson medium. Namun, hubungan untuk tegangan normal vertikal, $\Delta\sigma_z$, sebagaimana diberikan oleh Persamaan (6.19), tidak bergantung pada rasio Poisson. Hubungan untuk $\Delta\sigma_z$, dapat ditulis ulang dalam bentuk berikut:

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \right\} = \frac{P}{z^2} I_1 \quad (6.20)$$

Di mana

$$I_1 = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \quad (6.21)$$

Variasi I_1 untuk berbagai nilai r/z diberikan pada Tabel 6.1.

Nilai tipikal rasio Poisson untuk berbagai jenis tanah tercantum pada Tabel 6.2.

Tabel 6.1 Variasi I_1 [Persamaan (6.20)]

r/z	I_1	r/z	I_1
0	0.4775	0.9	0.1083
0.1	0.4657	1.0	0.0844
0.2	0.4329	1.5	0.0251
0.3	0.3849	1.75	0.0144
0.4	0.3295	2.0	0.0085
0.5	0.2733	2.5	0.0034
0.6	0.2214	3.0	0.0015
0.7	0.1762	4.0	0.0004
0.8	0.1386	5.0	0.00014

Tabel 6.2 Nilai representatif rasio Poisson

Tipe Tanah	Poisson Rasio, μ_s
Pasir lepas	0.2 – 0.4

Pasir sedang	0.25 – 0.4
Pasir padat	0.3 – 0.45
Pasir berdebu	0.2 – 0.4
Lempung lunak	0.15 – 0.25
Lempung sedang	0.2 – 0.5

6.7 SOLUSI WESTERGAARD UNTUK TEGANGAN VERTIKAL AKIBAT BEBAN TITIK

Westergaard (1938) telah mengusulkan solusi untuk penentuan tegangan vertikal akibat beban titik P dalam medium padat elastis yang di dalamnya terdapat lapisan-lapisan berselang-seling dengan tulangan kaku tipis (Gambar 6.12a). Asumsi semacam ini dapat berupa idealisasi lapisan lempung dengan lapisan pasir tipis. Untuk asumsi tersebut, peningkatan tegangan vertikal pada titik A (Gambar 6.12) dapat diberikan sebagai

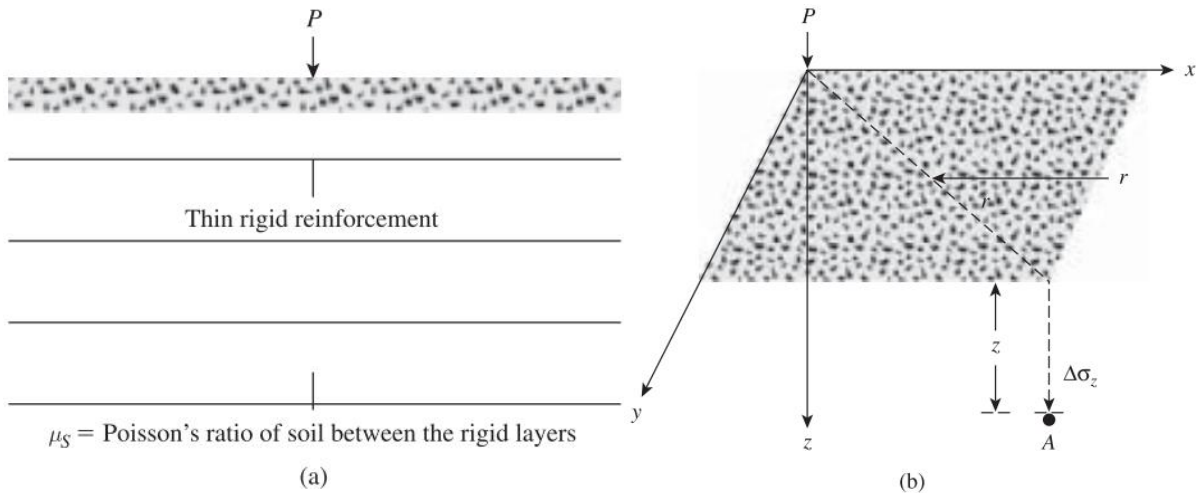
$$I_1 = \frac{P\eta}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{\eta^2 + (r/z)^2} \right]^{3/2} \quad (6.22)$$

Di mana

$$\eta = \sqrt{\frac{1 - 2\mu_s}{2 - 2\mu_s}} \quad (6.23)$$

μ_s = Rasio Poisson antara tulangan kaku dan tulangan padat

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$



Gambar 6.12 Solusi Westergaard untuk tegangan vertikal akibat beban titik

Persamaan (6.22) dapat ditulis ulang menjadi

$$\Delta\sigma_z = \left(\frac{P}{z^2} \right) I_2 \quad (6.24)$$

Dimana

$$I_2 = \frac{1}{2\pi\eta^2} \left[\left(\frac{r}{\eta z} \right)^2 + 1 \right]^{-3/2} \quad (6.25)$$

Tabel 6.3 menunjukkan variasi I_2 terhadap μ_s .

Dalam sebagian besar permasalahan praktis rekayasa geoteknik, solusi Boussinesq (Bagian 6.6) lebih disukai daripada solusi Westergaard. Oleh karena itu, pengembangan lebih lanjut perhitungan tegangan pada berbagai jenis pembebanan akan menggunakan solusi Boussinesq dalam bab ini.

Tabel 6.3 Variasi I_2 [Persamaan (6.25)].

r/z	I_2		
	$\mu_s = 0$	$\mu_s = 0.2$	$\mu_s = 0.4$
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

6.8 TEGANGAN VERTIKAL YANG DISEBABKAN OLEH BEBAN GARIS

Gambar 6.13 menunjukkan beban garis fleksibel dengan panjang tak terhingga yang memiliki intensitas q per satuan panjang pada permukaan massa tanah semi tak terhingga. Peningkatan tegangan vertikal, $\Delta\sigma$, di dalam massa tanah dapat ditentukan dengan menggunakan prinsip-prinsip teori elastisitas, atau

$$\Delta\sigma = \frac{2qz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2} \quad (6.26)$$

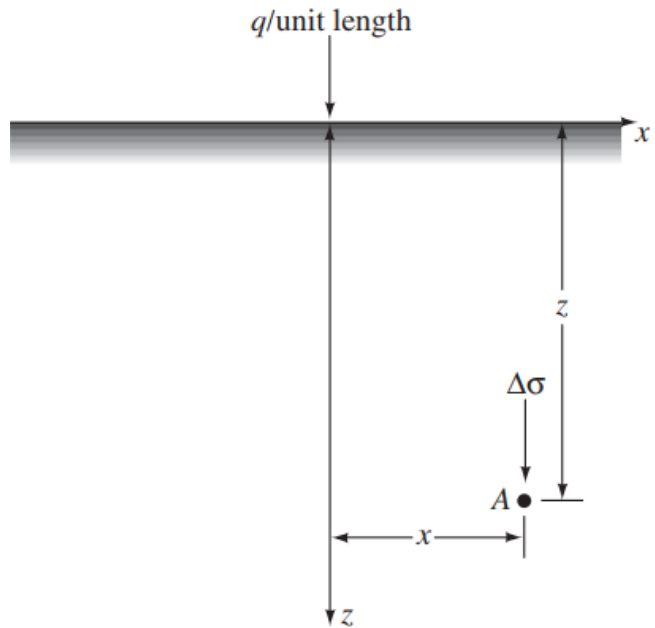
Persamaan sebelumnya dapat ditulis ulang menjadi

$$\Delta\sigma = \frac{2q}{\pi z[(x/z)^2 + 1]^2}$$

Atau

$$\frac{\Delta\sigma}{(q/z)} = \frac{2}{\pi \left[\left(\frac{x}{z} \right)^2 + 1 \right]^2} \quad (6.27)$$

Perhatikan bahwa Persamaan (6.27) berada dalam bentuk nondimensi. Dengan menggunakan persamaan ini, kita dapat menghitung variasi $\Delta\sigma/(q/z)$ terhadap x/z . Variasi tersebut diberikan pada Tabel 6.4. Nilai $\Delta\sigma$ yang dihitung menggunakan Persamaan (6.27) adalah tegangan tambahan pada tanah yang disebabkan oleh beban garis. Nilai $\Delta\sigma$ tidak memperhitungkan tekanan beban tanah di atas titik A.



Tabel 6.4 Variasi $\Delta\sigma/(q/z)$ dengan x/z
[Persamaan (6.27)]

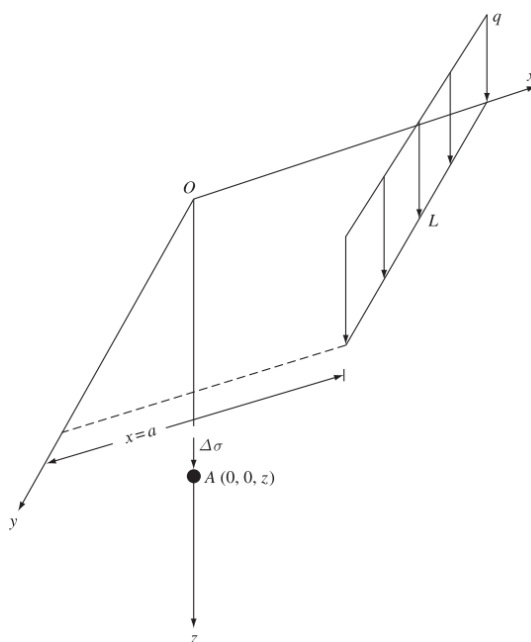
x/z	$\Delta\sigma/(q/z)$	x/z	$\Delta\sigma/(q/z)$
0	0.637	0.7	0.287
0.1	0.624	0.8	0.237
0.2	0.589	0.9	0.194
0.3	0.536	1.0	0.159
0.4	0.473	1.5	0.060
0.5	0.407	2.0	0.025
0.6	0.344	3.0	0.006

Gambar 6.13 Beban garis di atas permukaan massa tanah semi-tak terhingga

6.9 TEGANGAN VERTIKAL OLEH BEBAN GARIS DENGAN PANJANG TERHINGGA

Gambar 6.14 menunjukkan beban garis dengan panjang L yang terletak pada permukaan massa tanah semi-tak terhingga. Intensitas beban per satuan panjang adalah q . Peningkatan tegangan vertikal ($\Delta\sigma$) pada titik A(0, 0, z) dapat diperoleh dengan integrasi solusi Boussinesq [Persamaan (6.19)] sebagai

$$\Delta\sigma = \frac{q}{z} I_3 \quad (6.28)$$



Gambar 6.14 Beban garis dengan panjang L pada permukaan massa tanah semi tak terhingga

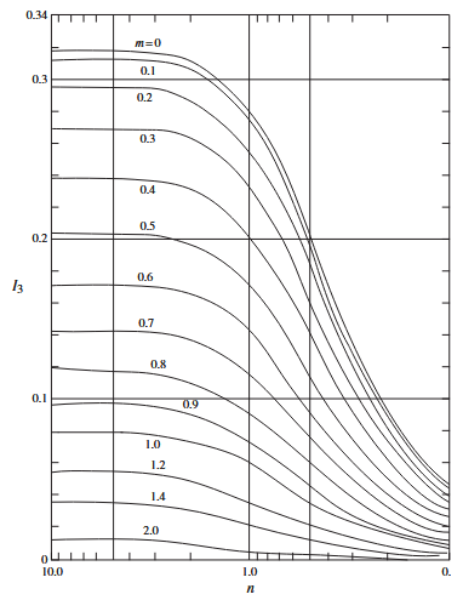
di mana

$$I_3 = \frac{1}{2\pi(m^2 + 1)^2} \left[\frac{3n}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} - \left(\frac{n}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)^3 \right] \quad (6.29)$$

$$m = \frac{a}{z} \quad (6.30)$$

$$n = \frac{L}{z} \quad (6.31)$$

Gambar 6.15 menunjukkan plot I_3 untuk berbagai nilai m dan n .



Gambar 6.15 Variasi I_3 dengan m dan n

Contoh 6.5

Lihat Gambar 6.14. Diketahui $a = 3$ m, $L = 4,8$ m, $q = 50$ kN/m.

Tentukan peningkatan tegangan, $\Delta\sigma$, akibat beban garis pada

- Titik dengan koordinat $(0, 0, 6$ m)
- Titik dengan koordinat $(0, 2.4$ m, 6 m).

Solusi

Bagian a.

$$m = \frac{a}{z} = \frac{3}{6} = 0.5$$

$$n = \frac{L}{z} = \frac{4.8}{6} = 0.8$$

Dari Gambar 6.15, untuk $m = 0,5$ dan $n = 0,8$, nilai I_3 adalah sekitar 0,158. Jadi

$$\Delta\sigma = \frac{q}{z} (I_3) = \frac{50}{6} (0.158) = \mathbf{1.32 \text{ kN/m}^2}$$

Bagian b.

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.16, metode superposisi dapat digunakan. Merujuk pada Gambar 6.16

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2$$

Untuk mendapatkan $\Delta\sigma_1$ (Gambar 6.16a)

$$m_1 = \frac{3}{6} = 0.5$$

$$n_1 = \frac{L_1}{z} = \frac{2.4}{6} = 0.4$$

Dari Gambar 6.15, $I_{3(1)} \approx 0.1$. Demikian pula untuk $\Delta\sigma_2$ (Gambar 6.16b)

$$m_2 = 0.5$$

$$n_2 = \frac{L_2}{z} = \frac{2.4}{6} = 0.4$$

Jadi, $I_{3(2)} \approx 0.1$. Oleh karena itu

$$\Delta\sigma = \frac{q}{z} [I_{3(1)} + I_{3(2)}] = \frac{50}{6} (0.1 + 0.1) = 1.67 \text{ kN/m}^2$$

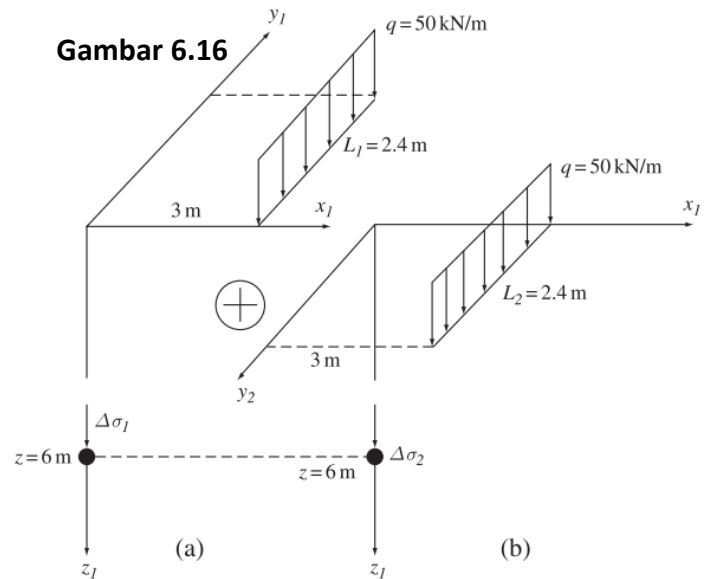
6.10 TEGANGAN VERTIKAL YANG DISEBABKAN OLEH BEBAN STRIP

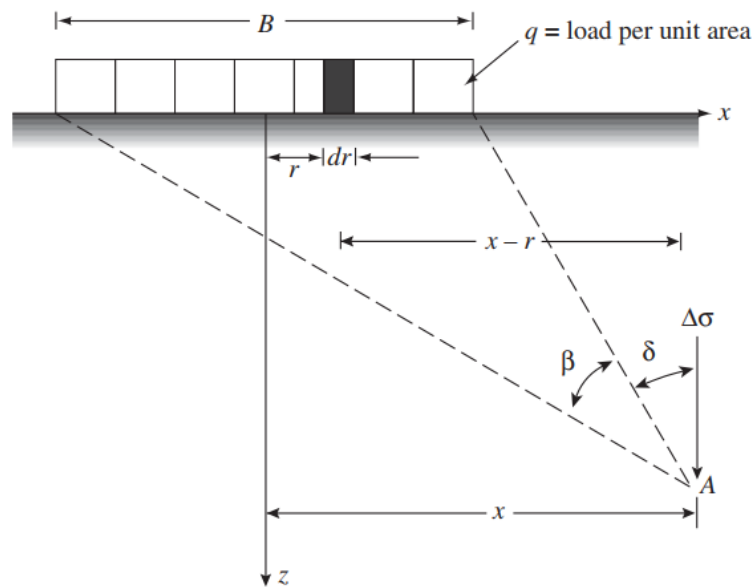
(Lebar Terhingga dan Panjang Tak Terhingga)

Persamaan dasar untuk peningkatan tegangan vertikal pada suatu titik di dalam massa tanah akibat beban garis (lihat Bagian 6.8) dapat digunakan untuk menentukan tegangan vertikal pada suatu titik yang disebabkan oleh beban strip fleksibel dengan lebar B (Gambar 6.17). Misalkan beban per satuan luas strip yang ditunjukkan pada Gambar 6.17 sama dengan q . Jika kita mempertimbangkan strip elemen dengan lebar dr , beban per satuan panjang strip ini akan sama dengan $q dr$. Strip elemen ini dapat diperlakukan sebagai beban garis. Persamaan (6.26) memberikan peningkatan tegangan vertikal, $d\sigma$, pada titik A di dalam massa tanah yang disebabkan oleh beban strip elemen ini. Untuk menghitung peningkatan tegangan vertikal, kita perlu mensubstitusi $q dr$ untuk q dan $(x - r)$ untuk x . Jadi

$$d\sigma = \frac{2(q dr)z^3}{\pi[(x - r)^2 + z^2]^2} \quad (6.31)$$

Gambar 6.16





Gambar 6.17 Tegangan vertikal yang disebabkan oleh beban strip fleksibel
(Catatan: Sudut yang diukur berlawanan arah jarum jam dianggap positif.)

Peningkatan total tegangan vertikal ($\Delta\sigma$) di titik A yang disebabkan oleh seluruh beban strip dengan lebar B dapat ditentukan dengan integrasi Persamaan (6.32) dengan batas r dari $-B/2$ hingga $+B/2$, atau

$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{-B/2}^{+B/2} \left(\frac{2q}{\pi} \right) \left\{ \frac{z^3}{[(x-r)^2 + z^2]^2} \right\} dr \quad (6.33)$$

$$= \frac{q}{\pi} \left\{ \left[\frac{z}{x - (B/2)} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{z}{x + (B/2)} \right] - \frac{Bz[x^2 - z^2 - (B^2/4)]}{[x^2 + z^2 - (B^2/4)]^2 + B^2z^2} \right\}$$

Tabel 6.5 Variasi $\Delta\sigma/q$ dengan $2z/B$ dan $2x/B$

$2z/B$	$2x/B$				
	0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.000	1.000	0.500	—	—
0.5	0.959	0.903	0.497	0.089	0.019
1.0	0.818	0.735	0.480	0.249	0.078
1.5	0.668	0.607	0.448	0.270	0.146
2.0	0.550	0.510	0.409	0.288	0.185
2.5	0.462	0.437	0.370	0.285	0.205
3.0	0.396	0.379	0.334	0.273	0.211
3.5	0.345	0.334	0.302	0.258	0.216
4.0	0.306	0.298	0.275	0.242	0.205
4.5	0.274	0.268	0.251	0.226	0.197
5.0	0.248	0.244	0.231	0.212	0.188

Persamaan (6.33) dapat disederhanakan menjadi bentuk

$$\Delta\sigma = \frac{q}{\pi} [\beta + \sin \beta \cos(\beta + 2\delta)] \quad (6.34)$$

Sudut β dan δ didefinisikan pada Gambar 6.17.

Tabel 6.5 menunjukkan variasi $\Delta\sigma/q$ dengan $2z/B$ untuk $2x/B$ yang sama dengan 0, 0.5, 1.0, 1.5, dan 2.0. Tabel ini dapat digunakan dengan mudah untuk menghitung tegangan vertikal pada suatu titik yang disebabkan oleh beban strip fleksibel.

Contoh 6.6

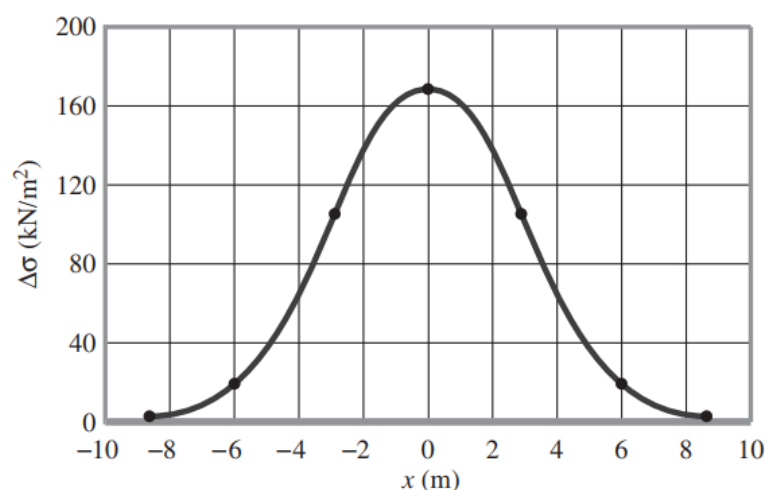
Dengan mengacu pada Gambar 6.17, diberikan $q = 200 \text{ kN/m}^2$, $B = 6 \text{ m}$, dan $z = 3 \text{ m}$. Tentukan peningkatan tegangan vertikal pada $x = \pm 9 \text{ m}$, $\pm 6 \text{ m}$, $\pm 3 \text{ m}$, dan 0 m . Gambarkan grafik $\Delta\sigma$ terhadap x .

Solusi

Kita buat tabel berikut:

$x \text{ (m)}$	$2x/B$	$2z/B$	$A\sigma/q^*$	$\Delta\sigma^+ \text{ kN/m}^2$
± 9	± 3	1	0.0171	3.42
± 6	± 2	1	0.078	15.6
± 3	± 1	1	0.480	96.0
0	0	1	0.8183	163.66

Plot $\Delta\sigma$ terhadap x diberikan pada Gambar 6.18.



Gambar 6.18 Plot $\Delta\sigma$ terhadap jarak x

6.11 TEGANGAN VERTIKAL DI BAWAH AREA LINGKARAN YANG DIBEKANI SECARA SERAGAM

Dengan menggunakan solusi Boussinesq untuk tegangan vertikal $\Delta\sigma$ yang disebabkan oleh beban titik [Persamaan (6.19)], kita juga dapat mengembangkan persamaan untuk tegangan vertikal di bawah pusat area lingkaran fleksibel yang dibebani secara seragam.

Dari Gambar 6.19, misalkan intensitas tekanan pada area lingkaran berjari-jari R sama dengan q . Beban total pada area elemen (yang diarsir pada gambar) = $qr \, dr \, d\alpha$. Tegangan vertikal, $d\sigma$, di titik A yang disebabkan oleh beban pada area elemen (yang dapat diasumsikan sebagai beban terpusat) dapat diperoleh dari Persamaan (6.19):

$$d\sigma = \frac{3(qr \, dr \, d\alpha)}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (6.35)$$

Peningkatan tegangan pada titik A yang disebabkan oleh seluruh area yang terbebani dapat ditemukan dengan mengintegrasikan Persamaan (6.35), atau

$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{\alpha=0}^{\alpha=2\pi} \int_{r=0}^{r=R} \frac{3q}{2\pi} \frac{z^3 r}{(r^2 + z^2)^{5/2}} dr \, d\alpha$$

Jadi

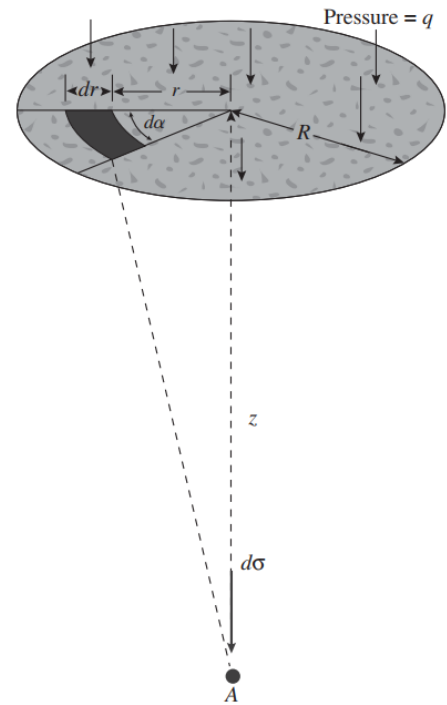
$$\Delta\sigma = q \left\{ 1 - \frac{1}{[(R/z)^2 + 1]^{3/2}} \right\} \quad (6.36)$$

Variasi $\Delta\sigma/q$ dengan z/R yang diperoleh dari Persamaan (6.36) diberikan pada Tabel 6.6. Perhatikan bahwa nilai $\Delta\sigma$ menurun dengan cepat seiring bertambahnya kedalaman, dan, pada $z = 5R$, nilainya sekitar 6% dari q , yang merupakan intensitas tekanan di permukaan tanah.

Persamaan (6.36) berlaku untuk menentukan kenaikan tegangan vertikal ($\Delta\sigma$) pada setiap kedalaman z di bawah pusat area melingkar fleksibel yang dibebani. Demikian pula, kenaikan tegangan pada setiap kedalaman z yang terletak pada jarak radial r yang diukur secara horizontal dari pusat area yang dibebani dapat diberikan sebagai:

$$\Delta\sigma = f\left(q, \frac{r}{R}, \frac{z}{R}\right)$$

Atau



Gambar 6.19 Tegangan vertikal di bawah pusat area melingkar fleksibel yang dibebani secara seragam

$$\frac{\Delta\sigma}{q} = I_4 \quad (6.37)$$

Variasi I_4 dengan r/R dan z/R diberikan dalam Tabel 6.7.

Tabel 6.6 Variasi $\Delta\sigma/q$ dengan z/R [Persamaan (6.36)]

z/R	$\Delta\sigma/q$	z/R	$\Delta\sigma/q$
0	1	1.0	0.6465
0.02	0.9999	1.5	0.4240
0.05	0.9998	2.0	0.2845
0.10	0.9990	2.5	0.1996
0.2	0.9925	3.0	0.1436
0.4	0.9488	4.0	0.0869
0.5	0.9106	5.0	0.0571
0.8	0.7562		

Tabel 6.7 Variasi I_4 [Persamaan (6.37)]

z/R	r/R					
	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

6.12 TEGANGAN VERTIKAL YANG DISEBABKAN OLEH AREA YANG DIBEKANI PERSEGI PANJANG

Solusi Boussinesq juga dapat digunakan untuk menghitung peningkatan tegangan vertikal di bawah area persegi panjang fleksibel yang dibebani, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.20. Area yang dibebani terletak di permukaan tanah dan memiliki panjang L dan lebar B . Beban yang terdistribusi merata per satuan luas sama dengan q . Untuk menentukan peningkatan tegangan vertikal $\Delta\sigma$ pada titik A yang terletak pada kedalaman z di bawah sudut area persegi panjang, kita perlu mempertimbangkan area elemen kecil $dx dy$ dari persegi panjang (Gambar 6.20). Beban pada area elemen ini dapat diberikan oleh

$$dq = q dx dy \quad (6.38)$$

Peningkatan tegangan $d\sigma$ di titik A yang disebabkan oleh beban dq dapat ditentukan dengan menggunakan Persamaan (6.19). Namun, kita perlu mengganti P dengan $dq = q dx dy$ dan r^2 dengan $x^2 + y^2$. Dengan demikian,

$$d\sigma = \frac{3q dx dy z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} \quad (6.39)$$

Peningkatan tegangan $\Delta\sigma$ di titik A yang disebabkan oleh seluruh area yang dibebani sekarang dapat ditentukan dengan mengintegrasikan persamaan sebelumnya:

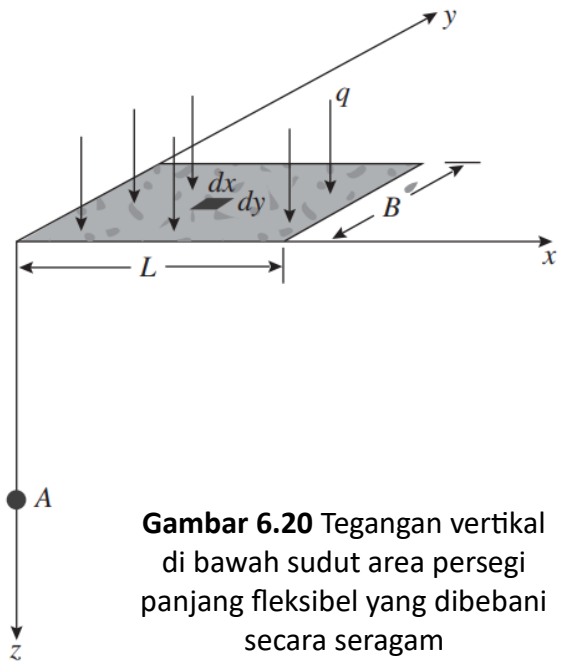
$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{y=0}^B \int_{x=0}^L \frac{3qz^3(dx dy)}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = qI_5 \quad (6.40)$$

Dimana

$$I_5 = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2m'n'\sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}{m'^2 + n'^2 + m'^2n'^2 + 1} \left(\frac{m'^2 + n'^2 + 2}{m'^2 + n'^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2m'n'\sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}{m'^2 + n'^2 - m'^2n'^2 + 1} \right) \right] \quad (6.41)$$

$$m' = \frac{B}{z} \quad (6.42)$$

$$n' = \frac{L}{z} \quad (6.43)$$



Gambar 6.20 Tegangan vertikal di bawah sudut area persegi panjang fleksibel yang dibebani secara seragam

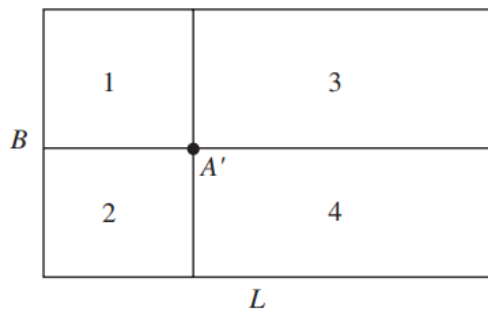
Variasi I_5 dengan m' dan n' ditunjukkan pada Gambar 6.21.

Peningkatan tegangan pada setiap titik di bawah area yang dibebani secara persegi panjang dapat ditemukan dengan menggunakan Persamaan (6.40) dan Gambar 6.21. Konsep ini dapat dijelaskan lebih lanjut dengan merujuk pada Gambar 6.22. Mari kita tentukan tegangan pada suatu titik di bawah titik A' pada kedalaman z . Area yang dibebani dapat dibagi menjadi empat persegi panjang seperti yang ditunjukkan. Titik A' adalah sudut persekutuan untuk keempat persegi panjang tersebut. Peningkatan tegangan pada kedalaman z di bawah titik A' akibat setiap area persegi panjang sekarang dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan (6.40). Total peningkatan tegangan yang disebabkan oleh seluruh area yang dibebani dapat diberikan oleh

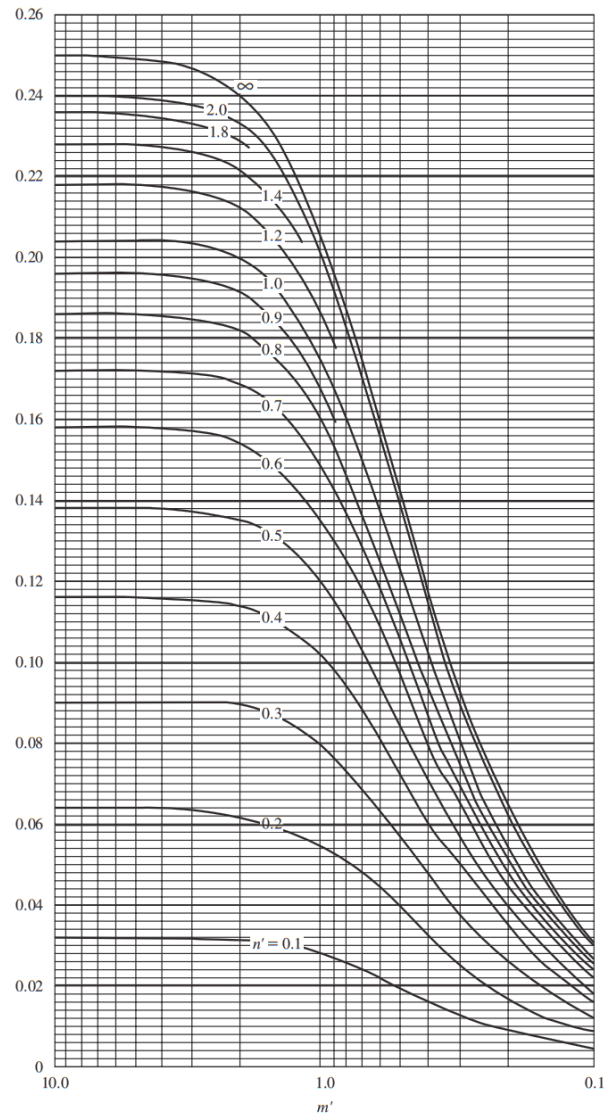
$$\Delta\sigma = q[I_{5(1)} + I_{5(2)} + I_{5(3)} + I_{5(4)}] \quad (6.44)$$

Dalam banyak keadaan, mungkin perlu menghitung peningkatan tegangan di bawah pusat persegi panjang yang dibebani secara seragam. Untuk memudahkan, peningkatan tegangan dapat dinyatakan sebagai:

$$\Delta\sigma_c = qI_c \quad (6.45)$$



Gambar 6.22 Peningkatan tegangan pada setiap titik di bawah area fleksibel yang dibebani persegi panjang



Gambar 6.21 Variasi I_5 dengan m' dan n'

Dimana

$$I_c = f(m_1, n_1) \quad (6.46)$$

$$m_1 = \frac{L}{B} \quad (6.47)$$

Dan

$$n_1 = \frac{z}{B/2} \quad (6.48)$$

Tabel 6.8 menunjukkan variasi I_c dengan m_1 dan n_1 .

Tabel 6.8 Variasi I_c dengan m_1 dan n_1 [Persamaan (6.45)]

n_1	m_1									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.20	0.994	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.40	0.960	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.60	0.892	0.932	0.936	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937
0.80	0.800	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
1.00	0.701	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818
1.20	0.606	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
1.40	0.522	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.695	0.696	0.696	0.696
1.60	0.449	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.641	0.641	0.641	0.642
1.80	0.388	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.592	0.592	0.593	0.593
2.00	0.336	0.481	0.525	0.540	0.545	0.547	0.548	0.549	0.549	0.549
3.00	0.179	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.392	0.393	0.394	0.395
4.00	0.108	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.298	0.301	0.302	0.303
5.00	0.072	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.236	0.240	0.242	0.244
6.00	0.051	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.192	0.197	0.200	0.202
7.00	0.038	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.158	0.164	0.168	0.171
8.00	0.029	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.133	0.139	0.144	0.147
9.00	0.023	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.113	0.119	0.124	0.128
10.00	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112

Contoh 6.7

Denah area persegi panjang dengan beban seragam ditunjukkan pada Gambar 6.23a. Tentukan kenaikan tegangan vertikal, $\Delta\sigma$, di bawah titik A' pada kedalaman $z = 4$ m.

Solusi

Kenaikan tegangan, $\Delta\sigma$ dapat ditulis sebagai

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2$$

di mana

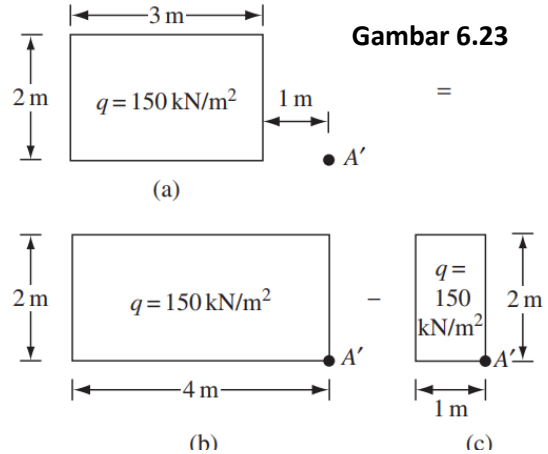
$\Delta\sigma_1$ = peningkatan tegangan akibat area yang dibebani, ditunjukkan pada Gambar 6.23b

$\Delta\sigma_2$ = peningkatan tegangan akibat area yang dibebani, ditunjukkan pada Gambar 6.23c

Untuk area yang dibebani, ditunjukkan pada Gambar 6.23b:

$$m' = \frac{B}{z} = \frac{2}{4} = 0.5$$

$$n' = \frac{L}{z} = \frac{4}{4} = 1$$



Dari Gambar 6.21 untuk $m' = 0,5$ dan $n' = 1$, nilai $I_5 = 0,1225$. Jadi, $\Delta\sigma_1 = qI_5 = (150)(0,1225) = \mathbf{18,38 \text{ kN/m}^2}$

Demikian pula, untuk area yang dibebani seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.23c:

$$m' = \frac{B}{z} = \frac{1}{4} = 0.25$$

$$n' = \frac{L}{z} = \frac{2}{4} = 0.5$$

Dengan demikian, $I_5 = 0,0473$. Oleh karena itu

$$\Delta\sigma_2 = (150)(0,0473) = 7.1 \text{ kN/m}^2$$

Jadi

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2 = 18.38 - 7.1 = \mathbf{11.28 \text{ kN/m}^2}$$

6.13 SOLUSI UNTUK MATERIAL WESTERGAARD

Material Westergaard telah dijelaskan di Bagian 6.7, di mana massa semi-tak terhingga diasumsikan homogen tetapi diperkuat secara internal sehingga tidak terjadi perpindahan horizontal. Berikut adalah beberapa solusi untuk mendapatkan tegangan pada suatu titik akibat pembebanan permukaan pada material Westergaard.

Tegangan Vertikal ($\Delta\sigma$) Akibat Beban Garis dengan Panjang Terhingga

Mengacu pada Gambar 6.14, tegangan pada A

$$\Delta\sigma = \frac{q}{z} \frac{\eta}{2\pi} \left[\frac{n}{m^2 + \eta^2} \cdot \frac{1}{(m^2 + n^2 + \eta^2)^{0.5}} \right] \quad (6.49)$$

Dimana

$$\eta = \sqrt{\frac{1 - 2\mu_s}{2 - 2\mu_s}}$$

$$m = \frac{a}{z}$$

$$n = \frac{L}{z}$$

Tegangan Vertikal ($\Delta\sigma$) Akibat Area yang Dibebeani Persegi Panjang

Mengacu pada Gambar 6.20, tegangan vertikal di A

$$\Delta\sigma = \frac{q}{2\pi} \left\{ \cot^{-1} \left[\eta^2 \left(\frac{1}{m'^2} + \frac{1}{n'^2} \right) + \eta^4 \left(\frac{1}{m'^2 n'^2} \right) \right]^{0.5} \right\} \quad (6.50)$$

Dimana

$$m' = \frac{B}{z}$$

$$n' = \frac{L}{z}$$

Tegangan Vertikal ($\Delta\sigma$) Akibat Area yang Dibebeani Lingkaran

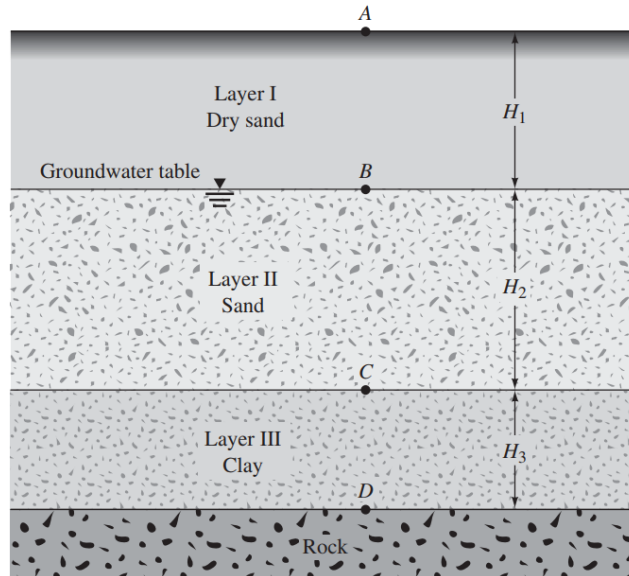
Mengacu pada Gambar 6.19, tegangan vertikal di A

$$\Delta\sigma = q \left\{ 1 - \frac{\eta}{\left[\eta^2 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right]^{0.5}} \right\} \quad (6.51)$$

Latihan Soal

- 6.1 Profil tanah ditunjukkan pada Gambar 6.24. Hitung nilai σ , u , dan σ' pada titik A, B, C , dan D . Gambarkan variasi σ, u , dan σ' terhadap kedalaman. Nilai-nilai tersebut diberikan dalam tabel.

Nomor Lapisan	Ketebalan (m)	Berat Unit (kN/m^3)
I	$H_1 = 2$	$\gamma_{\text{dry}} = 15$
II	$H_2 = 3$	$\gamma_{\text{dry}} = 17.8$
III	$H_3 = 7$	$\gamma_{\text{dry}} = 18.6$

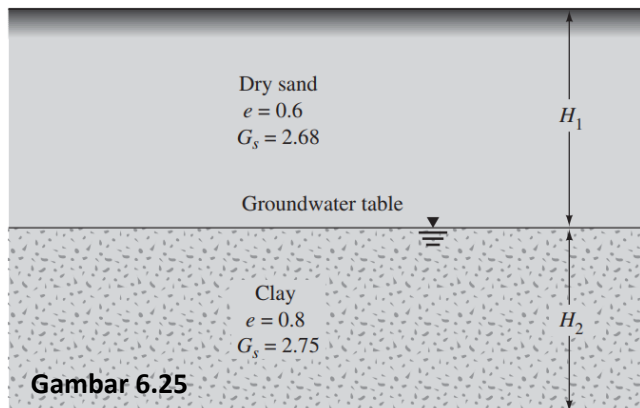


Gambar 6.24

6.2 Ulangi Soal 6.1 dengan yang berikut ini:

Nomor Lapisan	Ketebalan (m)	Parameter Tanah
I	$H_1 = 4$	$e = 0.45, G_s = 2.68$
II	$H_2 = 3$	$e = 0.7, G_s = 2.5$
III	$H_3 = 5$	$e = 0.81, G_s = 2.75$

6.3 Lihat profil tanah yang ditunjukkan pada Gambar 6.25. Diketahui $H_1 = 4$ m dan $H_2 = 3$ m. Jika muka air tanah naik hingga 2 m di bawah permukaan tanah, berapakah perubahan bersih tegangan efektif di dasar lapisan lempung?



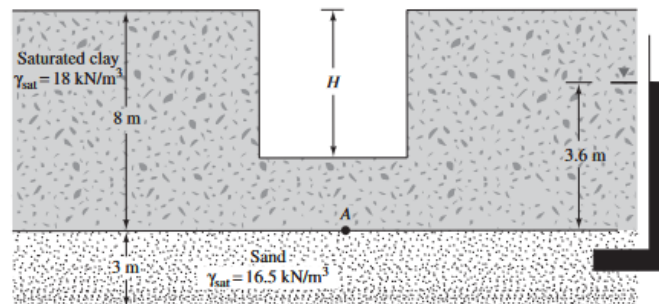
Gambar 6.25

6.4 Lihat Gambar 6.3a, yang menunjukkan adanya rembesan air ke atas. Diketahui: $H_1 = 0,5$ m, $H_2 = 2$ m, $h = 0,5$ m, rasio pori $e = 0,55$, $G_s = 2,68$,

- Hitung tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif pada C. (Catatan: $z = 0,7$ m.)
- Berapa gaya rembesan ke atas per satuan volume tanah?

6.5 Pada Soal 6.4, berapakah laju rembesan air ke atas? Diketahui: konduktivitas hidrolik tanah, $k = 0,13$ cm/detik, dan luas tangki = $0,52$ m². Berikan jawaban Anda dalam m³/menit.

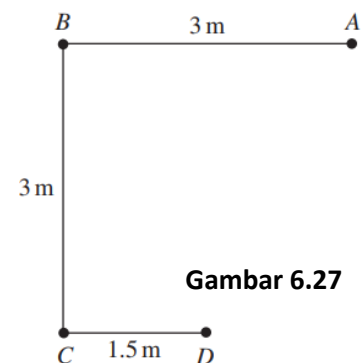
- 6.6 Pasir memiliki $G_s = 2,66$. Hitung gradien hidrolis yang akan menyebabkan titik didih untuk $e = 0.35, 0.45, 0.55, 0.7$, dan 0.8 . Gambarkan grafik untuk i_{cr} versus e .
- 6.7 Lapisan lempung jenuh kaku setebal 8 m dilapisi oleh lapisan pasir (Gambar 6.26). Pasir tersebut berada di bawah tekanan artesis. Hitung kedalaman pemotongan maksimum, H , yang dapat dilakukan pada lempung tersebut.



Gambar 6.26 Lapisan lempung jenuh yang dilapisi oleh lapisan pasir

- 6.8 Lihat Gambar 6.11. Dengan $P = 30$ kN, tentukan peningkatan tegangan vertikal pada suatu titik dengan $x = 5$ m, $y = 4$ m, dan $z = 6$ m. Gunakan solusi Boussinesq.
- 6.9 Selesaikan Soal 6.8 menggunakan solusi Westergaard. Dengan $\mu_s = 0,3$.

- 6.10 Beban titik dengan magnitudo 9, 18, dan 27 kN bekerja masing-masing di A , B , dan C (Gambar 6.27). Tentukan peningkatan tegangan vertikal pada kedalaman 3 m di bawah titik D . Gunakan persamaan Boussinesq.



Gambar 6.27

- 6.11 Selesaikan Soal 6.10 menggunakan solusi Westergaard. Gunakan $\mu_s = 0,4$

- 6.12 Lihat Gambar 6.13. Magnitudo beban garis q adalah 60 kN/m. Hitung dan plot variasi peningkatan tegangan vertikal, $\Delta\sigma$, antara batas $x = -10$ m dan $x = +10$ m, dengan $z = 4$ m.

- 6.13 Lihat Gambar 6.28. Tentukan peningkatan tegangan vertikal, $\Delta\sigma$, di titik A dengan nilai-nilai berikut:

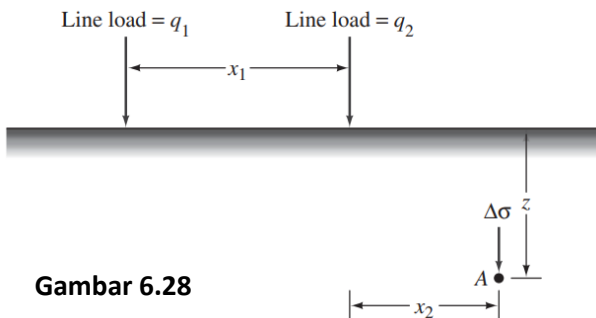
$$\begin{array}{lll} q_1 = 100 \text{ kN/m} & x_1 = 3 \text{ m} & z = 2 \text{ m} \\ q_2 = 200 \text{ kN/m} & x_2 = 2 \text{ m} & \end{array}$$

- 6.14 Ulangi Soal 6.13 dengan nilai-nilai berikut

$$\begin{aligned} q_1 &= 100 \text{ kN/m} \\ q_2 &= 260 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

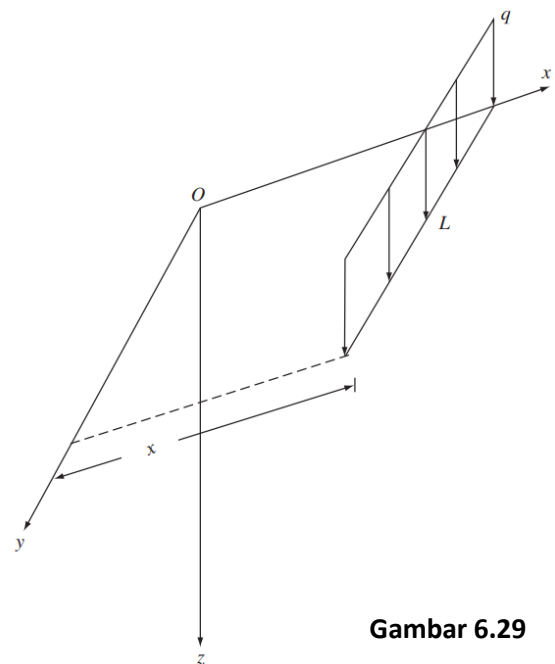
$$\begin{aligned} x_1 &= 3 \text{ m} \\ x_2 &= 2.5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$z = 2.5 \text{ m}$$



Gambar 6.28

- 6.15 Gambar 6.29 menunjukkan beban garis dengan panjang terbatas. Diketahui $q = 200 \text{ kN/m}$, $L = 5 \text{ m}$, $x = 4 \text{ m}$. Tentukan peningkatan tegangan vertikal pada suatu titik dengan koordinat $x = 1 \text{ m}$, $y = 3 \text{ m}$, $z = 5 \text{ m}$.

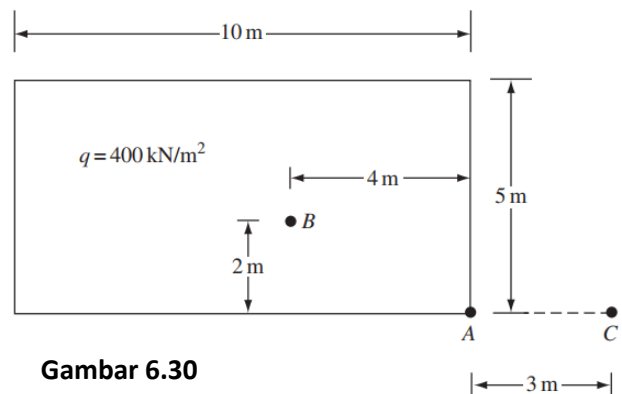


Gambar 6.29

- 6.16 Lihat Gambar 6.17. Diberikan $B = 5 \text{ m}$, $q = 40 \text{ kN/m}^2$, $x = 1.5 \text{ m}$, dan $z = 2 \text{ m}$, tentukan peningkatan tegangan vertikal, $\Delta\sigma$, di titik A.
- 6.17 Ulangi Soal 6.16 untuk $q = 700 \text{ kN/m}^2$, $B = 2 \text{ m}$, $x = 2 \text{ m}$, dan $z = 2.5 \text{ m}$.
- 6.18 Perhatikan area fleksibel yang dibebani secara melingkar di permukaan tanah. Diketahui: jari-jari area melingkar $= R = 3 \text{ m}$; beban terdistribusi merata $= q = 250 \text{ kN/m}^2$. Hitung kenaikan tegangan vertikal $\Delta\sigma$ pada suatu titik yang terletak 5 m (z) di bawah permukaan tanah (tepat di bawah pusat area melingkar).
- 6.19 Ulangi Soal 6.18 dengan:
 $R = 5 \text{ m}$, $q = 300 \text{ kN/m}^2$, dan $z = 6 \text{ m}$.

- 6.20 Denah area fleksibel persegi panjang yang dibebani ditunjukkan pada Gambar 6.30. Beban yang terdistribusi merata pada area fleksibel (q) adalah 400 kN/m^2 . Tentukan peningkatan tegangan vertikal ($\Delta\sigma$) pada kedalaman $z = 5 \text{ m}$ di bawah:

- Titik A
- Titik B

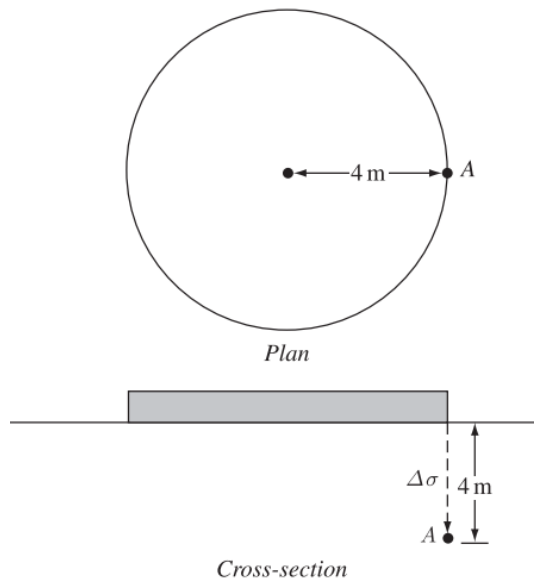


Gambar 6.30

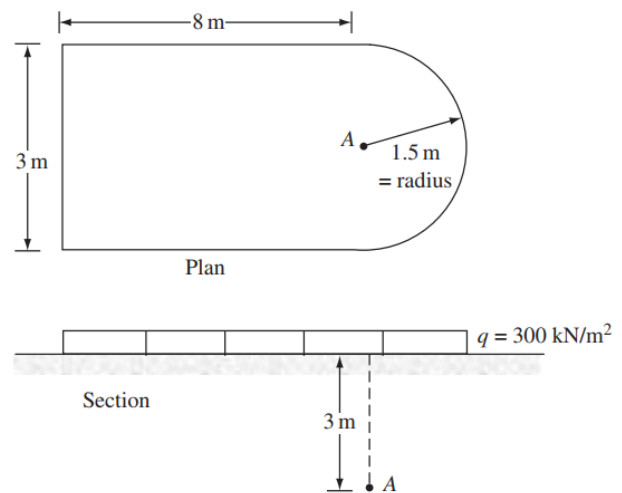
c. Titik C

6.21 Lihat Gambar 6.31. Area fleksibel melingkar dibebani secara merata. Diketahui: $q = 320 \text{ kN/m}^2$. Tentukan peningkatan tegangan vertikal $\Delta\sigma$ di titik A.

6.22 Lihat Gambar 6.32. Area fleksibel dibebani secara merata. Diketahui: $q = 300 \text{ kN/m}^2$. Tentukan peningkatan tegangan vertikal di titik A.



Gambar 6.31



Gambar 6.32

BAB 7

KONSOLIDASI

Peningkatan tegangan yang disebabkan oleh konstruksi pondasi atau beban lain menekan lapisan tanah. Kompresi ini disebabkan oleh (a) deformasi partikel tanah, (b) relokasi partikel tanah, dan (c) pengeluaran air atau udara dari ruang hampa. Secara umum, penurunan tanah yang disebabkan oleh beban dapat dibagi menjadi tiga kategori besar:

1. Penurunan segera, yang disebabkan oleh deformasi elastis tanah kering dan tanah lembap dan jenuh tanpa perubahan kadar air. Perhitungan penurunan segera umumnya didasarkan pada persamaan yang diturunkan dari teori elastisitas.
2. Penurunan konsolidasi primer, yang merupakan hasil dari perubahan volume pada tanah kohesif jenuh karena pengeluaran air yang menempati ruang hampa.
3. Penurunan konsolidasi sekunder, yang diamati pada tanah kohesif jenuh dan merupakan hasil dari penyesuaian plastis struktur tanah. Penurunan ini terjadi setelah penurunan konsolidasi primer di bawah tegangan efektif konstan.

Bab ini menyajikan prinsip-prinsip dasar untuk memperkirakan konsolidasi dan penurunan lapisan tanah di bawah beban yang ditumpangkan.

7.1 DASAR-DASAR KONSOLIDASI

Ketika lapisan tanah jenuh mengalami peningkatan tegangan, tekanan air pori tiba-tiba meningkat. Pada tanah berpasir yang sangat permeabel, drainase yang disebabkan oleh peningkatan tekanan air pori akan segera selesai. Drainase air pori disertai dengan pengurangan volume massa tanah, yang mengakibatkan penurunan. Karena drainase air pori yang cepat pada tanah berpasir, penurunan dan konsolidasi langsung terjadi secara bersamaan. Namun, hal ini tidak berlaku untuk tanah lempung, yang memiliki konduktivitas hidrolik rendah. Penurunan konsolidasi bergantung pada waktu.

Dengan mengingat hal ini, kita dapat menganalisis regangan lapisan lempung jenuh yang mengalami peningkatan tegangan (Gambar 7.1a). Lapisan lempung jenuh dengan ketebalan H terkurung di antara dua lapisan pasir dan mengalami peningkatan tegangan total seketika sebesar $\Delta\sigma$. Dari Bab 6, kita tahu itu

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (7.1)$$

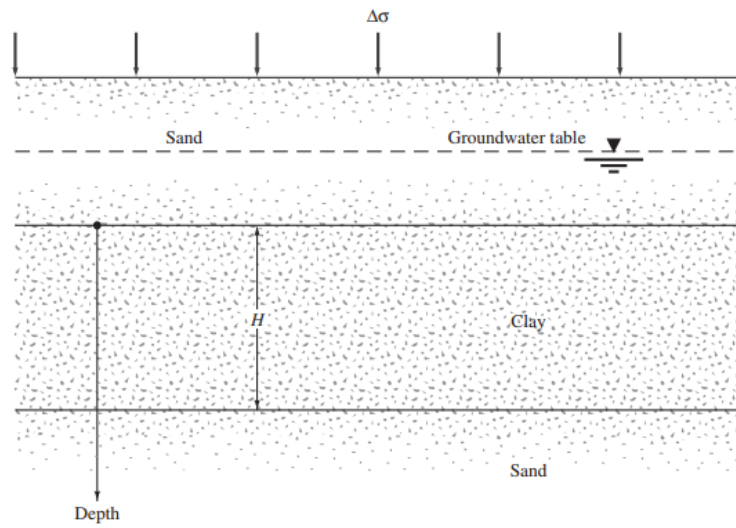
di mana

$\Delta\sigma'$ = peningkatan tegangan efektif

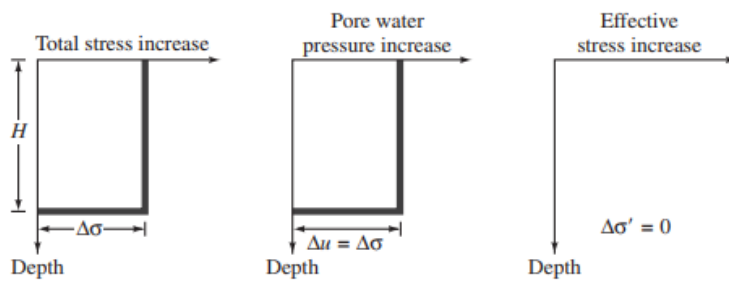
Δu = peningkatan tekanan air pori

Karena lempung memiliki konduktivitas hidrolik yang sangat rendah dan air bersifat inkompresibel dibandingkan dengan kerangka tanah, pada waktu $t = 0$, seluruh tegangan

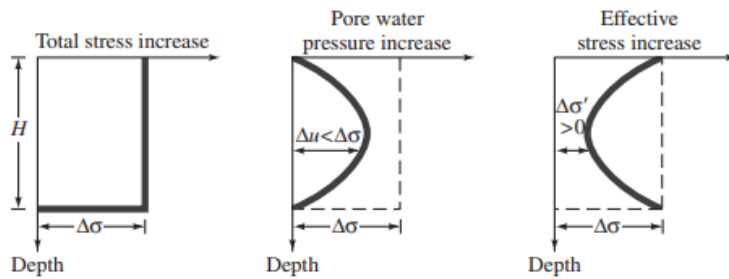
inkremental, $\Delta\sigma$, akan dipikul oleh air ($\Delta\sigma = \Delta u$) pada semua kedalaman (Gambar 7.1b). Tidak ada yang akan dipikul oleh kerangka tanah (yaitu, tegangan efektif inkremental, $\Delta\sigma' = 0$).



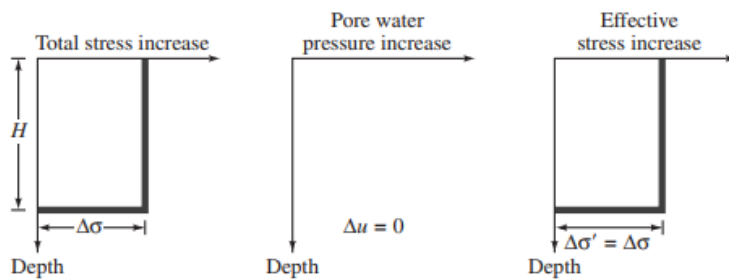
(a)



(b) At time $t = 0$



(c) At time $0 < t < \infty$



(d) At time $t = \infty$

Gambar 7.1 Variasi tegangan total, tekanan air pori, dan tegangan efektif pada lapisan lempung yang terdrainase di bagian atas dan bawah akibat adanya penambahan tegangan, $\Delta\sigma$

Setelah penerapan tegangan inkremental, $\Delta\sigma$, pada lapisan lempung, air di ruang hampa akan mulai terdesak keluar dan akan mengalir ke kedua arah ke lapisan pasir. Dengan proses ini, tekanan air pori berlebih pada setiap kedalaman lapisan lempung akan berkurang secara bertahap, dan tegangan yang dipikul oleh padatan tanah (tegangan efektif) akan meningkat. Dengan demikian, pada waktu $0 < t < \infty$,

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (\Delta\sigma' > 0 \text{ dan } \Delta u < \Delta\sigma)$$

Namun, besaran $\Delta\sigma'$ dan Δu pada berbagai kedalaman akan berubah (Gambar 7.1c), bergantung pada jarak minimum jalur drainase ke lapisan pasir atas atau bawah.

Secara teoritis, pada waktu $t = \infty$, seluruh tekanan air pori berlebih akan terdisipasi oleh drainase dari semua titik lapisan lempung, sehingga menghasilkan $\Delta u = 0$. Kemudian, peningkatan tegangan total, $\Delta\sigma$, akan ditanggung oleh struktur tanah (Gambar 7.1d), sehingga

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'$$

Proses drainase bertahap ini di bawah penerapan beban tambahan dan transfer tekanan air pori berlebih ke tegangan efektif yang terkait menyebabkan penurunan (konsolidasi) yang bergantung pada waktu pada lapisan tanah lempung.

7.2 UJI KONSOLIDASI LABORATORIUM SATU DIMENSI

Prosedur pengujian konsolidasi satu dimensi pertama kali disarankan oleh Terzaghi (1925). Pengujian ini dilakukan dalam konsolidometer (kadang-kadang disebut sebagai oedometer). Gambar 7.2 adalah diagram skema konsolidometer. Spesimen tanah ditempatkan di dalam cincin logam dengan dua batu berpori, satu di bagian atas spesimen dan satu lagi di bagian bawah. Spesimen biasanya berdiameter 63,5 mm dan tebal 25,4 mm. Beban pada spesimen diberikan melalui lengan tuas, dan kompresi diukur dengan pengukur dial mikrometer. Spesimen direndam di dalam air selama pengujian.

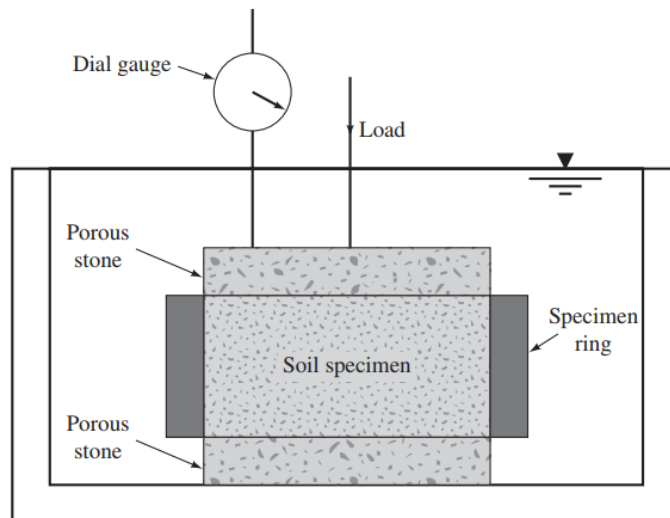
Setiap beban biasanya direndam selama 24 jam. Setelah itu, beban biasanya digandakan, sehingga tekanan pada spesimen menjadi dua kali lipat, dan pengukuran kompresi dilanjutkan. Di akhir pengujian, berat kering spesimen uji ditentukan. Gambar 7.3 menunjukkan uji konsolidasi yang sedang berlangsung (sisi kanan).

Bentuk umum plot deformasi spesimen terhadap waktu untuk kenaikan beban tertentu ditunjukkan pada Gambar 7.4. Dari plot tersebut, dapat diamati bahwa terdapat tiga tahap berbeda, yang dapat dijelaskan sebagai berikut:

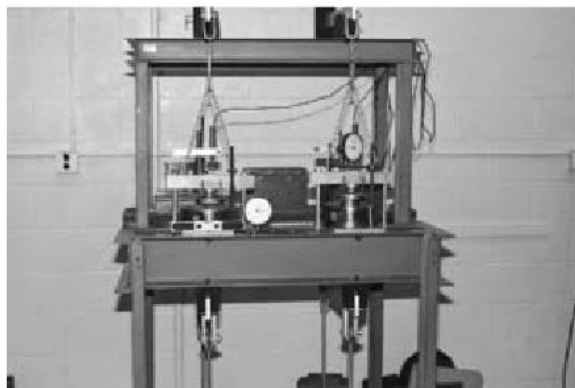
Tahap I: Kompresi awal, yang sebagian besar disebabkan oleh preloading.

Tahap II: Konsolidasi primer, di mana tekanan air pori berlebih secara bertahap ditransfer menjadi tegangan efektif melalui pengeluaran air pori.

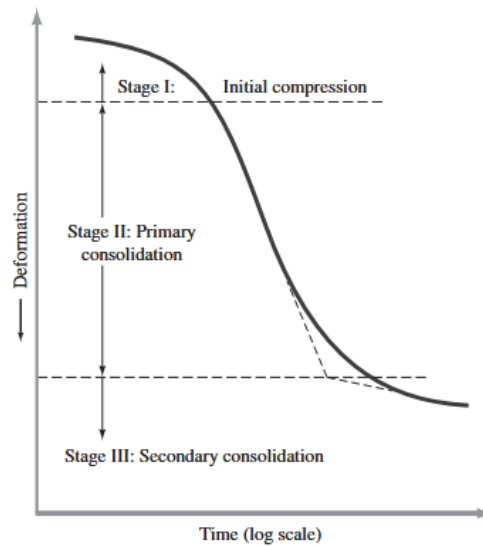
Tahap III: Konsolidasi sekunder, yang terjadi setelah tekanan air pori berlebih menghilang sepenuhnya, ketika terjadi deformasi pada spesimen akibat penyesuaian ulang plastis struktur tanah.



Gambar 7.2 Konsolidometer



Gambar 7.3 Uji konsolidasi sedang berlangsung (sisi kanan)



Gambar 7.4 Plot Waktu-Deformasi selama konsolidasi untuk kenaikan beban tertentu

7.3 PLOT RASIO RONGGA-TEKANAN

Setelah plot waktu-deformasi untuk berbagai beban diperoleh di laboratorium, perlu dipelajari perubahan rasio rongga spesimen terhadap tekanan. Berikut ini adalah prosedur langkah demi langkah:

1. Hitung tinggi padatan, H_s , dalam spesimen tanah (Gambar 7.5):

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s\gamma_w} \quad (7.2)$$

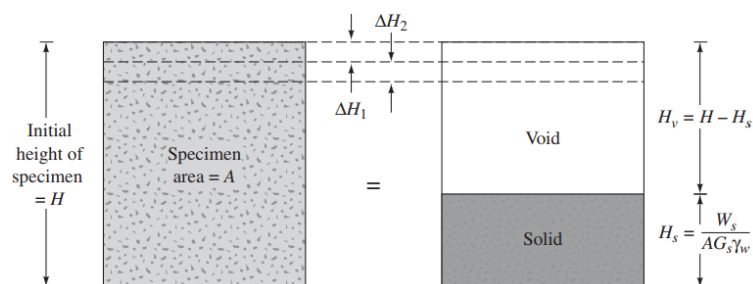
di mana

W_s = berat kering spesimen

A = luas spesimen

G_s = berat jenis padatan tanah

γ_w = berat satuan air



Gambar 7.5 Perubahan tinggi benda uji dalam uji konsolidasi satu dimensi

2. Hitung tinggi awal rongga, H_v :

$$H_v = H - H_s \quad (7.3)$$

di mana H = tinggi awal spesimen.

3. Hitung rasio pori awal, e_0 , dari spesimen:

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v A}{H_s A} = \frac{H_v}{H_s} \quad (7.4)$$

4. Untuk pembebanan inkremental pertama σ_1 (beban total/satuan luas spesimen), yang menyebabkan deformasi ΔH_1 , hitung perubahan rasio rongga Δe_1 :

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s} \quad (7.5)$$

ΔH_1 diperoleh dari pembacaan dial awal dan akhir untuk pembebanan. Pada saat ini, tekanan efektif pada spesimen adalah $\sigma' = \sigma_1 = \sigma'_1$.

5. Hitung rasio rongga baru, e_1 , setelah konsolidasi yang disebabkan oleh kenaikan tekanan σ_1 :

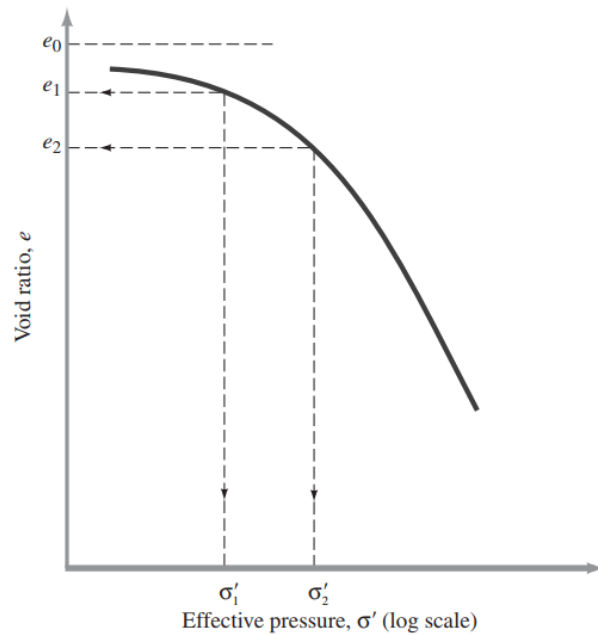
$$e_1 = e_0 - \Delta e_1 \quad (7.6)$$

Untuk pembebanan berikutnya, σ_2 (catatan: σ_2 sama dengan beban kumulatif per satuan luas spesimen), yang menyebabkan deformasi tambahan ΔH_2 , rasio rongga e_2 pada akhir konsolidasi dapat dihitung sebagai

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s} \quad (7.7)$$

Perhatikan bahwa, pada saat ini, tekanan efektif pada spesimen adalah $\sigma' = \sigma_2 = \sigma'_2$. Dengan cara yang sama, kita dapat memperoleh rasio rongga pada akhir konsolidasi untuk semua kenaikan beban.

Tekanan efektif ($\sigma = \sigma'$) dan rasio rongga yang sesuai (e) pada akhir konsolidasi diplot pada kertas grafik semilogaritmik. Bentuk umum plot tersebut ditunjukkan pada Gambar 7.6.



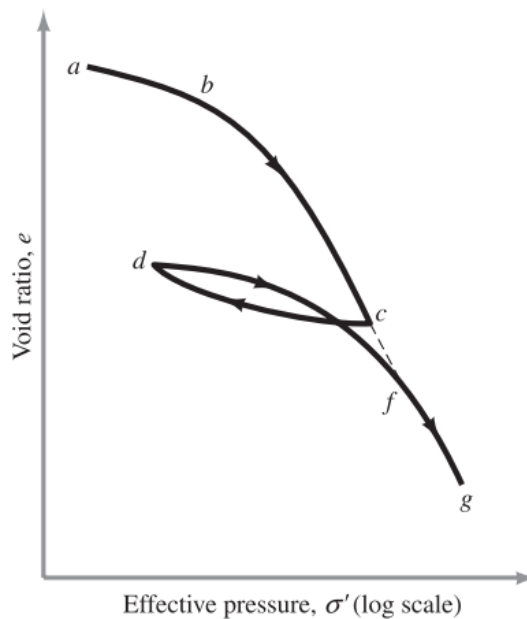
Gambar 7.6 Plot tipikal e versus $\log \sigma'$

7.4 LEMPUNG TERKONSOLIDASI NORMAL DAN OVERKONSOLIDASI

Gambar 7.6 menunjukkan bahwa bagian atas plot $e - \log \sigma'$ agak melengkung dengan kemiringan datar, diikuti oleh hubungan linear untuk rasio pori, dengan $\log \sigma'$ memiliki kemiringan yang lebih curam. Hal ini dapat dijelaskan sebagai berikut.

Tanah di lapangan pada kedalaman tertentu telah mengalami tekanan efektif maksimum tertentu di masa lalu dalam sejarah geologinya. Tekanan efektif maksimum ini mungkin sama dengan atau lebih besar dari tekanan lapisan tanah penutup yang ada pada saat pengambilan sampel. Penurunan tekanan di lapangan dapat disebabkan oleh proses geologi alami atau proses manusia. Selama pengambilan sampel tanah, tekanan lapisan tanah penutup efektif yang ada juga dilepaskan, yang mengakibatkan terjadinya ekspansi. Ketika spesimen ini menjalani uji konsolidasi, sedikit kompresi (yaitu, perubahan kecil dalam rasio rongga) akan terjadi ketika tekanan total yang diberikan lebih kecil daripada tekanan beban efektif maksimum di lapangan tempat tanah tersebut sebelumnya berada. Ketika tekanan total yang diberikan pada spesimen lebih besar daripada tekanan efektif maksimum sebelumnya, perubahan rasio rongga jauh lebih besar, dan hubungan $e - \log \sigma'$ praktis linier dengan kemiringan yang lebih curam.

Hubungan ini dapat diverifikasi di laboratorium dengan memberi beban pada spesimen hingga melebihi tekanan beban efektif maksimum, kemudian membongkar dan memuat ulang. Plot $e - \log \sigma'$ untuk kasus tersebut ditunjukkan pada Gambar 7.7, dengan cd mewakili pembongkaran dan dfg mewakili proses pemuatan ulang.



Gambar 7.7 Plot e terhadap $\log \sigma'$ yang menunjukkan cabang pemuatan, pembongkaran, dan pemuatan ulang

Hal ini membawa kita pada dua definisi dasar lempung berdasarkan riwayat tegangan:

1. *Terkonsolidasi Normal*: Tekanan beban lebih efektif saat ini adalah tekanan maksimum yang pernah dialami tanah di masa lalu.
2. *Terkonsolidasi Berlebih*: Tekanan beban lebih efektif saat ini lebih rendah daripada tekanan yang pernah dialami tanah di masa lalu. Tekanan efektif maksimum di masa lalu disebut tekanan prakonsolidasi.

Tekanan efektif di masa lalu tidak dapat ditentukan secara eksplisit karena biasanya merupakan fungsi dari proses geologi dan, akibatnya, harus disimpulkan dari hasil uji laboratorium.

Casagrande menyarankan konstruksi grafik sederhana untuk menentukan tekanan prakonsolidasi, σ'_c , dari plot $e - \log \sigma'$ laboratorium. Prosedurnya adalah sebagai berikut (lihat Gambar 7.8):

1. Dengan pengamatan visual, tentukan titik a di mana plot $e - \log \sigma'$ memiliki jari-jari kelengkungan minimum.
2. Gambarlah garis horizontal ab .
3. Gambarkan garis ac yang bersinggungan di a .
4. Gambarkan garis ad , yang merupakan garis bagi sudut bac .
5. Proyeksikan bagian garis lurus gh dari plot $e - \log \sigma'$ kembali untuk memotong ad di f . Absis titik f adalah tekanan prakonsolidasi, σ'_c .

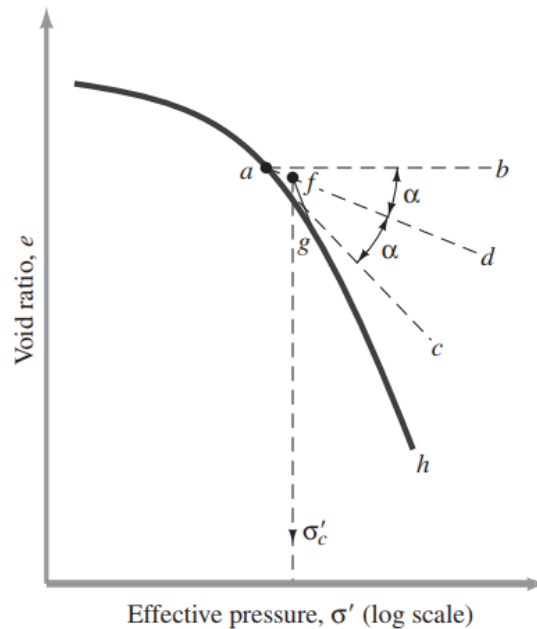
Rasio konsolidasi berlebih (OCR) untuk suatu tanah sekarang dapat didefinisikan sebagai

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'}$$

di mana

σ'_c = tekanan prakonsolidasi spesimen

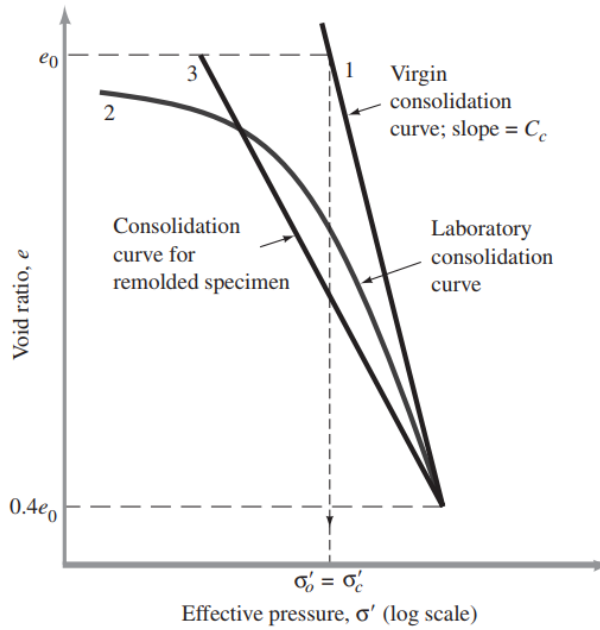
σ' = tekanan vertikal efektif saat ini



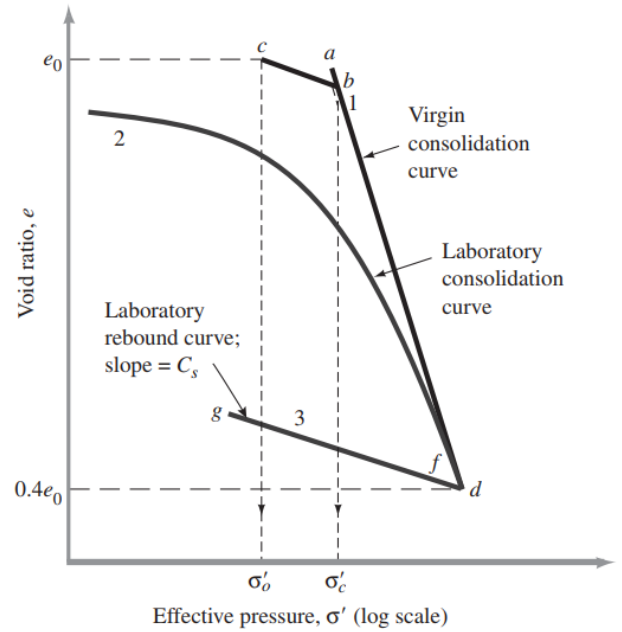
Gambar 7.8 Prosedur grafis untuk menentukan tekanan prakonsolidasi

7.5 PENGARUH GANGGUAN PADA HUBUNGAN RASIO RONGGA-TEKANAN

Spesimen tanah akan mengalami remolding ketika mengalami gangguan tertentu. Hal ini akan memengaruhi hubungan rasio rongga-tekanan tanah. Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi normal dengan sensitivitas rendah hingga sedang (Gambar 7.9) di bawah tekanan beban efektif σ'_o dan dengan rasio rongga e_o , perubahan rasio rongga dengan peningkatan tekanan di lapangan akan kurang lebih seperti yang ditunjukkan oleh kurva 1. Ini adalah kurva kompresi murni, yang kira-kira berupa garis lurus pada plot semilogaritmik. Namun, kurva konsolidasi laboratorium untuk spesimen tanah yang sama yang cukup tidak terganggu (kurva 2) akan terletak di sebelah kiri kurva 1. Jika tanah tersebut mengalami remolding sepenuhnya dan uji konsolidasi dilakukan, posisi umum plot $e - \log \sigma'$ akan direpresentasikan oleh kurva 3. Kurva 1, 2, dan 3 akan berpotongan kira-kira pada rasio pori $e = 0.4e_o$.



Gambar 7.9 Karakteristik konsolidasi lempung terkonsolidasi normal dengan sensitivitas rendah sampai sedang



Gambar 7.10 Karakteristik konsolidasi lempung terkonsolidasi berlebih dengan sensitivitas rendah hingga sedang

Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi berlebih dengan sensitivitas rendah hingga sedang yang telah mengalami tekanan prakonsolidasi sebesar σ'_c (Gambar 7.10) dan yang tekanan overburden efektif saat ini dan rasio porinya masing-masing adalah σ'_0 dan e_0 , kurva konsolidasi lapangan akan mengambil lintasan yang direpresentasikan kira-kira oleh cbd . Perhatikan bahwa bd adalah bagian dari kurva kompresi awal. Hasil uji konsolidasi laboratorium pada spesimen yang mengalami gangguan sedang akan diwakili oleh kurva 2. Schmertmann menyimpulkan bahwa kemiringan garis cb , yang merupakan lintasan rekompresi lapangan, memiliki kemiringan yang hampir sama dengan kurva rebound laboratorium fg .

7.6 PENURUNAN KONSOLIDASI PRIMER SATU DIMENSI

Dengan pengetahuan yang diperoleh dari analisis hasil uji konsolidasi, kita sekarang dapat melanjutkan untuk menghitung kemungkinan penurunan akibat konsolidasi primer di lapangan, dengan asumsi konsolidasi satu dimensi.

Mari kita tinjau lapisan lempung jenuh dengan ketebalan H dan luas penampang A di bawah tekanan overburden efektif rata-rata yang ada σ'_0 . Karena peningkatan tekanan, $\Delta\sigma$, penurunan primer menjadi S_p . Pada akhir konsolidasi, $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$. Dengan demikian, perubahan volume (Gambar 7.11) dapat diberikan oleh

$$\Delta V = V_0 - V_1 = HA - (H - S_p)A = S_p A \quad (7.8)$$

di mana V_0 dan V_1 masing-masing adalah volume awal dan akhir. Namun, perubahan volume total sama dengan perubahan volume rongga, ΔV_v . Jadi,

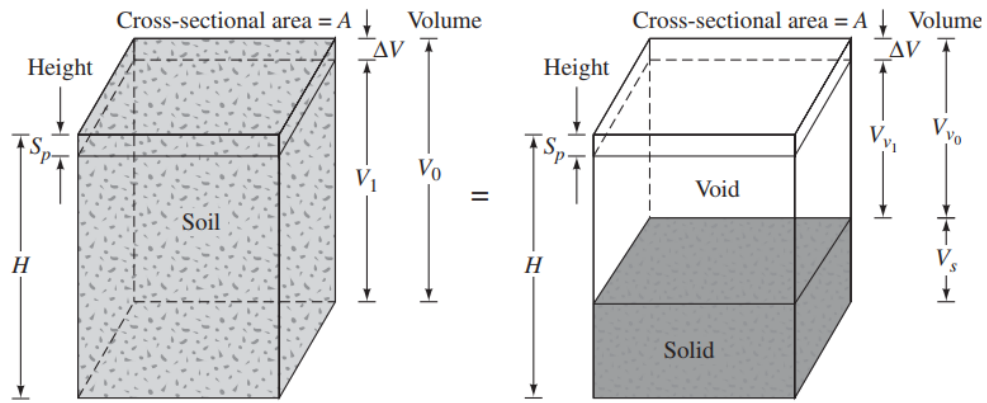
$$\Delta V = S_p A = V_{v0} - V_{v1} = \Delta V_v \quad (7.9)$$

di mana V_{v0} dan V_{v1} masing-masing adalah volume rongga awal dan akhir. Dari definisi rasio rongga, kita memperoleh

$$\Delta V_v = \Delta e V_s \quad (7.10)$$

dimana Δe = perubahan rasio pori. Tapi

$$V_s = \frac{V_0}{1 + e_0} = \frac{AH}{1 + e_0} \quad (7.11)$$



Gambar 7.11 Penurunan akibat konsolidasi satu dimensi

di mana e_0 = rasio pori awal pada volume V_0 . Dengan demikian, dari Persamaan (7.8), (7.9), (7.10), dan (7.11), kita peroleh

$$\Delta V = S_p A = \Delta e V_s = \frac{AH}{1 + e_0} \Delta e$$

Hasil

$$S_p = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (7.12)$$

Untuk lempung yang terkonsolidasi normal yang menunjukkan hubungan $e - \log \sigma'$ linier (Gambar 7.9) (*catatan*: $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$ pada akhir konsolidasi),

$$\Delta e = C_c [\log(\sigma'_o + \Delta \sigma') - \log \sigma'_o] \quad (7.13)$$

di mana C_c = kemiringan plot $e - \log \sigma'_o$ dan didefinisikan sebagai indeks kompresi. Substitusi Persamaan (7.13) ke Persamaan (7.12) menghasilkan

$$S_p = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (7.14)$$

Untuk lapisan lempung yang lebih tebal, pengukuran penurunan yang lebih akurat dapat dilakukan jika lapisan tersebut dibagi menjadi beberapa sublapisan dan perhitungan dilakukan untuk setiap sublapisan. Dengan demikian, penurunan total untuk seluruh lapisan dapat diberikan sebagai berikut:

$$S_p = \sum \left[\frac{C_c H_i}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{o(i)} + \Delta \sigma'_{(i)}}{\sigma'_{o(i)}} \right) \right]$$

di mana

H_i = ketebalan sublapisan i

$\sigma'_{o(i)}$ = tekanan beban atas efektif rata-rata awal untuk sublapisan i

$\Delta \sigma'_{(i)}$ = peningkatan tekanan vertikal untuk sublapisan i

Pada lempung yang terkonsolidasi berlebihan (Gambar 7.10), untuk $\sigma'_o + \Delta \sigma' \leq \sigma'_c$, variasi lapangan $e - \log \sigma'$ akan berada di sepanjang garis cb , yang kemiringannya kira-kira sama dengan kemiringan kurva pantulan laboratorium. Kemiringan kurva pantulan, C_s , disebut sebagai indeks pengembangan, sehingga

$$\Delta e = C_s [\log(\sigma'_o + \Delta \sigma') - \log \sigma'_o] \quad (7.15)$$

Dari Persamaan (7.12) dan (7.15), kita memperoleh

$$S_p = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (7.16)$$

Jika $\sigma'_o + \Delta \sigma > \sigma'_c$, maka

$$S_p = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_c} \right) \quad (7.17)$$

Namun, jika kurva $e - \log \sigma'$ diberikan, Δe dapat dengan mudah diambil dari plot untuk rentang tekanan yang sesuai. Nilai ini dapat disubstitusikan ke Persamaan (7.12) untuk menghitung penurunan, S_p .

7.7 INDEKS KOMPRESI (CC) DAN INDEKS SWELL (CS)

Kita dapat menentukan indeks kompresi untuk penurunan lapangan yang disebabkan oleh konsolidasi dengan konstruksi grafis (seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7.8) setelah memperoleh hasil uji laboratorium untuk rasio pori dan tekanan.

Skempton (1944) menyarankan persamaan empiris untuk indeks kompresi.

Untuk lempung tak terganggu:

$$C_c = 0.009(LL - 10) \quad (7.18)$$

Untuk tanah liat yang dibentuk ulang:

$$C_c = 0.007(LL - 10) \quad (7.19)$$

di mana LL = batas cair (%). Jika tidak ada data konsolidasi laboratorium, Persamaan (7.18) sering digunakan untuk perhitungan perkiraan konsolidasi primer di lapangan. Beberapa korelasi lain untuk indeks kompresi juga tersedia saat ini. Beberapa korelasi tersebut telah disusun oleh Rendon-Herrero, dan disajikan pada Tabel 7.1.

Tabel 7.1 Korelasi untuk Indeks Kompresi, C_c (disusun dari Rendon-Herrero, 1980)

Persamaan	Wilayah penerapan
$C_c = 0.01W_N$	Tanah liat Chicago
$C_c = 1.15(e_0 - 0.27)$	Semua tanah liat
$C_c = 0.30(e_0 - 0.27)$	Tanah kohesif anorganik: lanau, lempung berdebu, lempung
$C_c = 0.0115W_N$	Tanah organik, gambut, lanau organik, dan lempung
$C_c = 0.0046(LL - 9)$	Tanah liat Brazil
$C_c = 0.75(e_0 - 0.5)$	Tanah dengan plastisitas rendah
$C_c = 0.208e_0 + 0.0083$	Tanah liat Chicago
$C_c = 0.156e_0 + 0.0107$	Semua tanah liat

Catatan: e_0 = rasio rongga in situ; w_N = kadar air in situ.

Berdasarkan pengamatan pada beberapa lempung alam, Rendon-Herrero memberikan hubungan indeks kompresi dalam bentuk

$$C_c = 0.141G_s^{1.2} \left(\frac{1 + e_0}{G_s} \right)^{2.38} \quad (7.20)$$

Baru-baru ini, Park dan Koumoto menyatakan indeks kompresi dengan hubungan berikut.

$$C_c = \frac{n_o}{371.747 + 4.275n_o} \quad (7.21)$$

di mana n_o = porositas tanah in situ

Berdasarkan model lempung Cam yang dimodifikasi, Wroth dan Wood telah menunjukkan bahwa

$$C_c \approx 0.5G_s \frac{[PI(\%)]}{100} \quad (7.22)$$

di mana PI = indeks plastisitas

Jika nilai rata-rata G_s dianggap sekitar 2.7

$$C_c \approx 0.5G_s \frac{[PI(\%)]}{100} \quad (7.23)$$

Indeks pengembangan jauh lebih kecil daripada indeks kompresi dan umumnya dapat ditentukan melalui uji laboratorium. Nilai-nilai umum batas cair, batas plastis, indeks kompresi awal, dan indeks pengembangan untuk beberapa tanah alami diberikan pada Tabel 7.2.

Dari Tabel 7.2, dapat dilihat bahwa $C_s \approx 0,2$ hingga $0,3 C_c$. Berdasarkan model lempung Cam yang dimodifikasi, Kulhawy dan Mayne telah menunjukkan bahwa

$$C_c \approx \frac{PI}{370} \quad (7.24)$$

Tabel 7.2 Kompresi dan Pembengkakan Tanah Alami

Tanah	Batas cair	Batas plastik	Indeks kompresi, C_c	Indeks pembengkakan, C_s	C_s/C_c
Tanah liat biru Boston	41	20	0.35	0.07	0.2
tanah liat Chicago	60	20	0.4	0.07	0.175
Tanah liat Ft. Gordon, Georgia	51	26	0.12	0.04	0.33
Tanah liat New Orleans	80	25	0.3	0.05	0.17
Tanah liat montana	60	28	0.21	0.05	0.24

Contoh 7.1

Berikut adalah hasil uji konsolidasi laboratorium pada spesimen tanah yang diperoleh dari lapangan. Massa kering spesimen = 128 g, tinggi spesimen pada awal pengujian = 2.54 cm, $G_s = 2.75$, dan luas spesimen = 30.68 cm².

Tekanan, σ' (kN/m^2)	Tinggi akhir spesimen pada akhir konsolidasi (cm)
------------------------------------	--

0	2.540
50	2.488
100	2.465
200	2.431
400	2.389
800	2.324
1600	2.225
3200	2.115

Lakukan perhitungan yang diperlukan dan gambar kurva e vs. $\log \sigma'$.

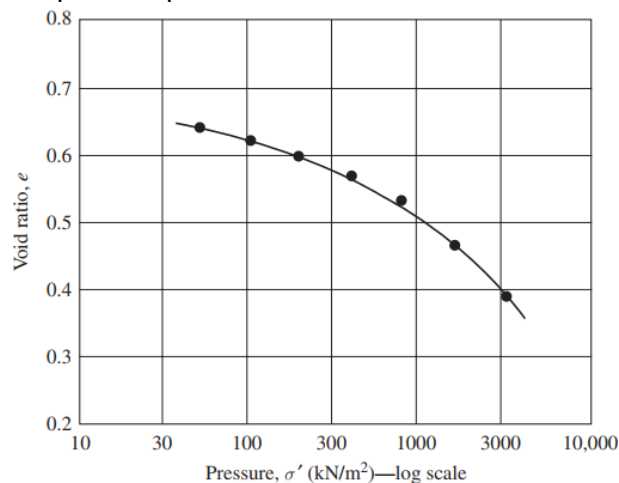
Solusi

Perhitungan H_s

Dari Persamaan (7.2)

$$H_s = \frac{m_s}{AG_{spw}} = \frac{128g}{(30.68 \text{ cm}^2)(2.75)(1g/\text{cm}^3)} = 1.52 \text{ cm}$$

Sekarang tabel berikut dapat disiapkan.



Gambar 7.12 Variasi rasio rongga terhadap tekanan

Tekanan, σ' kN/m^2	Tinggi pada akhir konsolidasi, H (cm)	$H_v = H - H_s$ (cm)	$e = H_v/H_s$
0	2.540	1.02	0.671
50	2.488	0.968	0.637
100	2.465	0.945	0.622
200	2.431	0.911	0.599
400	2.389	0.869	0.572
800	2.324	0.804	0.529
1600	2.225	0.705	0.464
3200	2.115	0.595	0.391

Plot e vs. $\log \sigma$ ditunjukkan pada Gambar 7.12.

Contoh 7.2

Data konsolidasi laboratorium untuk sampel lempung tak terganggu adalah sebagai berikut:

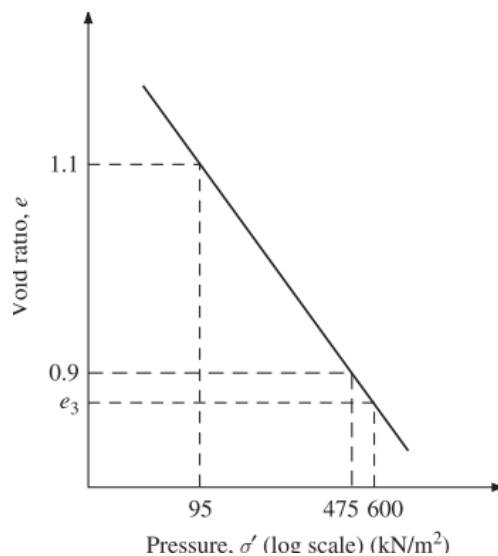
$$\begin{array}{ll} e_1 = 1.1 & \sigma'_1 = 95 \text{ kN/m}^2 \\ e_2 = 0.9 & \sigma'_2 = 475 \text{ kN/m}^2 \end{array}$$

Berapakah rasio pori untuk tekanan 600 kN/m^2 ? (Catatan: $\sigma'_c < 95 \text{ kN/m}^2$.)

Solusi

Dari Gambar 7.13

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} = \frac{1.1 - 0.9}{\log 475 - \log 95} = 0.286$$
$$e_1 - e_3 = C_c (\log 600 - \log 95)$$



Gambar 7.13

$$\begin{aligned} e_3 &= e_1 - C_c \log \frac{600}{95} \\ &= 1.1 - 0.286 \log \frac{600}{95} = 0.87 \end{aligned}$$

Contoh 7.3

Profil tanah ditunjukkan pada Gambar 7.14. Jika beban $\Delta\sigma$ yang terdistribusi merata diterapkan pada permukaan tanah, berapakah penurunan lapisan lempung akibat konsolidasi primer? Diketahui bahwa σ'_c untuk lempung adalah 125 kN/m^2 dan $C_s = \frac{1}{6} C_c$.

Solusi

Tegangan efektif rata-rata di tengah lapisan lempung adalah

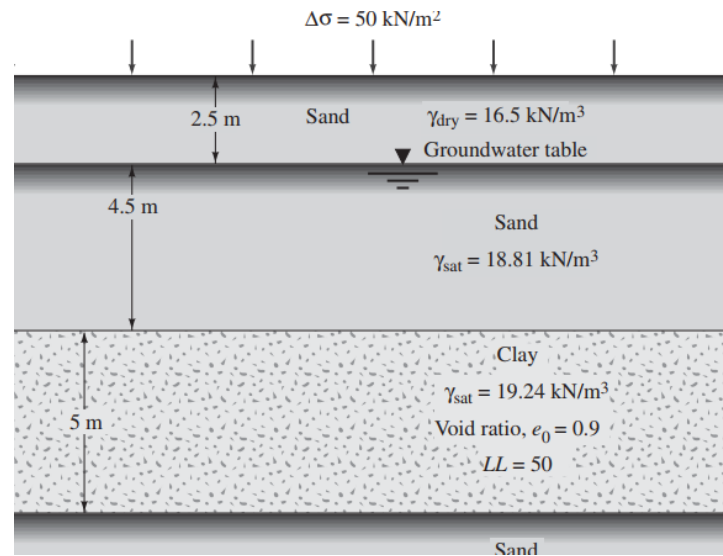
$$\sigma'_0 = 2.5\gamma_{dry(sand)} + (4.5)[\gamma_{sat(sand)} - \gamma_w] + \left(\frac{5}{2}\right)[\gamma_{sat(clay)} - \gamma_w]$$

Atau

$$\begin{aligned}\sigma'_0 &= (2.5)(16.5) + (4.5)(18.81 - 9.81) + (2.5)(19.24 - 9.81) \\ &= 105.33 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\sigma'_c = 125 \text{ kN/m}^2 > 105.33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_0 + \Delta\sigma' = 105.33 + 50 = 155.33 \text{ kN/m}^2 > \sigma'_c$$



Gambar 7.14

(Catatan: $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$ pada akhir konsolidasi.) Jadi kita perlu menggunakan Persamaan (7.17):

$$S_p = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}\right) + \frac{C_s H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_c + \Delta\sigma'}{\sigma'_c}\right)$$

Kita memiliki $H = 5 \text{ m}$ dan $e_0 = 0.9$. Dari Persamaan (7.18),

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(50 - 10) = 0.36$$

$$C_c = \frac{1}{6} C_c = \frac{0.36}{6} = 0.06$$

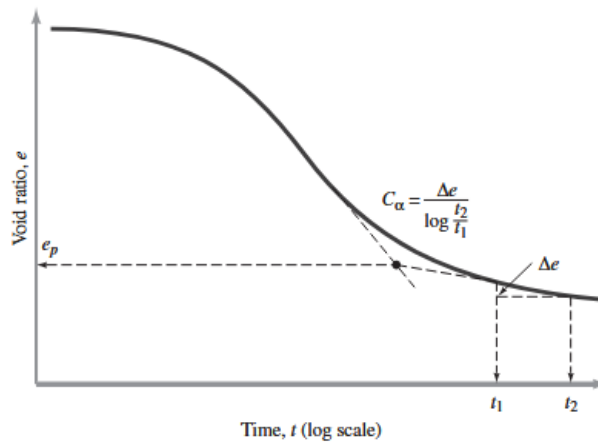
Dengan demikian,

$$S_p = \frac{5}{1 + 0.9} \left[0.06 \log\left(\frac{125}{105.33}\right) + 0.36 \log\left(\frac{105.33 + 50}{125}\right) \right]$$

$$= 0.1011 \text{ m} \approx 101 \text{ mm}$$

7.8 PENURUNAN AKIBAT KONSOLIDASI SEKUNDER

Bagian 7.2 menunjukkan bahwa pada akhir konsolidasi primer (yaitu, setelah tekanan air pori berlebih hilang sepenuhnya), terjadi penurunan akibat penyesuaian plastis struktur tanah, yang biasanya disebut rangkak. Tahap konsolidasi ini disebut konsolidasi sekunder. Selama konsolidasi sekunder, plot deformasi terhadap logaritma waktu praktis bersifat linear (Gambar 7.4). Variasi rasio pori e terhadap waktu t untuk kenaikan beban tertentu akan serupa dengan yang ditunjukkan pada Gambar 7.4. Variasi ini diilustrasikan pada Gambar 7.15.



Gambar 7.15 Variasi e dengan $\log t$ pada kenaikan beban tertentu, dan definisi indeks kompresi sekunder

Indeks kompresi sekunder dapat didefinisikan dari Gambar 7.15 sebagai

$$C_a = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log(t_2/t_1)} \quad (7.25)$$

di mana

C_a = indeks kompresi sekunder

Δe = perubahan rasio rongga

t_1, t_2 = waktu

Besarnya konsolidasi sekunder dapat dihitung sebagai

$$S_s = C'_a H \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right) \quad (7.26)$$

Dimana

$$C'_a = \frac{C_a}{1 + e_p} \quad (7.27)$$

dan

e_p = rasio rongga pada akhir konsolidasi primer (Gambar 7.15)

H = ketebalan lapisan lempung

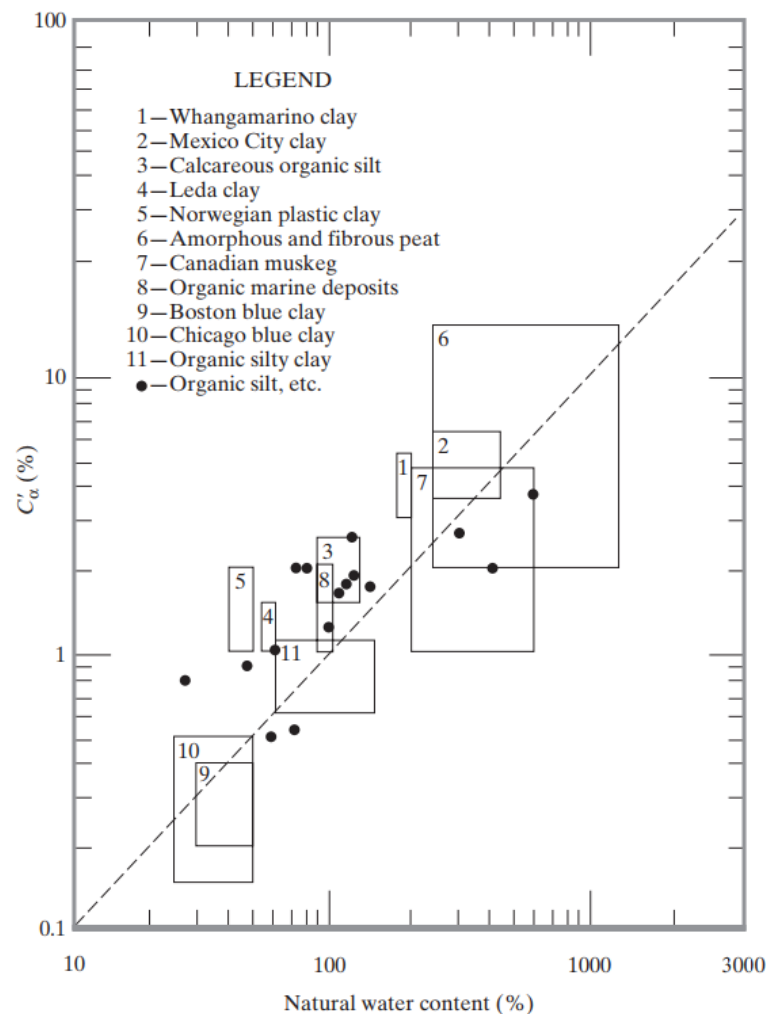
Penurunan konsolidasi sekunder lebih penting daripada konsolidasi primer pada tanah organik dan tanah anorganik yang sangat kompresibel. Pada lempung anorganik yang terkonsolidasi berlebihan, indeks kompresi sekunder sangat kecil dan kurang signifikan secara praktis. Variasi C'_a untuk berbagai endapan tanah alami ditunjukkan pada Gambar 7.16.

Dari Gambar 7.16, dapat dilihat bahwa C'_a untuk

- Lempung yang terkonsolidasi berlebihan $\approx 0,001$ atau kurang
- Lempung yang terkonsolidasi normal $\approx 0,005$ hingga $0,03$
- Tanah organik $\approx 0,04$ atau lebih

Mesri dan Godlewski menyusun rasio C'_a/C_c untuk sejumlah lempung alami. Dari penelitian ini, terlihat bahwa C'_a/C_c untuk

- Lempung dan lanau anorganik $\approx 0,04 \pm 0,01$
- Lempung dan lanau organik $\approx 0,05 \pm 0,01$
- Gambut $\approx 0,075 \pm 0,01$



Gambar 7.16 C'_a untuk endapan tanah alami (Setelah Mesri, 1973)

Contoh 7.4

Untuk lapisan lempung yang terkonsolidasi normal di lapangan, nilai-nilai berikut diberikan:

- Ketebalan lapisan lempung = 3 m
- Rasio rongga (e_0) = 0,8
- Indeks kompresi (C_c) = 0,28
- Tekanan efektif rata-rata pada lapisan lempung (σ'_0) = 130 kN/m²
- $\Delta\sigma' = 50$ kN/m²
- Indeks kompresi sekunder (C_a) = 0,02

Berapa total penurunan konsolidasi lapisan lempung lima tahun setelah selesainya penurunan konsolidasi primer? (*Catatan:* Waktu penyelesaian penurunan primer = 1,5 tahun.)

Solusi

Dari Persamaan (7.27),

$$C_a^j = \frac{C_a}{1 + e_p}$$

Nilai e_p dapat dihitung sebagai berikut:

$$e_p = e_0 - \Delta e_{primary}$$

Dengan menggabungkan Persamaan (7.12) dan (7.13), kita menemukan bahwa

$$\begin{aligned}\Delta e &= C_c \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) = 0.28 \log \left(\frac{130 + 50}{130} \right) \\ &= 0.04\end{aligned}$$

$$\text{Konsolidasi primer, } S_p = \frac{\Delta e H}{1 + e_0} = \frac{(0.04)(3)}{1 + 0.8} = 0.067 \text{ m}$$

Diketahui $e_0 = 0.8$, dan dengan demikian,

$$e_p = 0.8 - 0.04 = 0.76$$

Karena itu,

$$C_a' = \frac{0.02}{1 + 0.76} = 0.011$$

Dari Persamaan (7.26),

$$S_s = C_a' H \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right) = (0.011)(3) \log \left(\frac{5}{1.5} \right) \approx 0.017 \text{ m}$$

Total konsolidasi penurunan = konsolidasi primer (S_p) + penurunan sekunder (S_s). Jadi,
 Total konsolidasi penurunan = $0.067 + 0.017 = 0.084 \text{ m} \approx 84 \text{ mm}$

7.9 LAJU WAKTU KONSOLIDASI

Penurunan total yang disebabkan oleh konsolidasi primer akibat peningkatan tegangan pada lapisan tanah dapat dihitung menggunakan salah satu dari tiga persamaan [(7.14), (7.16), atau (7.17)] yang diberikan pada Bagian 7.6. Namun, persamaan tersebut tidak memberikan informasi apa pun mengenai laju konsolidasi primer. Terzaghi mengajukan teori pertama yang mempertimbangkan laju konsolidasi satu dimensi untuk tanah lempung jenuh. Derivasi matematisnya didasarkan pada asumsi-asumsi berikut:

1. Sistem lempung-air bersifat homogen.
2. Kejenuhan sempurna.
3. Kompresibilitas air dapat diabaikan.
4. Kompresibilitas butiran tanah dapat diabaikan (tetapi butiran tanah menyusun ulang).
5. Aliran air hanya dalam satu arah (yaitu, searah kompresi).
6. Hukum Darcy berlaku.

Gambar 7.17a menunjukkan lapisan lempung dengan ketebalan $2H_{dr}$ yang terletak di antara dua lapisan pasir yang sangat permeabel. Jika lapisan lempung tersebut mengalami peningkatan tekanan sebesar $\Delta\sigma$, tekanan air pori pada setiap titik A di lapisan lempung akan meningkat. Untuk konsolidasi satu dimensi, air akan terkompresi keluar dalam arah vertikal menuju lapisan pasir.

Gambar 7.17b menunjukkan aliran air melalui elemen prismatik di A . Untuk elemen tanah yang ditunjukkan,

$$(\text{laju aliran keluar air}) - (\text{laju aliran masuk air}) = (\text{laju perubahan volume})$$

Dengan demikian,

$$\left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz\right) dx dy - v_z dx dy = \frac{\partial V}{\partial t}$$

di mana

V = volume elemen tanah

v_z = kecepatan aliran pada arah z

atau

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} dx dy dz = \frac{\partial V}{\partial t} \quad (7.28)$$

Dengan menggunakan hukum Darcy, kita memiliki

$$v_z = ki = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (7.29)$$

dimana u = tekanan air pori berlebih yang disebabkan oleh peningkatan tegangan. Dari Persamaan (7.28) dan (7.29), kita peroleh

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dx dy dz} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (7.30)$$

Selama konsolidasi, laju perubahan volume elemen tanah sama dengan laju perubahan volume rongga. Jadi,

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} = \frac{\partial (V_s + eV_s)}{\partial t} = \frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial e}{\partial t} + e \frac{\partial V_s}{\partial t} \quad (7.31)$$

di mana

V_s = volume padatan tanah

V_v = volume rongga

Namun (dengan asumsi bahwa padatan tanah tidak dapat dikompresi),

$$\frac{\partial V_v}{\partial t} = 0$$

Dan

$$V_s = \frac{V}{1 + e_0} = \frac{dx dy dz}{1 + e_0}$$

Substitusi $\partial V_s / \partial t$ dan V_s pada persamaan (7.31) menghasilkan

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dx dy dz}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (7.32)$$

dimana e_0 = rasio rongga awal. Menggabungkan Persamaan (7.30) dan (7.31) menghasilkan

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (7.33)$$

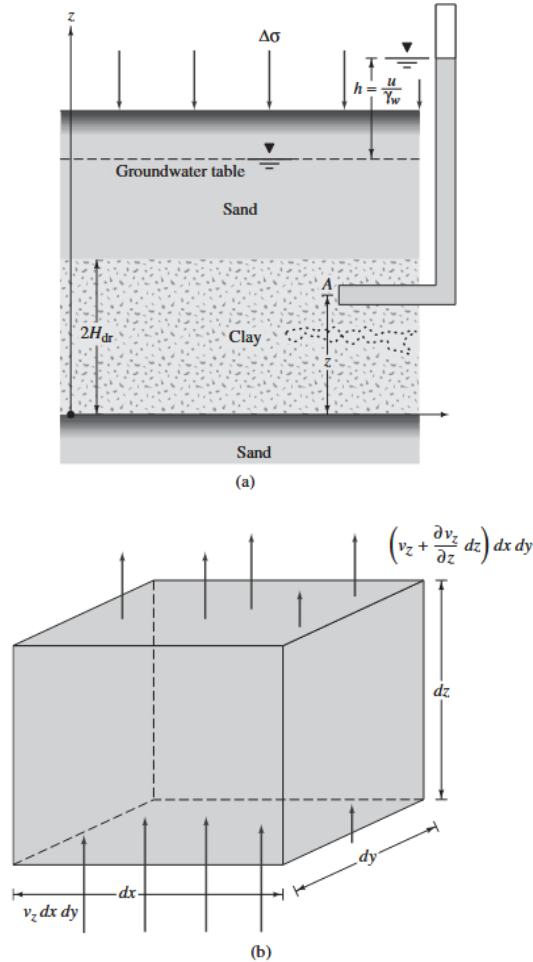
Perubahan rasio pori disebabkan oleh peningkatan tegangan efektif (yaitu, penurunan tekanan air pori berlebih). Dengan asumsi bahwa nilai-nilai tersebut berhubungan secara linier, kita memiliki

$$\partial e = a_v \partial (\Delta \sigma') = -a_v \partial u \quad (7.34)$$

di mana

$\partial(\Delta\sigma') =$ perubahan tekanan efektif

$a_v =$ koefisien kompresibilitas (a_v dapat dianggap konstan untuk rentang kenaikan tekanan yang sempit)



Gambar 7.17 (a) Lapisan lempung yang mengalami konsolidasi; (b) aliran air di A selama konsolidasi

Penggabungan Persamaan (7.33) dan (7.34) menghasilkan

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{a_v}{1 + e_0} \frac{\partial u}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t}$$

di mana $m_v =$ koefisien kompresibilitas volume $= a_v / (1 + e_0)$, atau

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (7.35)$$

di mana c_v = koefisien konsolidasi = $k/(\gamma_w m_v)$.

Persamaan (7.35) merupakan persamaan diferensial dasar dari teori konsolidasi Terzaghi dan dapat diselesaikan dengan kondisi batas berikut:

$$\begin{aligned} z = 0, \quad u &= 0 \\ z = 2H_{dr}, \quad u &= 0 \\ t = 0, \quad u &= u_0 \end{aligned}$$

Solusinya menghasilkan

$$u = \sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{2u_0}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right) \right] e^{-M^2 T_v} \quad (7.36)$$

di mana m adalah bilangan bulat

$$\begin{aligned} M &= \frac{\pi}{2} (2m + 1) \\ u_0 &= \text{tekanan air pori berlebih awal} \end{aligned}$$

Dan

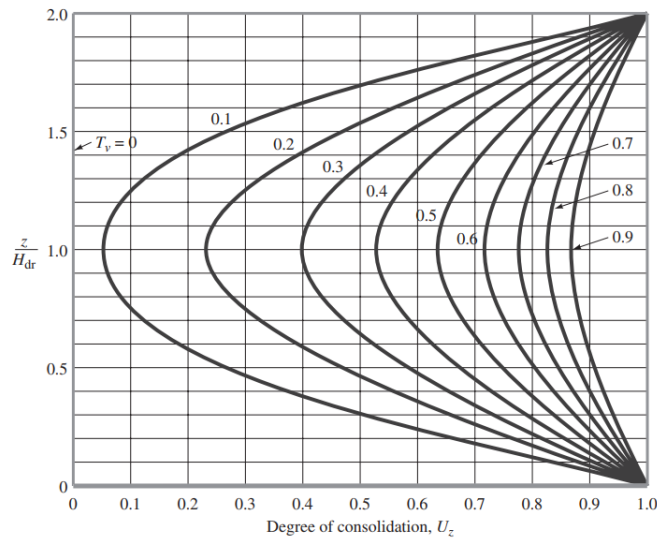
$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} = \text{faktor waktu}$$

Faktor waktu adalah bilangan nondimensi.

Karena konsolidasi berlangsung melalui disipasi tekanan air pori berlebih, derajat konsolidasi pada jarak z pada waktu t adalah

$$U_z = \frac{u_0 - u_z}{u_0} = 1 - \frac{u_z}{u_0} \quad (7.37)$$

di mana u_z = tekanan air pori berlebih pada waktu t . Persamaan (7.36) dan (7.37) dapat digabungkan untuk memperoleh derajat konsolidasi pada kedalaman berapa pun z . Hal ini ditunjukkan pada Gambar 7.18.



Gambar 7.18 Variasi U_z dengan T_v dan z/H_{dr}

Rata-rata derajat konsolidasi untuk seluruh kedalaman lapisan lempung pada waktu t dapat ditulis dari Persamaan (7.37) sebagai

$$U = \frac{S_t}{S_p} = 1 - \frac{\left(\frac{1}{2H_{dr}}\right) \int_0^{2H_{dr}} u_z dz}{u_0} \quad (7.38)$$

di mana

U = derajat konsolidasi rata-rata

S_t = penurunan lapisan pada waktu t

S_p = penurunan akhir lapisan akibat konsolidasi primer

Dengan mensubstitusikan persamaan untuk tekanan air pori berlebih, u_z , yang diberikan pada Persamaan (7.36) ke dalam Persamaan (7.38) diperoleh

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (7.39)$$

Variasi derajat konsolidasi rata-rata dengan faktor waktu nondimensi, T_v , diberikan pada Tabel 7.3, yang merepresentasikan kasus di mana u_0 sama untuk seluruh kedalaman lapisan konsolidasi. Nilai faktor waktu dan derajat konsolidasi rata-rata yang sesuai juga dapat didekati dengan hubungan sederhana berikut:

$$\text{For } U = 0 \text{ to } 60\%, \quad T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2 \quad (7.40)$$

$$\text{For } U > 60\%, \quad T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%) \quad (7.41)$$

Sivaram dan Swamee memberikan hubungan empiris berikut untuk U dan T_v (untuk U bervariasi dari 0% hingga 100%):

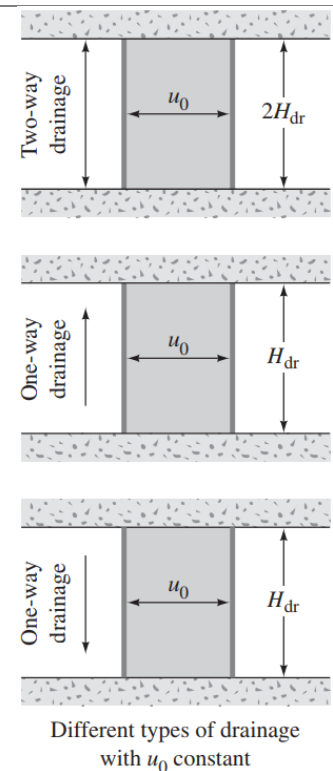
$$\frac{U\%}{100} = \frac{\left(\frac{4T_v}{\pi}\right)^{0.5}}{\left[1 + \left(\frac{4T_v}{\pi}\right)^{2.8}\right]^{0.179}} \quad (7.42)$$

Dan

$$T_v = \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right) \left(\frac{U\%}{100}\right)^2}{\left[1 + \left(\frac{U\%}{100}\right)^{5.6}\right]^{0.357}} \quad (7.43)$$

Tabel 7.3 Variasi faktor waktu dengan tingkat konsolidasi*

$U\%$	T_v	$U\%$	T_v	$U\%$	T_v
0	0	34	0.0907	68	0.377
1	0.00008	35	0.0962	69	0.390
2	0.0003	36	0.102	70	0.403
3	0.00071	37	0.107	71	0.417
4	0.00126	38	0.113	72	0.431
5	0.00196	39	0.119	73	0.446
6	0.00283	40	0.126	74	0.461
7	0.00385	41	0.132	75	0.477
8	0.00502	42	0.138	76	0.493
9	0.00636	43	0.145	77	0.511
10	0.00785	44	0.152	78	0.529
11	0.0095	45	0.159	79	0.547
12	0.0113	46	0.166	80	0.567
13	0.0133	47	0.173	81	0.588
14	0.0154	48	0.181	82	0.610
15	0.0177	49	0.188	83	0.633
16	0.0201	50	0.197	84	0.658
17	0.0227	51	0.204	85	0.684
18	0.0254	52	0.212	86	0.712
19	0.0283	53	0.221	87	0.742
20	0.0314	54	0.230	88	0.774
21	0.0346	55	0.239	89	0.809
22	0.0380	56	0.248	90	0.848
23	0.0415	57	0.257	91	0.891
24	0.0452	58	0.267	92	0.938
25	0.0491	59	0.276	93	0.993



26	0.0531	60	0.286	94	1.055
27	0.0572	61	0.297	95	1.129
28	0.0615	62	0.307	96	1.219
29	0.0660	63	0.318	97	1.336
30	0.0707	64	0.329	98	1.500
31	0.0754	65	0.304	99	1.781
32	0.0803	66	0.352	100	∞
33	0.0855	67	0.364		

* u_0 konstan terhadap kedalaman.

7.10 KOEFISIEN KONSOLIDASI

Koefisien konsolidasi, c_v , umumnya menurun seiring dengan peningkatan batas cair tanah. Rentang variasi c_v untuk batas cair tanah tertentu cukup lebar. Untuk kenaikan beban tertentu pada spesimen, terdapat dua metode grafis yang umum digunakan untuk menentukan c_v dari uji konsolidasi satu dimensi laboratorium. Salah satunya adalah metode logaritma waktu yang diusulkan oleh Casagrande dan Fadum, dan yang lainnya adalah metode akar kuadrat waktu yang diusulkan oleh Taylor. Prosedur umum untuk memperoleh c_v dengan kedua metode tersebut dijelaskan selanjutnya.

Metode Logaritma Waktu

Untuk pembebanan inkremental tertentu dari uji laboratorium, plot deformasi spesimen versus log waktu ditunjukkan pada Gambar 7.19. Konstruksi berikut diperlukan untuk menentukan c_v :

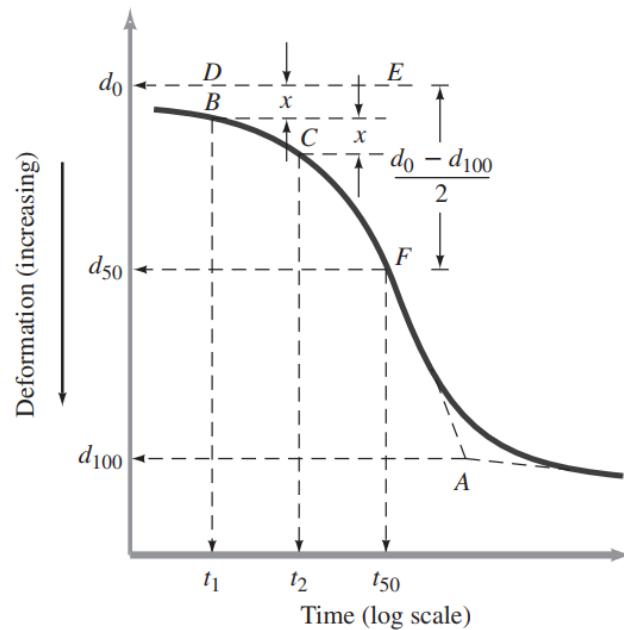
1. Perpanjang bagian garis lurus konsolidasi primer dan sekunder hingga berpotongan di A . Ordinat A direpresentasikan oleh d_{100} yaitu, deformasi pada akhir konsolidasi primer 100%.
2. Bagian lengkung awal dari plot deformasi versus log t didekati sebagai parabola pada skala alami. Pilih waktu t_1 dan t_2 pada bagian lengkung tersebut sehingga $t_2 = 4t_1$. Misalkan selisih deformasi spesimen selama waktu $(t_2 - t_1)$ sama dengan x .
3. Gambarkan garis horizontal DE sehingga jarak vertikal BD sama dengan x . Deformasi yang sesuai dengan garis DE adalah d_0 (yaitu, deformasi pada konsolidasi 0%).
4. Ordinat titik F pada kurva konsolidasi menunjukkan deformasi pada konsolidasi primer 50%, dan absisnya menunjukkan waktu yang sesuai (t_{50}).
5. Untuk derajat konsolidasi rata-rata 50%, $T_v = 0,197$ (Tabel 7.3);

$$T_{50} = \frac{C_v t_{50}}{H_{dr}^2}$$

Atau

$$C_v = \frac{0.197 H_{dr}^2}{t_{50}} \quad (7.44)$$

di mana H_{dr} = rata-rata jalur drainase terpanjang selama konsolidasi.



Gambar 7.19 Metode logaritma waktu untuk menentukan koefisien konsolidasi

Untuk spesimen yang terdrainase di bagian atas dan bawah, H_{dr} sama dengan setengah dari tinggi rata-rata spesimen selama konsolidasi. Untuk spesimen yang terdrainase hanya pada satu sisi, H_{dr} sama dengan tinggi rata-rata spesimen selama konsolidasi.

Metode Akar Kuadrat Waktu

Dalam metode ini, plot deformasi versus akar kuadrat waktu digambar untuk pembebanan inkremental (Gambar 7.20). Konstruksi grafis lain yang diperlukan adalah sebagai berikut:

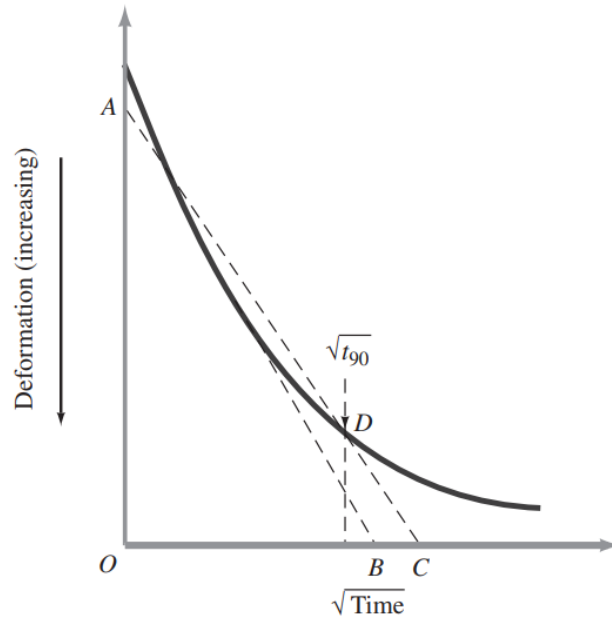
1. Gambarkan garis AB melalui bagian awal kurva.
2. Gambarkan garis AC sedemikian rupa sehingga $\overline{OC} = 1,15 \overline{OB}$. Absis titik D , yang merupakan perpotongan AC dan kurva konsolidasi, menghasilkan akar kuadrat waktu untuk konsolidasi 90% ($\sqrt{t_{90}}$).
3. Untuk konsolidasi 90%, $T_{90} = 0,848$ (Tabel 7.3), sehingga

$$T_{90} = 0.848 = \frac{C_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

Atau

$$C_v = \frac{0.848 H_{dr}^2}{t_{90}} \quad (7.45)$$

H_{dr} dalam Persamaan (7.45) ditentukan dengan cara yang mirip dengan metode logaritma waktu.



Gambar 7.20 Metode penyesuaian akar kuadrat waktu

Contoh 7.5

Selama uji konsolidasi laboratorium, waktu dan pembacaan dial gauge yang diperoleh dari peningkatan tekanan pada spesimen dari 50 kN/m^2 menjadi 100 kN/m^2 diberikan di sini.

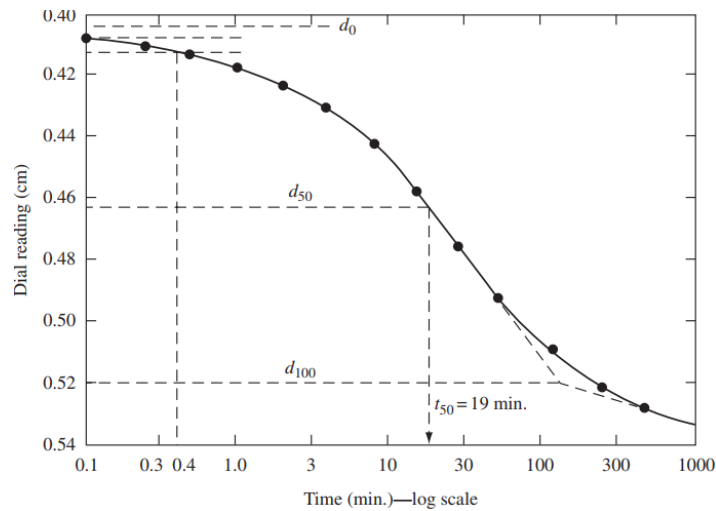
jam (menit)	Pembacaan dial gauge ($\text{cm} \times 10^4$)	jam (menit)	Pembacaan dial gauge ($\text{cm} \times 10^4$)
0	3975	16.0	4572
0.1	4082	30.0	4737
0.25	4102	60.0	4923
0.5	4128	120.0	5080
1.0	4166	240.0	5207
2.0	4224	480.0	5283
4.0	4298	960.0	5334
8.0	4420	1440.0	5364

Dengan menggunakan metode logaritma waktu, tentukan c_v . Tinggi rata-rata benda uji selama konsolidasi adalah 2,24 cm, dan benda uji tersebut terdrainase di bagian atas dan bawah.

Solusi

Plot semi-logaritma pembacaan dial terhadap waktu ditunjukkan pada Gambar 7.21. Untuk ini, $t_1 = 0,1$ menit, $t_2 = 0,4$ menit untuk menentukan d_0 . Mengikuti prosedur yang diuraikan pada Gambar 7.19, $t_{50} \approx 19$ menit. Dari Persamaan (7.44)

$$C_v = \frac{0.197 H_{dr}^2}{t_{50}} = \frac{0.197 \left(\frac{2.24}{2} \right)^2}{19} = 0.013 \frac{cm^2}{min} = 2.17 \times 10^{-4} cm^2/sec$$



Gambar 7.21

Contoh 7.6

Profil tanah ditunjukkan pada Gambar 7.22. Beban tambahan sebesar 96 kN/m^2 diberikan pada permukaan tanah. Tentukan hal-hal berikut:

- Seberapa tinggi air akan naik di dalam piezometer segera setelah pemberian beban.
- Setelah 104 hari pemberian beban, $h = 4 \text{ m}$. Tentukan koefisien konsolidasi (c_v) tanah lempung.

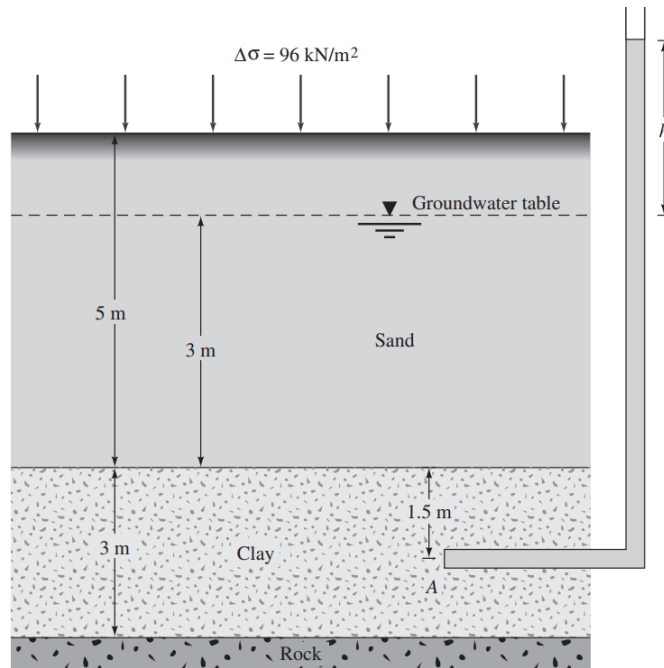
Solusi

Bagian a.

Dengan asumsi peningkatan tekanan air pori berlebih awal yang seragam melalui kedalaman 3 m lapisan lempung.

$$u_0 = \Delta\sigma = 96 \text{ kN/m}^2$$

$$h = \frac{96}{9.81} = 9.79 \text{ m}$$



Gambar 7.22

Bagian b.

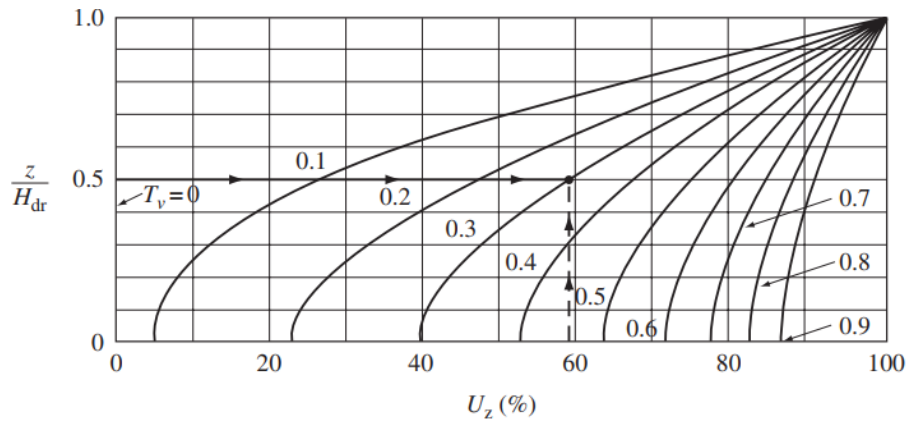
$$U_A \% = \left(1 - \frac{u_A}{u_0}\right) 100 = \left(1 - \frac{4 \times 9.81}{9.79 \times 9.81}\right) 100 = 59\%$$

Karena terdapat batuan di dasar lapisan lempung, kasus ini merupakan kasus drainase satu arah. Untuk kondisi drainase seperti ini, variasi U_z dengan z/H_{dr} untuk berbagai nilai T_v telah diplot pada Gambar 7.23. (Catatan: Ini diambil dari Gambar 7.18, yang merupakan kasus drainase dua arah.). Untuk soal ini, $z/H_{dr} = 1,5/3 = 0,5$ dan $U_z = 59\%$. Dengan menggunakan nilai z/H_{dr} dan U_z pada Gambar 7.23, kita memperoleh $T_v \approx 0,3$.

$$T_v = \frac{C_v t}{H_{dr}^2}$$

$$0.3 = \frac{C_v (104 \times 24 \times 60 \times 60)}{(300 \text{ cm})^2}$$

$$C_v = 0.003 \text{ cm}^2/\text{see}$$



Gambar 7.23

Contoh 7.7

Waktu yang dibutuhkan untuk konsolidasi 50% lapisan lempung setebal 25 mm (terdrainase di bagian atas dan bawah) di laboratorium adalah 2 menit 20 detik. Berapa lama (dalam hari) yang dibutuhkan lapisan lempung setebal 3 m dari lempung yang sama di lapangan dengan kenaikan tekanan yang sama untuk mencapai konsolidasi 50%? Di lapangan, terdapat lapisan batuan di dasar lempung.

Solusi

$$T_{50} = \frac{C_v t_{tab}}{H_{dr(lab)}^2} = \frac{C_v t_{field}}{H_{dr(field)}^2}$$

atau

$$\frac{t_{tab}}{H_{dr(lab)}^2} = \frac{t_{field}}{H_{dr(field)}^2}$$

$$\frac{140 \text{ sec}}{\left(\frac{0.025 \text{ m}}{2}\right)^2} = \frac{t_{field}}{(3 \text{ m})^2}$$

$$t_{field} = 8,064,000 \text{ sec} = 93.33 \text{ days}$$

Contoh 7.8

Lihat Contoh 6.7. Berapa lama (dalam hari) waktu yang dibutuhkan di lapangan agar konsolidasi primer sebesar 30% terjadi? Gunakan Persamaan (7.40).

Solusi

Dari Persamaan (7.40), kita peroleh

$$\frac{C_v t_{field}}{H_{dr(field)}^2} = T_v \propto U^2$$

Jadi

$$t \propto U^2$$

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{U_1^2}{U_2^2}$$

Atau

$$\frac{93.33 \text{ Hari}}{t_2} = \frac{50^2}{30^2}$$

$$t_2 = 33.6 \text{ Hari}$$

Contoh 7.9

Untuk lempung yang terkonsolidasi normal,

$$\sigma'_o = 200 \text{ kN/m}^2 \quad e = e_o = 1.22$$

$$\sigma'_o + \Delta\sigma' = 400 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad e = 0.98$$

Konduktivitas hidrolik, k , lempung untuk rentang pembebanan adalah $0,61 \times 10^{-4} \text{ m/hari}$.

- Berapa lama (dalam hari) yang dibutuhkan lapisan lempung setebal 4 m (yang dikeringkan pada satu sisi) di lapangan untuk mencapai konsolidasi 60%?
- Berapa penurunan yang terjadi pada saat itu (yaitu, pada konsolidasi 60%)?

Solusi

Bagian a.

Koefisien kompresibilitas volume adalah

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_{av}} = \frac{(\Delta e / \Delta \sigma')}{1 + e_{av}}$$

$$\Delta e = 1.22 - 0.98 = 0.24$$

$$\Delta \sigma' = 400 - 200 = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{av} = \frac{1.22 + 0.98}{2} = 1.1$$

Jadi

$$m_v = \frac{0.24/200}{1 + 1.1} = 5.7 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$$

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} = \frac{0.61 \times 10^{-4} \text{ m/Hari}}{(5.7 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN})(9.81 \text{ kN/m}^2)} = 0.0109 \text{ m}^2/\text{Hari}$$

Dari Tabel 7.3, untuk $U = 60\%$, nilai T_{60} adalah 0,286, jadi

$$T_{60} = \frac{(0.286)(4)^2}{0.0109} = 419.8 \text{ days}$$

Bagian b.

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log(\sigma'_2/\sigma'_1)} = \frac{1.22 - 0.98}{\log(400/200)} = 0.797$$

Dari Persamaan (7.14), kita memiliki

$$S_p = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right)$$

$$= \frac{(0.797)(4)}{1 + 1.22} \log \left(\frac{400}{200} \right) = 0.432 \text{ m}$$

$$S_p \text{ pada } 60\% = (0.6)(0.432) \approx \mathbf{0.259 \text{ m}}$$

Contoh 7.10

Uji konsolidasi laboratorium pada spesimen tanah (yang dikeringkan pada kedua sisi) menghasilkan hasil berikut:

ketebalan spesimen lempung = 25 mm

$$\sigma'_1 = 50 \text{ kN/m}^2 \quad e_1 = 0.92$$

$$\sigma'_2 = 120 \text{ kN/m}^2 \quad e_2 = 0.78$$

Waktu konsolidasi 50% = 2,5 menit

Tentukan konduktivitas hidrolik, k , lempung untuk rentang pembebanan tersebut.

Solusi

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_{av}} = \frac{(\Delta e / \Delta \sigma')}{+e_{av}}$$

$$= \frac{\frac{0.92 - 0.78}{120 - 50}}{1 + \frac{0.92 + 0.78}{2}} = 0.00108 \text{ m}^2/\text{nN}$$

$$c_v = \frac{T_{50} H_{dr}^2}{t_{50}}$$

Dari Tabel 7.3, untuk $U = 50\%$, nilai $T_v = 0,197$, sehingga

$$c_v = \frac{(0.197) \left(\frac{0.025 \text{ m}}{2} \right)^2}{2.5 \text{ min}} = 1.23 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{min}$$

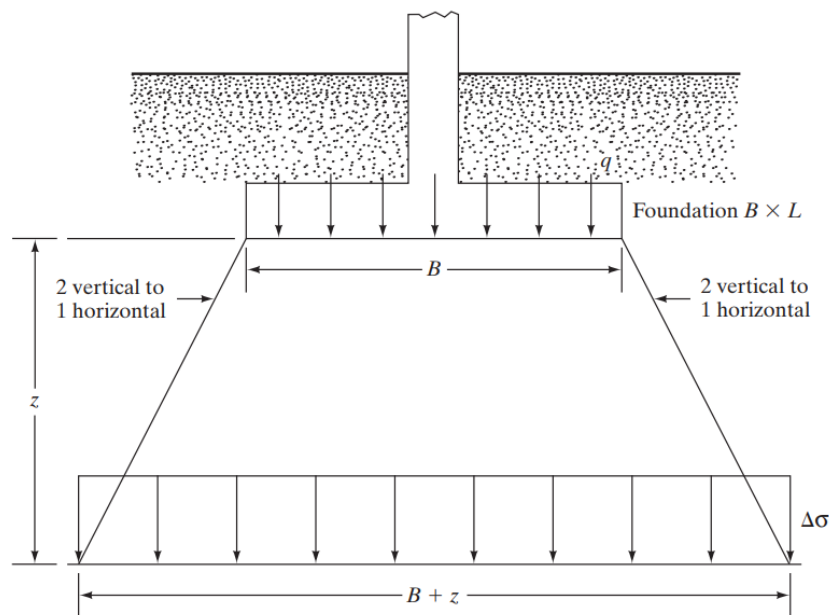
$$k = c_v m_v \gamma_w = (1.23 \times 10^{-5})(0.00108)(9.81) \\ = \mathbf{1.303 \times 10^{-7} \text{ m/min}}$$

7.11 KONSOLIDASI PRIMER DI BAWAH PONDASI

Bab 6 menunjukkan bahwa peningkatan tegangan vertikal dalam tanah yang disebabkan oleh beban yang diberikan pada area terbatas berkurang seiring dengan kedalaman z yang diukur dari permukaan tanah ke bawah. Oleh karena itu, untuk memperkirakan penurunan satu dimensi pondasi, kita dapat menggunakan Persamaan (7.14), (7.16), atau (7.17). Namun, peningkatan tegangan efektif $\Delta\sigma'$ dalam persamaan ini seharusnya merupakan peningkatan rata-rata di bawah pusat pondasi.

Dengan asumsi peningkatan tekanan bervariasi secara parabola, kita dapat memperkirakan nilai $\Delta\sigma'_{av}$ sebagai (aturan Simpson)

$$\Delta\sigma'_{av} = \frac{\Delta\sigma_1 + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b}{6} \quad (7.46)$$



Gambar 7.24 Metode 2:1 untuk menemukan peningkatan tegangan di bawah pondasi

di mana $\Delta\sigma_t$, $\Delta\sigma_m$, dan $\Delta\sigma_b$ masing-masing mewakili peningkatan tekanan di bagian atas, tengah, dan bawah lapisan. Besaran $\Delta\sigma_t$, $\Delta\sigma_m$, dan $\Delta\sigma_b$ dapat diperoleh menggunakan Persamaan (6.45) dan Tabel 6.8.

Dalam beberapa kasus, insinyur pondasi menggunakan metode perkiraan untuk menentukan peningkatan tegangan terhadap kedalaman yang disebabkan oleh konstruksi

pondasi. Metode ini disebut sebagai metode 2:1 (Gambar 7.24). Berdasarkan metode ini, peningkatan tegangan pada kedalaman z dapat dinyatakan sebagai

$$\Delta\sigma = \frac{q \times B \times L}{(B + z)(L + z)} \quad (7.47)$$

Perhatikan bahwa Persamaan (7.47) mengasumsikan bahwa tegangan dari pondasi menyebar sepanjang garis dengan kemiringan vertikal 2 terhadap horizontal 1.

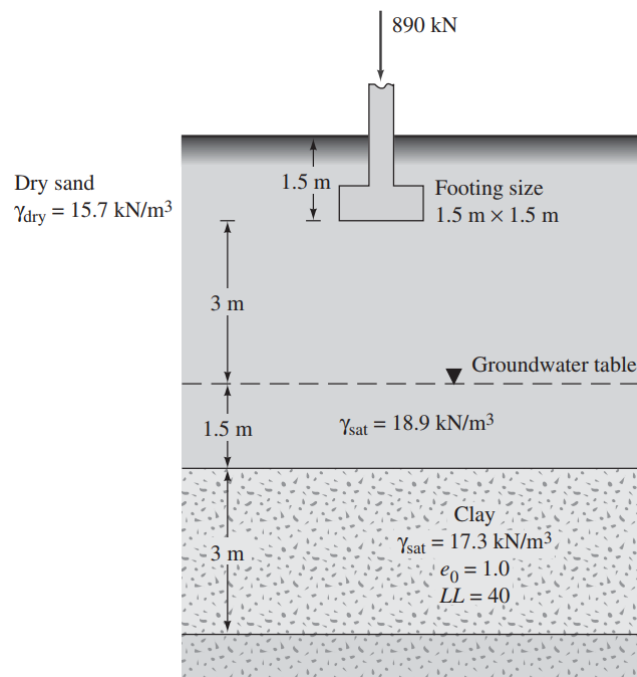
Contoh 7.11

Hitung penurunan konsolidasi primer lapisan lempung setebal 3 m (Gambar 7.25) yang akan dihasilkan dari beban yang ditanggung oleh tapak seluas $1,5 \text{ m}^2$. Lempung tersebut terkonsolidasi secara normal. Gunakan metode 2 : 1 untuk menghitung $\Delta\sigma'$

Solusi

Untuk lempung yang terkonsolidasi secara normal, dari Persamaan (7.14) kita peroleh

$$S_p = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right)$$



Gambar 7.25

di mana

$$C_c = 0.009(LL - 100) = 0.0009(40 - 10) = 0.27$$

$$H = 3000 \text{ mm}$$

$$e_0 = 1.0$$

$$\sigma'_0 = 4.5 \times \gamma_{dry(sand)} + 1.5 [\gamma_{dry(sand)} - 9.81] + \frac{3}{2} [\gamma_{dry(sand)} - 9.81]$$

$$= 4.5 \times 15.7 + 1.5(18.9 - 9.81) + 1.5(17.3 - 9.81) = 95.52 \text{ kN/M}^2$$

Untuk menghitung $\Delta\sigma'$, kita dapat menyiapkan tabel berikut:

z (cm)	$B + z$ (m)	q^a (kN/m ²)	$\Delta\sigma'$ [Eq. (7.47)]
4.5	6.0	395.6	24.72 = $\Delta\sigma'$
6.0	7.5	395.6	15.82 = $\Delta\sigma'_m$
7.5	9.0	395.6	10.99 = $\Delta\sigma'_b$

$$^a q = \frac{890}{1.5 \times 1.5} = 395.6 \text{ kN/m}^2$$

Dari Persamaan (7.46)

$$\Delta\sigma'_{av} = \frac{24.72 + (4)(15.82) + 10.99}{6} = 16.5 \text{ kN/m}^2$$

$$S_p = \frac{(0.27)(3000)}{1 + 1} \log \left(\frac{95.52 + 16.5}{95.52} \right) = \mathbf{28.0 \text{ mm}}$$

Catatan: Jika kita menggunakan Tabel 6.8 dan Persamaan (6.45) untuk memperkirakan $\Delta\sigma'_{av}$, nilai S_p akan menjadi 21,3 mm.

7.12 MODIFIKASI SKEMPTON–BJERRUM UNTUK KONSOLIDASI

Perhitungan penurunan konsolidasi yang disajikan pada bagian sebelumnya didasarkan pada Persamaan (7.14), (7.16), dan (7.17). Persamaan-persamaan ini didasarkan pada uji konsolidasi laboratorium satu dimensi. Asumsi yang mendasari persamaan-persamaan ini adalah bahwa peningkatan tekanan air pori (Δu) segera setelah pemberian beban sama dengan peningkatan tegangan ($\Delta\sigma$) pada setiap kedalaman. Untuk kasus ini,

$$S_{p(oed)} = \int \frac{\Delta e}{1 + e_o} dz = \int m_v \Delta\sigma'_{(1)} dz \quad (7.48)$$

Dimana

$S_{p(oed)}$ = penurunan konsolidasi primer yang dihitung menggunakan Persamaan (7.14), (7.16), dan (7.17)

$\Delta\sigma_{(1)}$ = peningkatan tegangan vertikal

m_v = koefisien kompresibilitas volume

Namun, di lapangan, ketika beban diterapkan pada area terbatas di permukaan tanah, asumsi ini tidak akan tepat. Perhatikan kasus pondasi lingkaran di atas lapisan lempung seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7.26. Peningkatan tegangan vertikal dan horizontal pada suatu titik di lapisan lempung tepat di bawah pusat pondasi masing-masing adalah $\Delta\sigma_{(1)}$ dan $\Delta\sigma_{(3)}$. Untuk lempung jenuh, peningkatan tekanan air pori pada kedalaman tersebut dapat diberikan sebagai (Bab 8).

$$\Delta u = \Delta\sigma_{(3)} + A[\Delta\sigma_{(1)} - \Delta\sigma_{(3)}] \quad (7.49)$$

di mana A = parameter tekanan air pori (lihat Bab 8). Untuk kasus ini, dapat ditulis bahwa

$$S_p = \int m_v \Delta u \, dz = \int (m_v) \{ \Delta\sigma_{(3)} + A[\Delta\sigma_{(1)} - \Delta\sigma_{(3)}] \} dz \quad (7.50)$$

Menggabungkan Persamaan (7.48) dan (7.50)

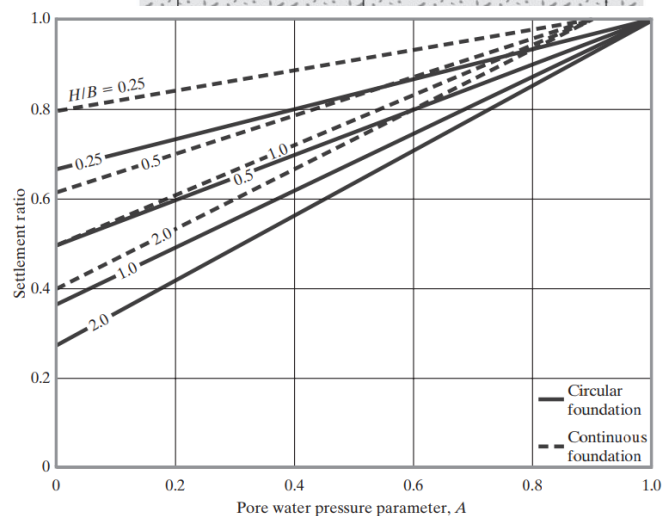
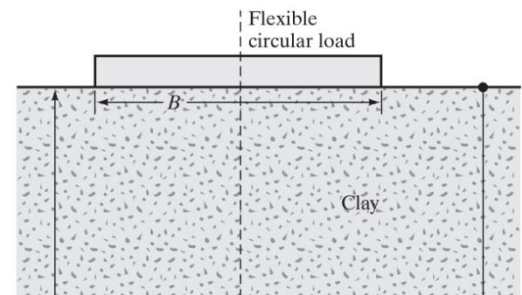
$$K_{cir} = \frac{S_p}{S_{p(oed)}} = \frac{\int_0^H m_v \Delta u \, dz}{\int_0^H m_v \Delta\sigma_{(1)} \, dz} = A + (1 - A) \left[\frac{\int_0^H \Delta\sigma_{(3)} \, dz}{\int_0^H \Delta\sigma_{(1)} \, dz} \right] \quad (7.51)$$

di mana K_{cir} = rasio penurunan untuk pondasi lingkaran.

Rasio penurunan untuk pondasi kontinu (K_{str}) dapat ditentukan dengan cara yang serupa dengan pondasi melingkar. Variasi K_{cir} dan K_{str} dengan A dan H/B diberikan pada Gambar 7.27. (Catatan: B = diameter pondasi melingkar, dan B = lebar pondasi kontinu.)

Berikut ini adalah prosedur penentuan penurunan konsolidasi menurut Skempton dan Bjerrum (1957).

1. Tentukan penurunan konsolidasi primer menggunakan prosedur yang diuraikan di Bagian 7.12. Ini adalah $S_{p(oed)}$. (Perhatikan perubahan notasi dari S_p .)
2. Tentukan parameter tekanan air pori, A .
3. Tentukan H/B .
4. Dapatkan rasio penurunan—dalam hal ini, dari Gambar 7.27.



Gambar 7.27 Rasio penurunan pondasi lingkaran (K_{cir}) dan pondasi menerus (K_{str})

5. Hitung penurunan konsolidasi aktual sebagai

$$S_p = \frac{S_{p(oed)}}{\uparrow \text{Langkah 1}} \times \text{rasio penyelesaian} \quad (7.52)$$

Teknik ini umumnya disebut sebagai modifikasi Skempton-Bjerrum untuk perhitungan penurunan konsolidasi.

Leonards (1976) mempertimbangkan faktor koreksi K_{cir} untuk efek konsolidasi tiga dimensi di lapangan untuk pondasi melingkar yang terletak di atas tanah lempung yang terkonsolidasi berlebih. Merujuk pada Gambar 7.26,

$$S_p = K_{cir(OC)} S_{p(oed)} \quad (7.53)$$

Dimana

$$K_{cir(OC)} = f\left(OCR, \frac{B}{H}\right) \quad (7.54)$$

$$OCR = \text{rasio konsolidasi berlebih} = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \quad (7.55)$$

σ'_c = tekanan prakonsolidasi

σ'_o = tekanan beban efektif saat ini

Nilai $K_{cir(OC)}$ yang diinterpolasi dari karya Leonards (1976) diberikan pada Tabel 7.4. Prosedur penggunaan faktor modifikasi yang disebutkan sebelumnya ditunjukkan pada Contoh 7.12.

Tabel 7.4 Variasi $K_{cir(OC)}$ dengan OCR dan B/H

OCR	$K_{air(oc)}$		
	(B/H = 4.0)	(B/H = 1.0)	(B/H = 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

Tabel 7.4 (lanjutan)

$K_{air(oc)}$

OCR	(B/H = 4.0)	(B/H = 1.0)	(B/H = 0.2)
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

Contoh 7.12

Lihat Contoh 7.11. Asumsikan lempung mengalami konsolidasi berlebih. Dengan $OCR = 3$, indeks pengembangan (C_s) $\approx \frac{1}{4} C_c$.

- Hitung penurunan konsolidasi primer, S_p .
- Dengan asumsi efek tiga dimensi, modifikasi penurunan yang dihitung pada Bagian a

Solusi

Bagian a.

Dari Contoh 7.11, $\sigma'_0 = 95,52 \text{ kN/m}^2$. Karena $OCR = 3$, tekanan prakonsolidasi $\sigma'_c = (OCR)(\sigma'_0) = (3)(95,52) = 286,56 \text{ kN/m}^2$. Untuk kasus ini

$$\sigma'_0 + \Delta\sigma'_{av} = 95.52 + 16.5 < \sigma'_c$$

Jadi, Persamaan (7.16) dapat digunakan

$$S_p = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_{av}}{\sigma'_0} \right) = \frac{\left(\frac{0.27}{4} \right) (3000)}{1 + 1} \log \left(\frac{95.52 + 16.5}{95.52} \right) = 7.0 \text{ mm}$$

Bagian b.

Dengan asumsi bahwa metode peningkatan tegangan 2 : 1 berlaku, maka luas distribusi tegangan di bagian atas lapisan lempung akan memiliki dimensi

$$B' = \text{lebar} = B + z - 1.5 + 4.5 = 6 \text{ m}$$

$$L' = \text{lebar} = L + z = 1.5 + 4.5 = 6 \text{ m}$$

Diameter suatu area lingkaran ekuivalen, B_{eq} , dapat diberikan sebagai:

$$\frac{\pi}{4} B_{eq}^2 = B' L'$$

$$B_{eq} = \sqrt{\frac{4B'L'}{\pi}} = \sqrt{\frac{(4)(6)(6)}{\pi}} = 6.77m$$

$$\frac{B_{eq}}{H} = \frac{6.77}{3} = 2.26$$

Dari Tabel 7.4, untuk $OCR = 3$ dan $B_{eq}/H = 2,26$, $K_{cir(OC)} \approx 0,95$. Oleh karena itu

$$S_p = K_{cir(OC)} S_{p(oed)} = (0.95)(7.0) = \mathbf{6.65mm}$$

7.13 PERTIMBANGAN UMUM PRAKOMPRESI

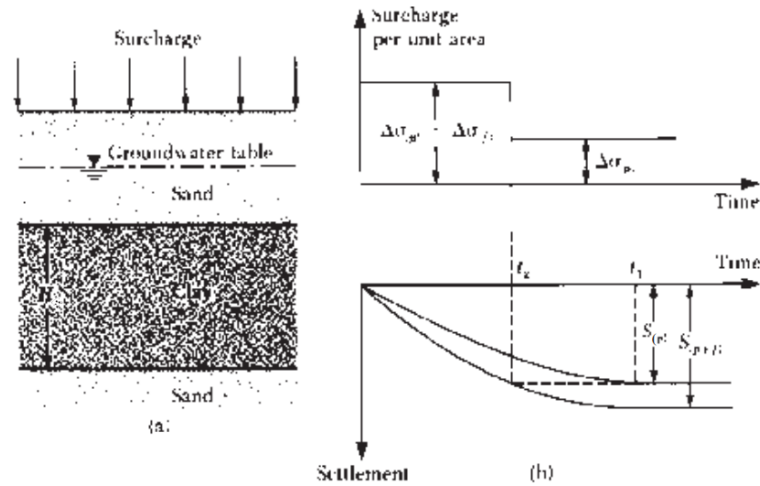
Ketika lapisan tanah lempung yang sangat kompresibel dan terkonsolidasi normal berada pada kedalaman terbatas dan diperkirakan terjadi penurunan konsolidasi yang besar akibat konstruksi bangunan besar, tanggul jalan raya, atau bendungan tanah, prakompresi tanah dapat digunakan untuk meminimalkan penurunan pascakonstruksi. Prinsip-prinsip prakompresi paling baik dijelaskan dengan mengacu pada Gambar 7.28. Di sini, beban struktural per satuan luas yang diusulkan adalah $\Delta\sigma_{(p)}$ dan ketebalan lapisan lempung yang mengalami konsolidasi adalah H . Penurunan konsolidasi primer maksimum yang disebabkan oleh beban struktural, S_p , adalah

$$S_p = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_0} \quad (7.56)$$

Perhatikan bahwa pada akhir konsolidasi, $\Delta\sigma' = \Delta\sigma_{(p)}$.

Hubungan penurunan–waktu di bawah beban struktural akan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7.28b. Namun, jika beban tambahan $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$ diberikan ke tanah, maka penurunan konsolidasi primer, S'_p , akan menjadi

$$S_{(p+f)} = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + [\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}]}{\sigma'_0} \quad (7.57)$$



Gambar 7.28 Prinsip prekompresi

Perhatikan bahwa pada akhir konsolidasi,

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$$

Hubungan penurunan–waktu di bawah beban tambahan $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$ juga ditunjukkan pada Gambar 7.28b. Perhatikan bahwa penurunan total sebesar S_p akan terjadi pada waktu t_2 , yang jauh lebih singkat daripada t_1 . Jadi, jika beban tambahan total sementara sebesar $\Delta\sigma_{(f)} + \Delta\sigma_{(p)}$ diterapkan pada permukaan tanah selama waktu t_2 , penurunan akan sama dengan S_p . Pada saat itu, jika beban tambahan dihilangkan dan struktur dengan beban permanen per satuan luas sebesar $\Delta\sigma_{(p)}$ dibangun, tidak akan terjadi penurunan yang berarti. Prosedur yang baru saja dijelaskan adalah prakompresi. Beban tambahan total, $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$, dapat diterapkan dengan menggunakan timbunan sementara.

Turunan Persamaan untuk Mendapatkan $\Delta\sigma_{(f)}$ dan t_2

Gambar 7.28b menunjukkan bahwa, dengan beban tambahan $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$, derajat konsolidasi pada waktu t_2 setelah penerapan beban adalah

$$U = \frac{S_p}{S_{(p+f)}} \quad (7.58)$$

Substitusi Persamaan (7.56) dan (7.57) ke Persamaan (7.58) menghasilkan

$$U = \frac{\log \left[\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_0} \right]}{\log \left[\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}}{\sigma'_0} \right]} = \frac{\log \left[\frac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_0} \right]}{\log \left\{ 1 + \frac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_0} \left[1 + \frac{\Delta\sigma_{(f)}}{\Delta\sigma_{(p)}} \right] \right\}} \quad (7.59)$$

Gambar 7.29 menunjukkan besaran U untuk berbagai kombinasi $\Delta\sigma_{(p)}/\sigma'_0$ dan $\Delta\sigma_{(f)}/\Delta\sigma_{(p)}$. Derajat konsolidasi yang disebutkan dalam Persamaan (7.59) sebenarnya

merupakan derajat konsolidasi rata-rata pada waktu t_2 , seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7.28. Namun, jika derajat konsolidasi rata-rata digunakan untuk menentukan waktu t_2 , beberapa masalah konstruksi mungkin muncul. Alasannya adalah, setelah beban tambahan dihilangkan dan beban struktural diberikan, bagian lempung yang dekat dengan permukaan drainase akan terus mengembang, dan tanah yang dekat dengan bidang tengah akan terus mengendap (Gambar 7.30). Dalam beberapa kasus, penurunan kontinu bersih mungkin terjadi. Pendekatan konservatif dapat memecahkan masalah ini; yaitu, asumsikan bahwa U dalam Persamaan (7.59) adalah derajat konsolidasi bidang tengah. Sekarang, dari Persamaan (7.39), kita memperoleh

$$U = f(T_v) \quad (7.60)$$

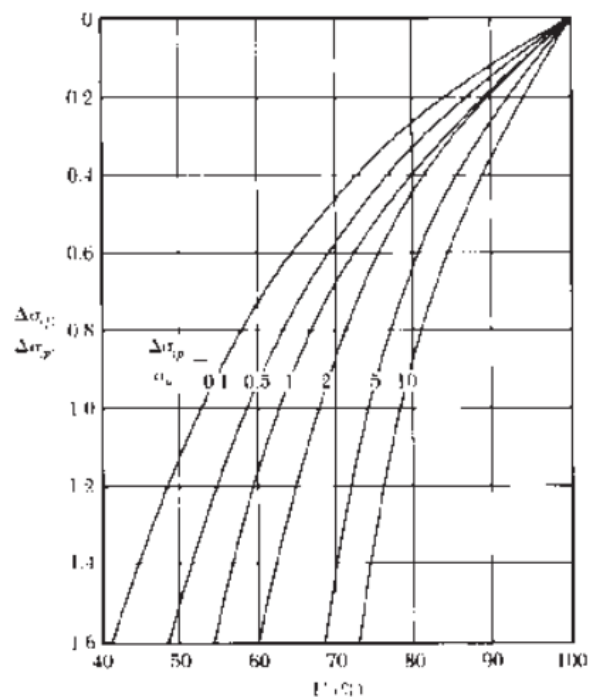
di mana

T_v = faktor waktu = $c_v t_2 / H^2$

c_v = koefisien konsolidasi

t_2 = waktu

H_{dr} = jalur drainase maksimum ($H/2$ untuk drainase dua arah dan H untuk drainase satu arah)



Gambar 7.29 Plot $\Delta\sigma_f/\Delta\sigma_p$ terhadap U untuk berbagai nilai $\Delta\sigma_p/\sigma'_o$ —Persamaan (7.59)

Variasi U (derajat konsolidasi bidang tengah) dengan T_v ditunjukkan pada Gambar 7.31.

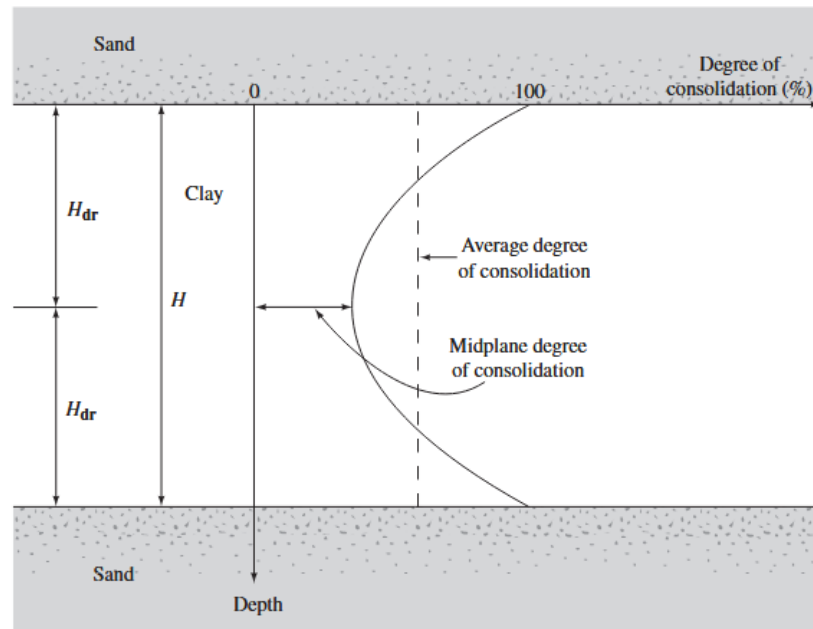
Prosedur untuk Memperoleh Parameter Prakompresi

Insinyur mungkin menghadapi dua masalah selama pekerjaan prakompresi di lapangan:

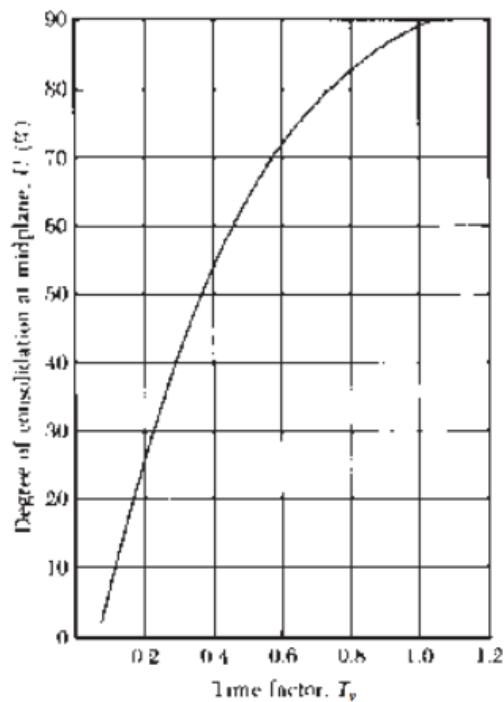
1. Nilai $\Delta\sigma_{(f)}$ diketahui, tetapi t_2 harus diperoleh. Dalam kasus tersebut, dapatkan s_r dan $\Delta\sigma_{(p)}$ dan selesaikan untuk U menggunakan Persamaan (7.59) atau Gambar 7.29. Untuk nilai U ini, dapatkan T_v dari Gambar 7.31. Kemudian

$$t_2 = \frac{T_v H_{dr}^2}{C_v} \quad (7.6)$$

2. Untuk nilai t_2 tertentu, $\Delta\sigma_{(f)}$ harus diperoleh. Dalam kasus tersebut, hitung T_v . Kemudian, lihat Gambar 7.31 untuk mendapatkan derajat konsolidasi bidang tengah, U . Dengan nilai U yang telah diestimasi, lihat Gambar 7.29 untuk menemukan $\Delta\sigma_{(f)}/\Delta\sigma_{(p)}$ yang dibutuhkan, lalu hitung $\Delta\sigma_{(f)}$.



Gambar 7.30 Perbedaan antara derajat konsolidasi rata-rata dan derajat konsolidasi bidang tengah

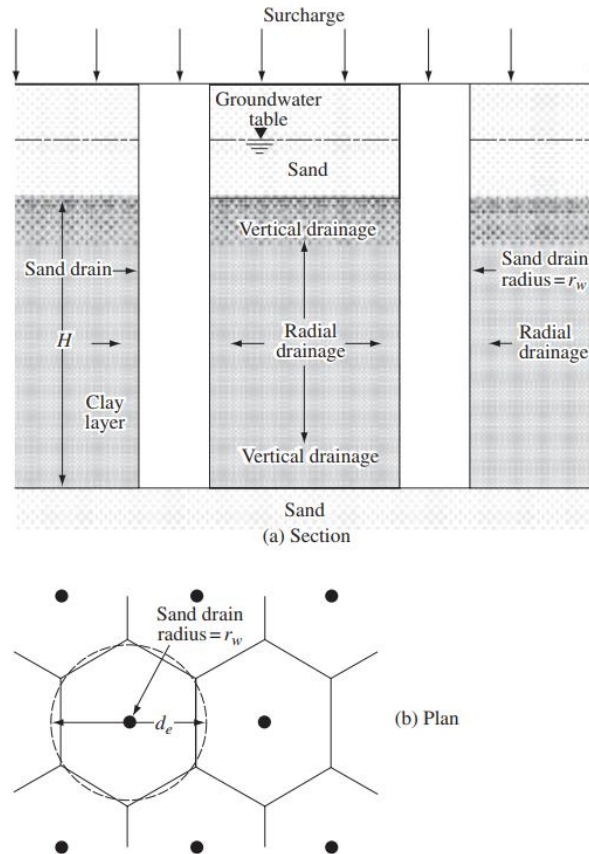


Gambar 7.31 Plot derajat konsolidasi bidang tengah terhadap T_v

7.14 DRAINASE PASIR

Penggunaan drainase pasir merupakan cara lain untuk mempercepat konsolidasi dan penurunan lapisan lempung lunak yang terkonsolidasi normal serta mencapai prakompresi sebelum konstruksi pondasi. Drainase pasir dibangun dengan mengebor lubang menembus lapisan lempung di lapangan secara berkala. Lubang-lubang tersebut ditimbun kembali dengan pasir yang sangat permeabel (lihat Gambar 7.32a), kemudian diberikan beban tambahan di permukaan tanah. Beban tambahan ini akan meningkatkan tekanan air pori dalam lempung. Tekanan air pori berlebih dalam lempung akan didisipasi oleh drainase—baik secara vertikal maupun radial ke drainase pasir—yang mempercepat penurunan lapisan lempung.

Perhatikan bahwa radius drainase pasir adalah r_w (Gambar 7.32a). Gambar 7.30b juga menunjukkan denah tata letak drainase pasir. Zona efektif dari mana drainase radial akan diarahkan menuju drainase pasir tertentu kira-kira berbentuk silinder, dengan diameter d_e .



Gambar 7.32 Drainase Pasir

Untuk menentukan beban tambahan yang perlu diterapkan di permukaan tanah dan lamanya waktu yang harus dipertahankan, lihat Gambar 7.28 dan gunakan persamaan yang sesuai, Persamaan (7.59):

$$U_{v,r} = \frac{\log \left[1 + \frac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o} \right]}{\log \left\{ 1 + \frac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o} \left[1 + \frac{\Delta\sigma_{(f)}}{\Delta\sigma_{(p)}} \right] \right\}} \quad (7.62)$$

Notasi $\Delta\sigma_{(p)}$, σ'_o , dan $\Delta\sigma_{(f)}$ sama dengan yang digunakan dalam Persamaan (7.59). Namun, tidak seperti Persamaan (7.59), ruas kiri Persamaan (7.62) merupakan derajat konsolidasi rata-rata, bukan derajat konsolidasi pada bidang tengah. Drainase radial dan vertikal berkontribusi terhadap derajat konsolidasi rata-rata. Jika $U_{v,r}$ dapat ditentukan untuk setiap waktu t_2 (lihat Gambar 7.28b), maka total beban tambahan $\Delta\sigma_{(f)} + \Delta\sigma_{(p)}$ dapat dengan mudah diperoleh dari Gambar 7.29. Prosedur untuk menentukan derajat konsolidasi rata-rata ($U_{v,r}$) diberikan pada bagian-bagian berikut.

Derajat Konsolidasi Rata-Rata Akibat Drainase Radial Saja

Teori konsolidasi regangan sama akibat drainase radial saja (tanpa smear) dikembangkan oleh Barron (1948). Teori ini didasarkan pada asumsi bahwa tidak ada drainase pada arah vertikal. Menurut teori ini,

$$U_r = 1 - \exp\left(\frac{-8T_r}{m}\right) \quad (7.63)$$

di mana U_r = derajat konsolidasi rata-rata karena drainase radial saja

$$m = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1}\right) \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (7.64)$$

$$n = \frac{d_e}{2r_w} \quad (7.65)$$

T_r = faktor waktu nondimensi untuk drainase radial saja

$$= \frac{c_{vr}t_2}{d_e^2} \quad (7.66)$$

c_{vr} = koefisien konsolidasi untuk drainase radial

$$= \frac{k_h}{\left[\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'(1 + e_{av})}\right] \gamma_w} \quad (7.67)$$

Perhatikan bahwa Persamaan (7.67) serupa dengan yang didefinisikan dalam Persamaan (7.35). Dalam Persamaan (7.35), k adalah konduktivitas hidrolis pada arah vertikal lapisan lempung. Dalam Persamaan (7.67), k digantikan oleh k_h , konduktivitas hidrolis untuk aliran pada arah horizontal. Dalam beberapa kasus, k_h dapat diasumsikan sama dengan k ; namun, untuk tanah seperti lempung varved, $k_h > k$. Tabel 7.5 memberikan variasi U_r dengan T_r untuk berbagai nilai n .

Tabel 7.5 Solusi untuk drainase radial

Derajat konsolidasi, $U_r(\%)$	<i>Faktor waktu, T_r, untuk nilai n</i>				
	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
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	0.4922	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
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

Derajat Konsolidasi Rata-Rata Akibat Drainase Vertikal Saja

Derajat konsolidasi rata-rata akibat drainase vertikal saja dapat diperoleh dari Persamaan (7.40) dan (7.41), (atau Tabel 7.3):

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left[\frac{U_v \%}{100} \right] \quad \text{for } U_v = 0\% \text{ to } 60\% \quad (7.68)$$

Dan

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U_v \%) \quad \text{for } U_v > 60\% \quad (7.69)$$

di mana

U_v = derajat konsolidasi rata-rata akibat drainase vertikal saja

$$T_v = \frac{c_v t_2}{H_{dr}^2} \quad (7.70)$$

c_v = koefisien konsolidasi untuk drainase vertikal

Rata-rata Derajat Konsolidasi Akibat Drainase Vertikal dan Radial

Untuk beban tambahan dan durasi t^2 tertentu, rata-rata derajat konsolidasi akibat drainase pada arah vertikal dan radial adalah

$$U_{v_r} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) \quad (7.71)$$

Contoh 7.13

Selama pembangunan jembatan jalan raya, beban permanen rata-rata pada lapisan lempung diperkirakan akan meningkat sekitar 115 kN/m^2 . Tekanan beban lebih efektif rata-rata di tengah lapisan lempung adalah 210 kN/m^2 . Di sini, $H = 6 \text{ m}$, $C_c = 0,28$, $e_0 = 0,9$, dan $c_v = 0,36 \text{ m}^2/\text{bulan}$. Lempung tersebut terkonsolidasi secara normal.

- Tentukan total penurunan konsolidasi primer jembatan tanpa prakompresi.
- Berapa beban tambahan, $\Delta\sigma_{(f)}$, yang diperlukan untuk menghilangkan seluruh penurunan konsolidasi primer dalam 9 bulan melalui prakompresi?
- Ulangi bagian b dengan menambahkan beberapa saluran pasir. Asumsikan $r_w = 0,1 \text{ m}$, $d_e = 3 \text{ m}$, dan $c_v = c_{vr}$.

Solusi

Bagian a.

Total penurunan konsolidasi primer akan dihitung dari Persamaan (7.56):

$$S_p = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \left[\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o} \right] = \frac{(0.28)(6)}{1 + 0.9} \log \left[\frac{210 + 115}{210} \right] \\ = 0.1677 \text{ m} = \mathbf{167.7 \text{ mm}}$$

Bagian b.

$$T_v = \frac{c_v t_2}{H_{dr}^2} \\ c_v = 0.36 \text{ m}^2/\text{mo.} \\ H_{dr} = 3 \text{ m (drainase dua arah)} \\ t_2 = 9 \text{ mo.}$$

Karena itu,

$$T_v = \frac{(0.36)(9)}{3^2} = 0.36$$

Berdasarkan Gambar 7.31, untuk $T_v = 0,36$, nilai U adalah 47%. Sekarang

$$\Delta\sigma_{(p)} = 115 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma'_o = 210 \text{ kN/m}^2$$

Jadi

$$\frac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o} = \frac{115}{210} = 0.548$$

Berdasarkan Gambar 7.29, untuk $U = 47\%$ dan $\Delta\sigma_{(p)}/\Delta\sigma'_o = 0.548$, $\Delta\sigma_{(f)}/\Delta\sigma_{(p)} \approx 1.8$.

$$\Delta\sigma_{(f)} = (1.8)(115) = \mathbf{207 \text{ kN/m}^2}$$

Bagian c.

Dari Bagian b, $T_v = 0,36$. Nilai U_v dari Tabel 7.3 adalah sekitar 67%. Dari Persamaan (7.65), kita memperoleh

$$n = \frac{d_e}{2r_w} = \frac{3}{2 \times 0.1} = 15$$

Lagi,

$$T_r = \frac{c_{vr} t_2}{d_e^2} = \frac{(0.36)(9)}{(3)^2} = 0.36$$

Dari Tabel 7.5 untuk $n = 15$ dan $T_r = 0,36$, nilai U_r sekitar 77%. Oleh karena itu,

$$U_{vr} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r) = 1 - (0.67)(1 - 0.77) \\ = 0.924 = 92.4\%$$

Sekarang, dari Gambar 7.29 untuk $\Delta\sigma_{(p)}/\sigma'_o = 0,548$ dan $U_{v,r} = 92,4\%$, nilai $\Delta\sigma_{(f)}/\Delta\sigma_{(p)} \approx 0,12$. Oleh karena itu, kita memiliki

$$\Delta\sigma_{(f)} = (115)(10.12) = \mathbf{13.8\text{kN/m}^2}$$

Soal

7.1. Hasil uji konsolidasi laboratorium pada spesimen lempung diberikan dalam tabel.

Tekanan, σ' (kN/m ²)	Tinggi total spesimen pada akhir konsolidasi (mm)
25	17.65
50	17.40
100	17.03
200	16.56
400	16.15
800	15.88

Tinggi awal spesimen = 19 mm, $G_s = 2,68$, massa spesimen kering = 95,2 g, dan luas spesimen = 31,68 cm².

- Gambarkan grafik $e - \log \sigma'$.
- Tentukan tekanan prakonsolidasi.
- Tentukan indeks kompresi, C_c .

7.2. Berikut adalah hasil uji konsolidasi:

Rasio Angka Pori, e	Tekanan, σ' (kN/m ²)
1.1	25
1.085	50
1.055	100
1.01	200
0.94	400
0.79	800
0.63	1600

- Gambarkan kurva $e - \log \sigma'$.
- Dengan menggunakan metode Casagrande, tentukan tekanan prakonsolidasi.
- Hitung indeks kompresi, C_c .

7.3. Koordinat dua titik pada kurva kompresi murni diberikan di sini:

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= 190\text{kN/m}^2 & e_1 &= 1.75 \\ \sigma'_2 &= 385\text{kN/m}^2 & e_2 &= 1.49 \end{aligned}$$

Tentukan rasio pori yang sesuai dengan tekanan efektif 500 kN/m².

- 7.4. Gambar 7.33 menunjukkan profil tanah. Beban yang terdistribusi merata pada permukaan tanah adalah $\Delta\sigma$. Perkirakan penurunan konsolidasi primer lapisan lempung dengan nilai-nilai berikut:

$$H_1 = 1.5\text{m}, H_2 = 2\text{ m}, H_3 = 2.5\text{m}$$

$$\text{Sand: } e = 0.62, G_s = 2.62$$

$$\text{Clay: } e = 0.98, G_s = 2.75, LL = 50$$

$$\Delta\sigma = 110\text{kN/m}^2$$

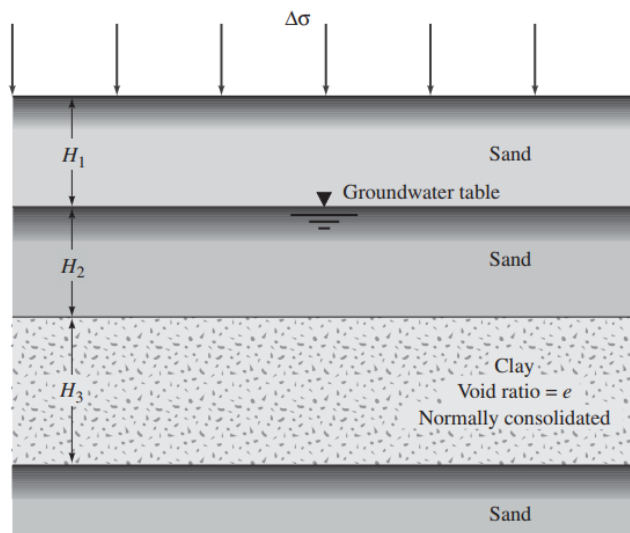
- 7.5. Ulangi Soal 7.4 dengan nilai berikut:

$$H_1 = 1.5\text{m}, H_2 = 2\text{ m}, H_3 = 2.5\text{ m}$$

$$\text{Sand: } e = 0.55, G_s = 2.67$$

$$\text{Clay: } e = 1.1, G_s = 2.73, LL = 45$$

$$\Delta\sigma = 120\text{kN/m}^2$$



Gambar 7.33

- 7.6. Ulangi Soal 7.4 untuk data berikut:

$$\Delta\sigma = 87\text{ kN/m}^2$$

$$H_1 = 1\text{ m}, H_2 = 3\text{ m}, H_3 = 3.2\text{ m}$$

$$\text{Sandy: } \gamma_{\text{dry}} = 14.6\text{ kN/m}^3, \gamma_{\text{sat}} = 17.3\text{ kN/m}^3$$

$$\text{Clay: } \gamma_{\text{sat}} = 19.3\text{ kN/m}^3, LL = 38, e = 0.75$$

- 7.7. Jika lapisan lempung pada Soal 7.6 telah mengalami prakonsolidasi dan tekanan prakonsolidasi rata-rata adalah 80 kN/m^2 , berapakah penurunan konsolidasi primer yang diharapkan jika $C_s = \frac{1}{5}C_c$

- 7.8. Diketahui hubungan e dan σ' untuk tanah lempung:

e	$\sigma'(\text{kN/m}^2)$

1.0	20
0.97	50
0.85	180
0.75	320

Untuk tanah lempung di lapangan ini, nilai-nilai berikut diberikan: $H = 2,5 \text{ m}$, $\sigma'_o = 60 \text{ kN/m}^2$, dan $\sigma'_o + \Delta\sigma' = 210 \text{ kN/m}^2$. Hitung penurunan yang diharapkan akibat konsolidasi primer.

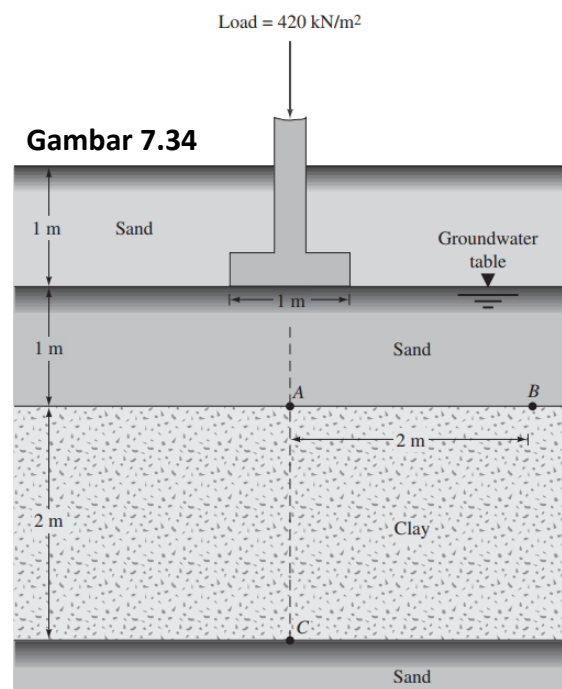
- 7.9. Perhatikan kurva kompresi awal yang dijelaskan pada Soal 7.3.
- Tentukan koefisien kompresibilitas volume untuk rentang tekanan yang ditentukan.
 - Jika koefisien konsolidasi untuk rentang tekanan tersebut adalah $0,0023 \text{ cm}^2/\text{detik}$, tentukan konduktivitas hidrolik dalam (cm/detik) dari lempung yang sesuai dengan rasio pori rata-rata.
- 7.10. Lihat Soal 7.4. Dengan $c_v = 0,003 \text{ cm}^2/\text{detik}$, berapa lama waktu yang dibutuhkan agar konsolidasi primer sebesar 50% terjadi?
- 7.11. Uji laboratorium pada spesimen lempung setebal 25 mm yang dikeringkan di bagian atas dan bawah menunjukkan bahwa konsolidasi 50% terjadi dalam 8,5 menit.
- Berapa lama waktu yang dibutuhkan lapisan lempung serupa di lapangan, setebal 3,2 m dan dikeringkan hanya di bagian atas, untuk mengalami konsolidasi 50%?
 - Hitunglah waktu yang dibutuhkan lapisan lempung di lapangan yang dijelaskan pada bagian (a) untuk mencapai konsolidasi 65%.
- 7.12. Lapisan lempung jenuh setebal 3 m (drainase dua arah) di bawah pembebanan tambahan mengalami konsolidasi primer 90% dalam 75 hari. Hitunglah koefisien konsolidasi lempung untuk rentang tekanan tersebut.
- 7.13. Untuk spesimen lempung tak terganggu setebal 30 mm yang dijelaskan pada Soal 7.12, berapa lama waktu yang dibutuhkan untuk mengalami konsolidasi 90% di laboratorium untuk rentang tekanan konsolidasi yang sama? Spesimen uji laboratorium akan memiliki drainase dua arah.
- 7.14. Lapisan lempung yang terkonsolidasi normal memiliki ketebalan 5 m (drainase satu arah). Dengan penerapan tekanan tertentu, total penurunan konsolidasi primer yang diantisipasi adalah 160 mm.
- Berapa derajat konsolidasi rata-rata untuk lapisan lempung tersebut ketika penurunannya 50 mm?

- b. Jika nilai rata-rata c_v untuk rentang tekanan adalah $0,003 \text{ cm}^2/\text{detik}$, berapa lama waktu yang dibutuhkan untuk terjadinya penurunan 50%?
- c. Berapa lama waktu yang dibutuhkan untuk terjadinya konsolidasi 50% jika lapisan lempung dikeringkan di bagian atas dan bawah?

7.15. Dalam uji konsolidasi laboratorium pada spesimen lempung (didrainase di kedua sisi), diperoleh hasil sebagai berikut:

- ketebalan lapisan lempung = 25 mm
- $\sigma'_1 = 50 \text{ kN/m}^2$ $e_1 = 0,75$
- $\sigma'_2 = 100 \text{ kN/m}^2$ $e_2 = 0,61$
- waktu untuk konsolidasi 50% (t_{50}) = 3,1 menit
- Tentukan konduktivitas hidrolik lempung untuk rentang pembebanan tersebut.

7.16. Sebuah pondasi kontinu ditunjukkan pada Gambar 7.34. Tentukan tegangan vertikal di A, B, dan C yang disebabkan oleh beban yang ditanggung oleh pondasi. Dengan lebar pondasi yang diberikan, $B = 1 \text{ m}$.



7.17. Gunakan Persamaan (7.14) dan (7.46) untuk menghitung penurunan pondasi telapak yang dijelaskan pada Soal 7.16 dari konsolidasi primer lapisan lempung dengan kondisi.

Pasir: $e = 0,6$, $G_s = 2,65$; derajat kejenuhan pasir di atas muka air tanah adalah 30%.

Lempung: $e = 0,85$, $G_s = 2,75$, $LL = 45$; lempung terkonsolidasi secara normal.

7.18. Lihat Soal 7.17. Dengan menggunakan hasil Soal 7.17 dan modifikasi Skempton-Bjeruum, hitung penurunan konsolidasi primer. Dengan parameter tekanan air pori $A = 0,6$.

7.19. Lihat Gambar 7.28. Untuk pembangunan bandara, diperlukan operasi penimbunan yang besar. Untuk pekerjaan ini, beban permanen rata-rata, $\Delta\sigma_{(p)}$, pada lapisan lempung akan meningkat sekitar 70 kN/m^2 . Tekanan beban overburden efektif rata-rata pada lapisan lempung sebelum operasi penimbunan adalah 95 kN/m^2 . Untuk

lapisan lempung, yang normalnya terkonsolidasi dan terdrainase di bagian atas dan bawah, $H = 5 \text{ m}$, $C_c = 0,24$, $e_0 = 0,81$, dan $c_v = 0,44 \text{ m}^2/\text{bulan}$.

- a. Tentukan penurunan konsolidasi primer lapisan lempung yang disebabkan oleh beban permanen tambahan, $\Delta\sigma(p)$.
- b. Berapa waktu yang dibutuhkan untuk penurunan konsolidasi primer sebesar 90% hanya dengan beban permanen tambahan?
- c. Berapa beban tambahan sementara, $\Delta\sigma_{(f)}$, yang diperlukan untuk menghilangkan seluruh penurunan konsolidasi primer dalam 6 bulan dengan teknik prakompresi?

7.20. Ulangi bagian (c) dari Soal 7.19 untuk waktu penghapusan penurunan konsolidasi primer selama 7 bulan.

7.21. Diagram saluran pasir ditunjukkan pada Gambar 7.32. Jika $r_w = 0,3 \text{ m}$, $d_e = 6 \text{ m}$, $c_v = c_{vr} = 0,28 \text{ m}^2/\text{bulan}$, dan $H = 8,4 \text{ m}$, tentukan derajat konsolidasi yang hanya disebabkan oleh saluran pasir setelah 7 bulan penerapan beban tambahan.

7.22. Perkirakan derajat konsolidasi untuk lapisan lempung yang dijelaskan pada Soal 7.21 yang disebabkan oleh kombinasi drainase vertikal (drainase atas dan bawah) dan drainase radial setelah 7 bulan penerapan beban tambahan.

7.23. Lapisan lempung setebal 4 m mengalami drainase di bagian atas dan bawah. Karakteristiknya adalah $c_{vr} = c_v$ (untuk drainase vertikal) $= 0,0039 \text{ m}^2/\text{hari}$, $r_w = 200 \text{ mm}$, dan $d_e = 2 \text{ m}$. Perkirakan derajat konsolidasi lapisan lempung yang disebabkan oleh kombinasi drainase vertikal dan radial pada $t = 0,2, 0,4, 0,8$, dan 1 tahun.

BAB 8

KEKUATAN GESER TANAH

Kekuatan geser massa tanah adalah resistansi internal per satuan luas yang dapat diberikan massa tanah untuk menahan keruntuhan dan geseran sepanjang bidang apa pun di dalamnya. Insinyur harus memahami sifat resistansi geser untuk menganalisis masalah stabilitas tanah seperti daya dukung, stabilitas lereng, dan tekanan lateral pada struktur penahan tanah.

8.1 KRITERIA KEGAGALAN MOHR-COULOMB

Mohr (1900) mengemukakan teori tentang keruntuhan pada material. Teori ini menyatakan bahwa material runtuh karena kombinasi kritis antara tegangan normal dan tegangan geser, dan bukan hanya karena tegangan normal maksimum atau tegangan geser saja. Dengan demikian, hubungan fungsional antara tegangan normal dan tegangan geser pada bidang kegagalan dapat dinyatakan dalam bentuk

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (8.1)$$

di mana

τ_f = tegangan geser pada bidang keruntuhan

σ = tegangan normal pada bidang keruntuhan

Selubung keruntuhan yang didefinisikan oleh Persamaan (8.1) adalah garis lengkung. Untuk sebagian besar permasalahan mekanika tanah, cukup dengan mengaproksimasi tegangan geser pada bidang keruntuhan sebagai fungsi linear dari tegangan normal. Hubungan ini dapat dituliskan sebagai

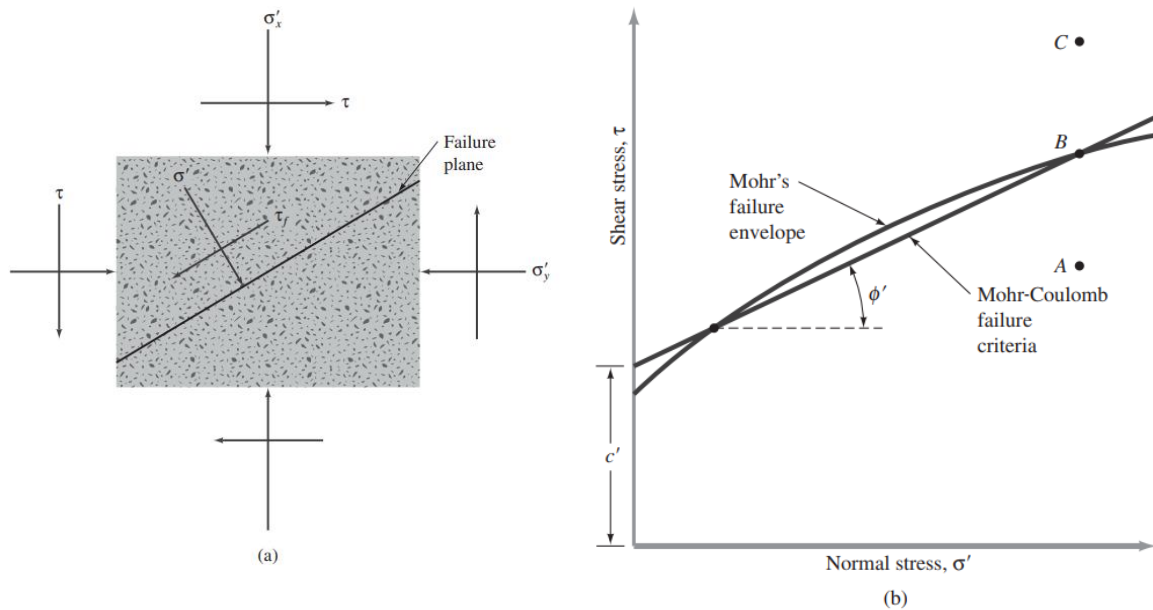
$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (8.2)$$

di mana

c = kohesi

ϕ = sudut gesek internal

Persamaan sebelumnya disebut kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb.



Gambar 8.1 Selubung keruntuhan Mohr dan kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb

Tabel 8.1 Hubungan antara Kepadatan Relatif dan Sudut Gesek Tanah Tanpa Kohesi

Keadaan Kepadatan	Kepadatan Relatif(%)	Sudut Gesek Dalam, ϕ' (derajat)
Sangat longgar	< 20	< 30
Longgar	20 – 40	30 – 35
Padat sedang	40 – 60	35 – 40
Padat	60 – 80	40 – 45
Sangat padat	> 80	> 45

Pada tanah jenuh, tegangan normal total pada suatu titik merupakan jumlah tegangan efektif dan tekanan air pori, atau

$$\sigma = \sigma' + u$$

Tegangan efektif, σ' , dipikul oleh padatan tanah. Jadi, untuk menerapkan Persamaan (8.2) pada mekanika tanah, kita perlu menuliskannya kembali sebagai

$$T_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (8.3)$$

di mana

c' = kohesi tegangan efektif

ϕ' = sudut gesek efektif

Arti penting selubung keruntuhan dapat dijelaskan sebagai berikut: Jika tegangan normal dan tegangan geser pada suatu bidang dalam massa tanah sedemikian rupa sehingga keduanya diplot sebagai titik A pada Gambar 8.1b, maka keruntuhan geser tidak akan terjadi di sepanjang bidang tersebut. Jika tegangan normal dan tegangan geser pada suatu bidang diplot sebagai titik B (yang jatuh pada selubung keruntuhan), maka keruntuhan geser akan terjadi di sepanjang bidang tersebut. Keadaan tegangan pada bidang yang direpresentasikan oleh titik

C tidak mungkin terjadi karena berada di atas selubung keruntuhan, dan keruntuhan geser pada tanah sudah akan terjadi.

Nilai c' untuk pasir dan lanau anorganik adalah 0. Untuk lempung yang terkonsolidasi normal, c' dapat didekati pada 0. Lempung yang terkonsolidasi berlebihan memiliki nilai c' yang lebih besar dari 0. Sudut gesek, ϕ' , terkadang disebut sebagai sudut gesek terdrainase. Nilai-nilai tipikal ϕ' untuk beberapa tanah granular diberikan pada Tabel 8.1.

Untuk lempung yang terkonsolidasi normal, sudut gesek ϕ' umumnya berkisar antara 20° hingga 30° . Untuk lempung yang terkonsolidasi berlebihan, besarnya ϕ' menurun. Untuk lempung alami yang tidak tersementasi dan terkonsolidasi berlebihan dengan tekanan prakonsolidasi kurang dari sekitar 1000 kN/m^2 , besarnya c' berada pada kisaran 5 hingga 15 kN/m^2 .

8.2 KEMIRINGAN BIDANG KEGAGALAN AKIBAT GESER

Sebagaimana dinyatakan oleh kriteria kegagalan Mohr-Coulomb, kegagalan akibat geser akan terjadi ketika tegangan geser pada suatu bidang mencapai nilai yang diberikan oleh Persamaan (8.3). Untuk menentukan kemiringan bidang kegagalan dengan bidang utama mayor, lihat Gambar 8.2a, di mana σ'_1 dan σ'_3 masing-masing adalah tegangan utama mayor dan minor efektif. Bidang kegagalan EF membentuk sudut θ terhadap bidang utama mayor. Untuk menentukan sudut θ dan hubungan antara σ'_1 dan σ'_3 , lihat Gambar 8.2b, yang merupakan plot lingkaran Mohr untuk keadaan tegangan yang ditunjukkan pada Gambar 8.2a. Pada Gambar 8.2b, fgh adalah selubung kegagalan yang didefinisikan oleh hubungan $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$. Garis radial ab mendefinisikan bidang utama mayor (CD pada Gambar 8.2a), dan garis radial ad mendefinisikan bidang kegagalan (EF pada Gambar 8.2a). Dapat ditunjukkan bahwa $\angle bad = 2\theta = 90 + \phi'$, atau

$$\theta = 45 + \frac{\phi'}{2} \quad (8.4)$$

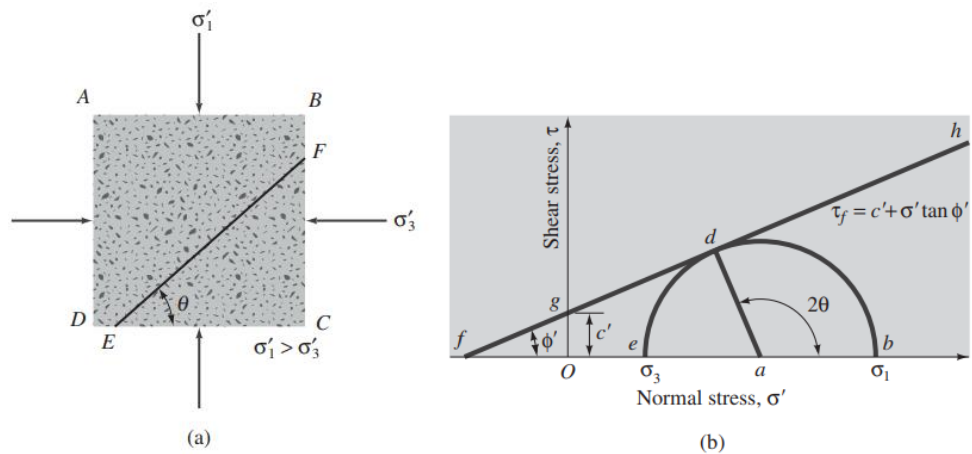
Sekali lagi, dari Gambar 8.2b, kita memiliki

$$\frac{\overline{ad}}{\overline{fa}} = \sin \phi' \quad (8.5)$$

$$\overline{fa} = fO + Oa = c' \cot \phi' + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (8.6)$$

Juga,

$$\overline{ad} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (8.7)$$



Gambar 8.2 Kemiringan bidang keruntuhan pada tanah dengan bidang utama mayor

Dengan mensubstitusikan persamaan (8.6) dan (8.7) ke dalam persamaan (8.5), kita memperoleh

$$\sin \phi' = \frac{\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}}{c' \cot \phi' + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}}$$

Atau

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \left(\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right) + 2c' \left(\frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \right) \quad (8.8)$$

Namun,

$$\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Dan

$$\frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Dengan demikian,

$$\sigma'_1 = \sigma'^2_3 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (8.9)$$

Hubungan sebelumnya adalah kriteria kegagalan Mohr-Coulomb yang dinyatakan kembali dalam bentuk tegangan kegagalan.

Penentuan Parameter Kekuatan Geser Di Laboratorium

Parameter kekuatan geser tanah ditentukan di laboratorium terutama dengan dua jenis pengujian: uji geser langsung dan uji triaksial. Prosedur untuk melakukan masing-masing pengujian ini dijelaskan secara rinci di bagian berikut.

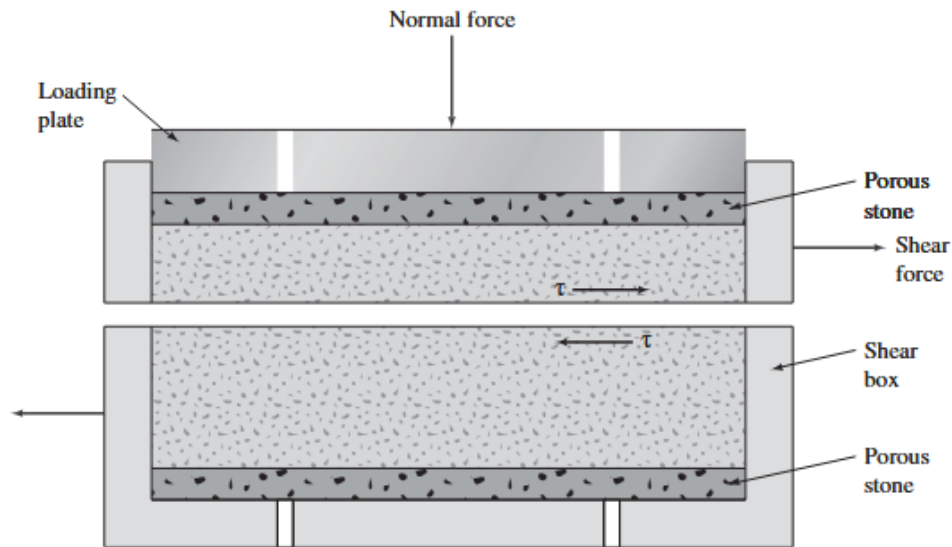
8.3 UJI GESER LANGSUNG

Ini adalah bentuk pengaturan uji geser tertua dan paling sederhana. Diagram alat uji geser langsung ditunjukkan pada Gambar 8.3. Peralatan uji terdiri dari kotak geser logam tempat spesimen tanah ditempatkan. Spesimen tanah dapat berbentuk persegi atau lingkaran. Ukuran spesimen yang umumnya digunakan adalah sekitar 20 hingga 25 cm² dan tinggi 25 hingga 30 mm. Kotak tersebut dibagi secara horizontal menjadi dua bagian. Gaya normal pada spesimen diberikan dari atas kotak geser. Tegangan normal pada spesimen dapat mencapai 1000 kN/m². Gaya geser diterapkan dengan menggerakkan separuh kotak relatif terhadap yang lain untuk menyebabkan kegagalan pada spesimen tanah.

Tergantung pada peralatannya, uji geser dapat dikontrol tegangan atau dikontrol regangan. Dalam uji terkontrol tegangan, gaya geser diterapkan dalam peningkatan yang sama hingga spesimen gagal. Kegagalan terjadi di sepanjang bidang pemisahan kotak geser. Setelah penerapan setiap beban tambahan, perpindahan geser dari separuh atas kotak diukur dengan pengukur dial horizontal. Perubahan tinggi spesimen (dan dengan demikian perubahan volume spesimen) selama pengujian dapat diperoleh dari pembacaan pengukur dial yang mengukur gerakan vertikal pelat pembebanan atas.

Dalam uji terkontrol regangan, laju perpindahan geser konstan diterapkan pada separuh kotak oleh motor yang bekerja melalui roda gigi. Laju perpindahan geser konstan diukur dengan pengukur dial horizontal. Gaya geser penahan tanah yang berkaitan dengan setiap perpindahan geser dapat diukur dengan cincin pembuktian horizontal atau sel beban. Perubahan volume benda uji selama pengujian diperoleh dengan cara yang serupa dengan uji terkendali tegangan. Gambar 8.4 adalah foto peralatan uji geser langsung terkendali regangan.

Keuntungan uji terkendali regangan adalah, dalam kasus pasir padat, tahanan geser puncak (yaitu, saat kegagalan) serta tahanan geser yang lebih rendah (yaitu, pada titik setelah kegagalan yang disebut kekuatan ultimit) dapat diamati dan diplot. Dalam uji terkendali tegangan, hanya tahanan geser puncak yang dapat diamati dan diplot. Perhatikan bahwa tahanan geser puncak dalam uji terkendali tegangan hanya dapat didekati. Hal ini karena kegagalan terjadi pada tingkat tegangan di suatu tempat antara kenaikan beban pra-kegagalan dan kenaikan beban kegagalan. Namun demikian, uji terkendali tegangan mungkin mensimulasikan situasi lapangan nyata lebih baik daripada uji terkendali regangan.



Gambar 8.3 Diagram pengaturan uji geser langsung



Gambar 8.4 Peralatan uji geser langsung

Untuk pengujian tertentu pada tanah kering, tegangan normal dapat dihitung sebagai berikut:

$$\sigma = \sigma' = \text{normal stress} = \frac{\text{normal force}}{\text{area of cross section}} \quad (8.10)$$

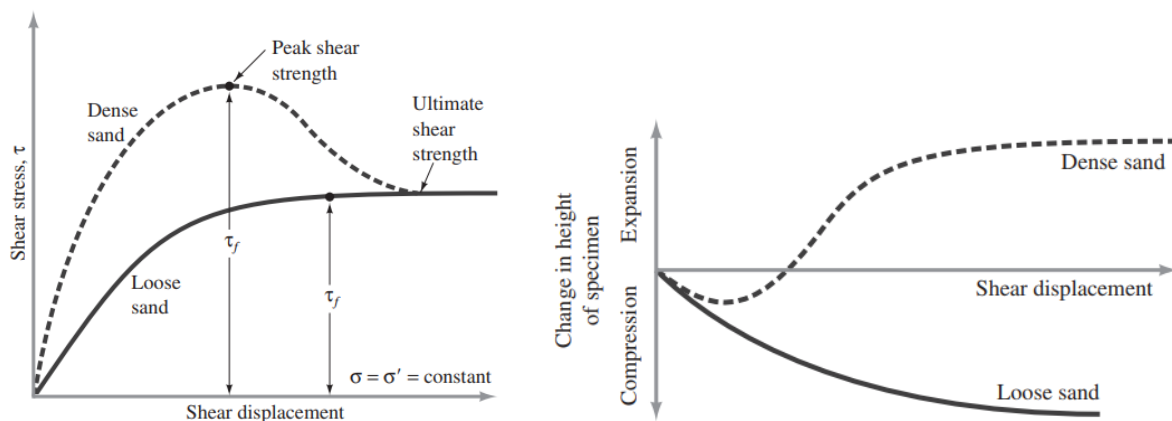
Tegangan geser yang menahan setiap perpindahan geser dapat dihitung sebagai berikut:

$$\tau = \text{shear stress} = \frac{\text{resisting shear force}}{\text{area of cross section of the specimen}} \quad (8.11)$$

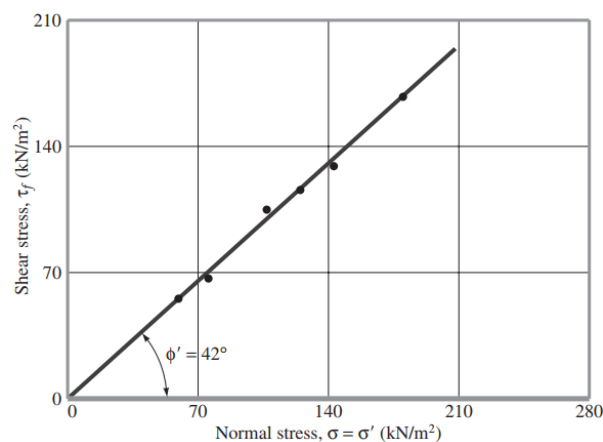
Gambar 8.5 menunjukkan plot tipikal tegangan geser dan perubahan tinggi spesimen terhadap perpindahan geser untuk pasir lepas dan padat. Pengamatan ini diperoleh dari uji regangan terkontrol. Generalisasi berikut dapat dibuat dari Gambar 8.5 mengenai variasi tegangan geser tahanan terhadap perpindahan geser:

1. Pada pasir lepas, tegangan geser tahanan meningkat seiring perpindahan geser hingga mencapai tegangan geser kegagalan sebesar τ_f . Setelah itu, tahanan geser tetap mendekati konstan dengan peningkatan perpindahan geser lebih lanjut.
2. Pada pasir padat, tegangan geser tahanan meningkat seiring perpindahan geser hingga mencapai tegangan kegagalan sebesar τ_f . τ_f ini disebut kekuatan geser puncak. Setelah tegangan kegagalan tercapai, tegangan geser tahanan secara bertahap menurun seiring dengan peningkatan perpindahan geser hingga akhirnya mencapai nilai konstan yang disebut kekuatan geser ultimit.

Uji geser langsung diulang pada spesimen serupa pada berbagai tegangan normal. Tegangan normal dan nilai τ_f yang sesuai yang diperoleh dari sejumlah pengujian diplot pada grafik, yang darinya parameter kekuatan geser ditentukan.



Gambar 8.5 Plot tegangan geser dan perubahan tinggi spesimen terhadap perpindahan geser untuk pasir kering lepas dan padat (uji geser langsung)



Gambar 8.6 Penentuan parameter kuat geser untuk pasir kering menggunakan hasil uji geser langsung

Gambar 8.6 menunjukkan plot untuk pengujian pada pasir kering. Persamaan untuk garis rata-rata yang diperoleh dari hasil eksperimen adalah

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi' \quad (8.12)$$

(Catatan: $c' = 0$ untuk pasir dan $s = s'$ untuk kondisi kering.) Jadi sudut gesekan

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{\tau_f}{\sigma'} \right) \quad (8.13)$$

Uji Geser Langsung Terdrainase pada Tanah Pasir dan Lempung Jenuh

Kotak geser yang berisi spesimen tanah umumnya disimpan di dalam wadah yang dapat diisi air untuk menjenuhkan spesimen. Uji drainase dilakukan pada spesimen tanah jenuh dengan menjaga laju pembebanan cukup lambat sehingga tekanan air pori berlebihan yang dihasilkan di dalam tanah sepenuhnya hilang melalui drainase. Air pori dari spesimen dialirkan melalui dua batu berpori (lihat Gambar 8.3).

Karena konduktivitas hidrolik pasir tinggi, tekanan air pori berlebihan yang dihasilkan karena pembebanan (normal dan geser) hilang dengan cepat. Oleh karena itu, untuk laju pembebanan biasa, pada dasarnya terdapat kondisi drainase penuh. Sudut gesek ϕ' yang diperoleh dari uji geser langsung terdrainase pada tanah pasir jenuh akan sama dengan sudut gesek untuk spesimen pasir kering yang serupa.

Konduktivitas hidrolik lempung sangat kecil dibandingkan dengan pasir. Ketika beban normal diberikan pada spesimen tanah lempung, waktu yang cukup lama harus dilalui untuk konsolidasi penuh—yaitu, untuk menghilangkan tekanan air pori berlebihan. Oleh karena itu, beban geser harus diberikan dengan kecepatan yang sangat lambat. Pengujian ini dapat berlangsung selama 2 hingga 5 hari.

Komentar Umum tentang Uji Geser Langsung

Uji geser langsung cukup mudah dilakukan, tetapi memiliki beberapa kekurangan. Keandalan hasilnya mungkin dipertanyakan. Hal ini disebabkan oleh fakta bahwa dalam pengujian ini, tanah tidak dibiarkan runtuh di sepanjang bidang terlemah tetapi dipaksa runtuh di sepanjang bidang pemisahan kotak geser. Selain itu, distribusi tegangan geser pada permukaan geser spesimen tidak merata. Terlepas dari kekurangan ini, uji geser langsung adalah yang paling sederhana dan paling ekonomis untuk tanah berpasir kering atau jenuh. Dalam banyak permasalahan desain pondasi, perlu ditentukan sudut gesek antara tanah dan material pondasi (Gambar 8.7). Material pondasi dapat berupa beton, baja, atau kayu. Kekuatan geser sepanjang permukaan kontak tanah dan pondasi dapat dinyatakan sebagai:

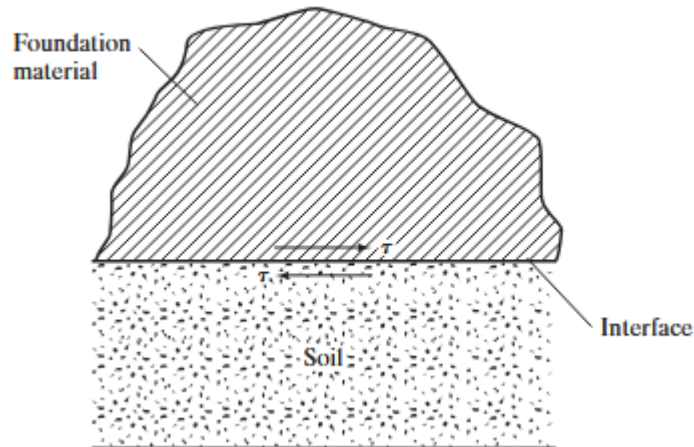
$$\tau_f = c'_a + \sigma' \tan \delta' \quad (8.14)$$

di mana

c'_a = adhesi

δ' = sudut gesek efektif antara tanah dan material pondasi

Perhatikan bahwa persamaan sebelumnya bentuknya mirip dengan Persamaan (8.3). Parameter kuat geser antara tanah dan material pondasi dapat ditentukan dengan mudah melalui uji geser langsung. Ini merupakan keuntungan besar dari uji geser langsung. Material pondasi dapat ditempatkan di bagian bawah kotak uji geser langsung, kemudian tanah dapat ditempatkan di atasnya (yaitu, di bagian atas kotak), dan pengujian dapat dilakukan dengan cara biasa.



Gambar 8.7 Antarmuka material pondasi dan tanah

Acar, Durgunoglu, dan Tumay (1982) melakukan beberapa uji geser langsung untuk menentukan parameter kekuatan geser antara pasir kuarsa dan material pondasi seperti beton, kayu, dan baja. Berikut detail pasir tersebut:

Maximum void ratio, $e_{\max} = 0.716$

Minimum void ratio, $e_{\min} = 0.51$

Normal stress, $\sigma' = 100 \text{ kN/m}^2$

Hasil pengujian mereka dapat diungkapkan dengan hubungan berikut:

$$\text{Sand: } \tan \phi' = 0.771 \left(\frac{1}{e} \right) - 0.372$$

$$\text{Sand and concrete: } \tan \delta' = 0.539 \left(\frac{1}{e} \right) - 0.131$$

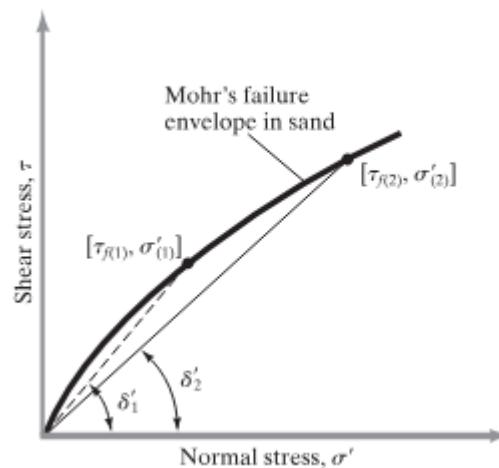
$$\text{Sand and wood: } \tan \delta' = 0.386 \left(\frac{1}{e} \right) - 0.022$$

$$\text{Sand and steel: } \tan \delta' = 0.171 \left(\frac{1}{e} \right) + 0.078$$

Penting juga untuk dipahami bahwa hubungan untuk ϕ' dan δ' akan bervariasi bergantung pada besarnya tegangan normal efektif, σ' . Alasannya dapat dijelaskan dengan

merujuk pada Gambar 8.8. Telah disebutkan di Bagian 8.1 bahwa selubung keruntuhan Mohr sebenarnya melengkung, dan Persamaan (8.3) hanyalah perkiraan. Jika uji geser langsung dilakukan dengan $\sigma' = \sigma'_{(1)}$, kuat gesernya akan menjadi $\tau_{f(1)}$. Jadi,

$$\delta' = \delta'_1 = \tan^{-1} \left[\frac{\tau_{f(1)}}{\sigma'_{(1)}} \right]$$



Gambar 8.8 Sifat lengkung selubung keruntuhan Mohr pada pasir

Hal ini ditunjukkan pada Gambar 8.8. Dengan cara yang sama, jika pengujian dilakukan dengan $s' = s_r$, maka

$$\delta' = \delta'_2 = \tan^{-1} \left[\frac{\tau_{f(2)}}{\sigma'_{(2)}} \right]$$

Seperti yang terlihat pada Gambar 8.8, $\delta' < \delta'_2$ karena $\sigma'_2 > \sigma'_{(1)}$. Dengan mengingat hal ini, perlu dipahami bahwa nilai ϕ' yang diberikan pada Tabel 8.1 hanyalah nilai rata-rata.

Contoh 8.1

Uji geser langsung dilakukan pada tanah berpasir kering. Ukuran benda uji adalah 50 mm × 50 mm × 20 mm. Hasil uji ditunjukkan pada tabel.

No. Uji	Gaya Normal (N)	Tegangan Normal, $\sigma = \sigma'$ (kN/m ²)	Gaya Geser saat Kegagalan (N)	Tegangan Geser saat Kegagalan, τ_f (kN/m ²)
1	90	36	54	21.6
2	135	54	82.35	32.9
3	315	126	189.5	75.8
4	450	180	270.5	108.2

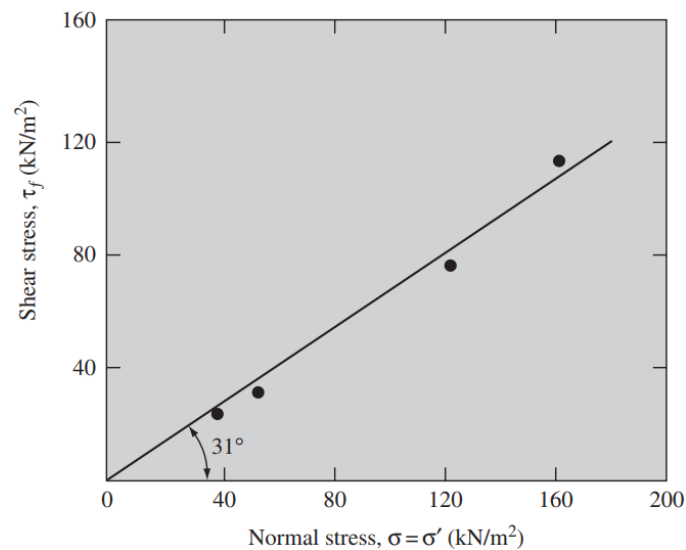
$$* \sigma = \frac{\text{normal force}}{\text{area of specimen}} = \frac{\text{normal force} \times 10^{-3} \text{ kN}}{50 \times 50 \times 10^{-6} \text{ m}^2}$$

$$* \tau_f = \frac{\text{shear force}}{\text{area of specimen}} = \frac{\text{shear force} \times 10^{-3} \text{ kN}}{50 \times 50 \times 10^{-6} \text{ m}^2}$$

Tentukan parameter tegangan geser.

Penyelesaian

Tegangan geser, τ_f , yang diperoleh dari pengujian diplotkan terhadap tegangan normal pada Gambar 8.9, yang menghasilkan $c' = 0, \phi' = 31^\circ$.



Gambar 8.9

8.4 UJI GESER TRIAKSIAL

Uji geser triaksial merupakan salah satu metode paling andal yang tersedia untuk menentukan parameter kekuatan geser. Metode ini banyak digunakan baik untuk penelitian maupun pengujian konvensional. Uji ini dianggap andal karena alasan-alasan berikut:

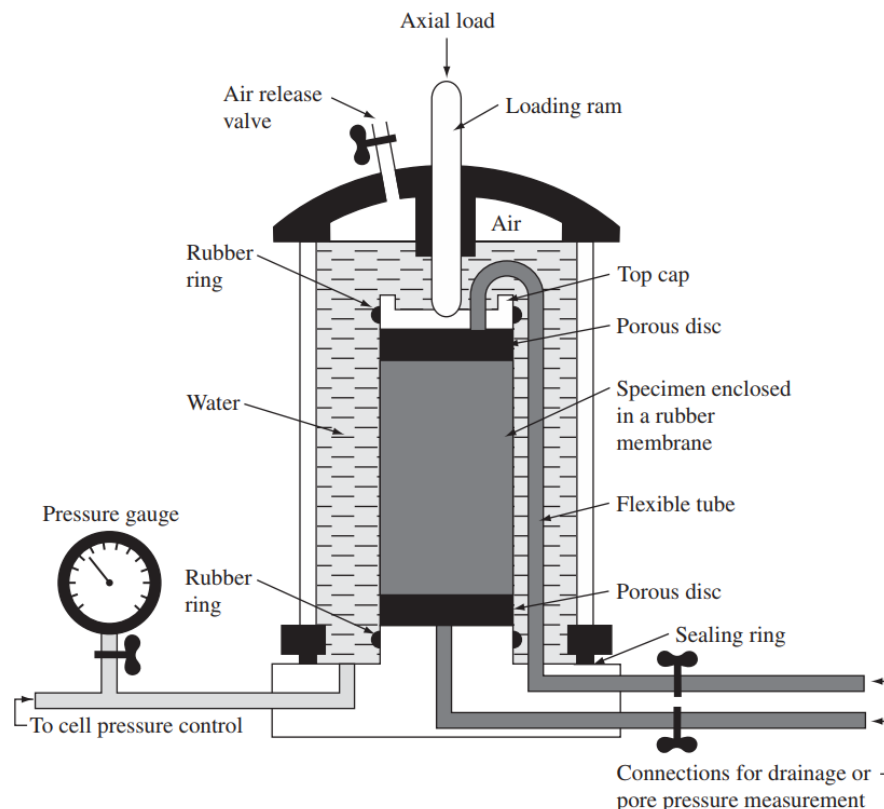
1. Uji ini memberikan informasi tentang perilaku tegangan-regangan tanah yang tidak diberikan oleh uji geser langsung.
2. Uji ini memberikan kondisi tegangan yang lebih seragam dibandingkan uji geser langsung dengan konsentrasi tegangannya di sepanjang bidang kegagalan.
3. Uji ini memberikan fleksibilitas yang lebih besar dalam hal jalur pembebanan.

Diagram tata letak uji triaksial ditunjukkan pada Gambar 8.10.

Dalam uji geser triaksial, spesimen tanah dengan diameter sekitar 36 mm dan panjang 76 mm umumnya digunakan. Spesimen tersebut dibungkus oleh membran karet tipis dan ditempatkan di dalam ruang silinder plastik yang biasanya diisi dengan air atau gliserin. Spesimen tersebut diberi tekanan yang membatasi melalui kompresi fluida di dalam ruang tersebut. (Perhatikan bahwa udara terkadang digunakan sebagai media kompresi.) Untuk menyebabkan kegagalan geser pada spesimen, tegangan aksial diberikan melalui ram

pembebanan vertikal (terkadang disebut tegangan deviator). Tegangan ditambahkan dengan salah satu dari dua cara:

1. Pemberian beban mati atau tekanan hidrolik secara bertahap hingga spesimen gagal. (Deformasi aksial spesimen akibat beban yang diberikan melalui ram diukur dengan dial gauge.)
2. Pemberian deformasi aksial pada laju konstan oleh mesin press pembebanan hidrolik atau roda gigi. Ini adalah uji yang dikontrol regangan. Beban aksial yang diberikan oleh ram pembebanan yang sesuai dengan deformasi aksial tertentu diukur dengan cincin pembuktian atau sel beban yang terpasang pada ram.
- 3.



Gambar 8.10 Diagram peralatan uji triaksial (Menurut Bishop dan Bjerrum, 1960)

Sambungan untuk mengukur drainase masuk atau keluar spesimen, atau untuk mengukur tekanan dalam air pori (sesuai kondisi pengujian), juga disediakan. Tiga jenis standar uji triaksial umumnya dilakukan:

1. Uji terkonsolidasi-drainase atau uji terdrainase (uji CD)
2. Uji terkonsolidasi-tak terdrainase (uji CU)
3. Uji tak terkonsolidasi-tak terdrainase atau uji tak terdrainase (uji UU)

Prosedur umum dan implikasi untuk setiap pengujian pada tanah jenuh dijelaskan pada bagian berikut.

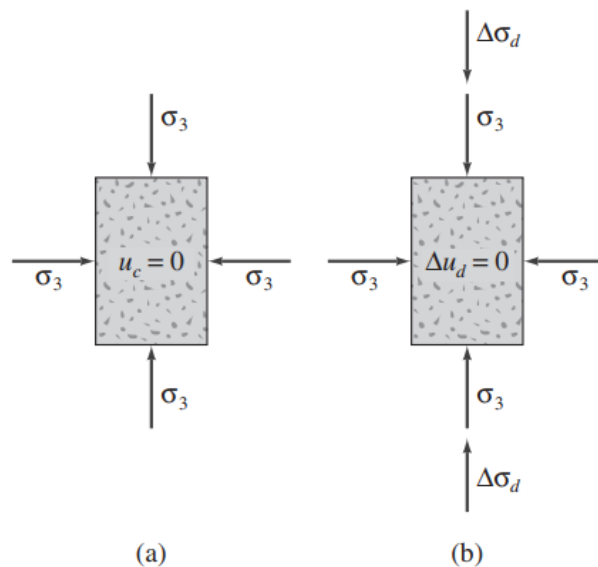
8.5 UJI TERKONSOLIDASI-DRAINASE

Dalam uji terkonsolidasi-drainase, spesimen pertama-tama diberikan tekanan pengurung menyeluruh, σ_3 , melalui kompresi fluida ruang (Gambar 8.11). Ketika tekanan pengurung diberikan, tekanan air pori spesimen meningkat sebesar u_c . Peningkatan tekanan air pori ini dapat dinyatakan dalam bentuk parameter nondimensi:

$$B = \frac{u_c}{\sigma_3} \quad (8.15)$$

di mana B = parameter tekanan pori Skempton.

Untuk tanah lunak jenuh, B kira-kira sama dengan 1; namun, untuk tanah kaku jenuh, besarnya B bisa kurang dari 1. Black dan Lee (1973) memberikan nilai teoritis B untuk berbagai tanah pada saturasi sempurna. Nilai-nilai ini tercantum dalam Tabel 8.2.



Gambar 8.11 Uji triaksial terkonsolidasi-drainase: (a) spesimen di bawah tekanan pengurung ruang; (b) penerapan tegangan deviator

Ketika sambungan ke drainase tetap terbuka, disipasi tekanan air pori berlebih, dan dengan demikian konsolidasi, akan terjadi. Seiring waktu, u_c akan menjadi sama dengan 0. Pada tanah jenuh, perubahan volume spesimen (ΔV_c) yang terjadi selama konsolidasi dapat diperoleh dari volume air pori yang terdrainase (Gambar 8.12a). Kemudian tegangan deviator, $\Delta\sigma_d$, pada spesimen meningkat dengan laju yang sangat lambat (Gambar 8.12b). Sambungan drainase tetap terbuka, dan laju penerapan tegangan deviator yang lambat memungkinkan disipasi sepenuhnya tekanan air pori yang terbentuk sebagai akibatnya ($\Delta u_d = 0$).

Plot tipikal variasi tegangan deviator terhadap regangan pada tanah pasir lepas dan lempung terkonsolidasi normal ditunjukkan pada Gambar 8.12b. Gambar 8.12c menunjukkan plot serupa untuk tanah pasir padat dan lempung terkonsolidasi berlebih. Perubahan volume, ΔV_d , spesimen yang terjadi akibat penerapan tegangan deviator pada berbagai tanah juga ditunjukkan pada Gambar 8.12d dan e.

Tabel 8.2 Nilai teoritis B pada saturasi sempurna

Tipe Tanah	Nilai Teoritis
Lempung lunak terkonsolidasi normal	0.9998
Lempung lunak dan lanau terkonsolidasi berlebih ringan	0.9988
Lempung kaku dan pasir terkonsolidasi berlebih	0.9877
Pasir sangat padat dan lempung sangat kaku pada tekanan pengungkung tinggi	0.9130

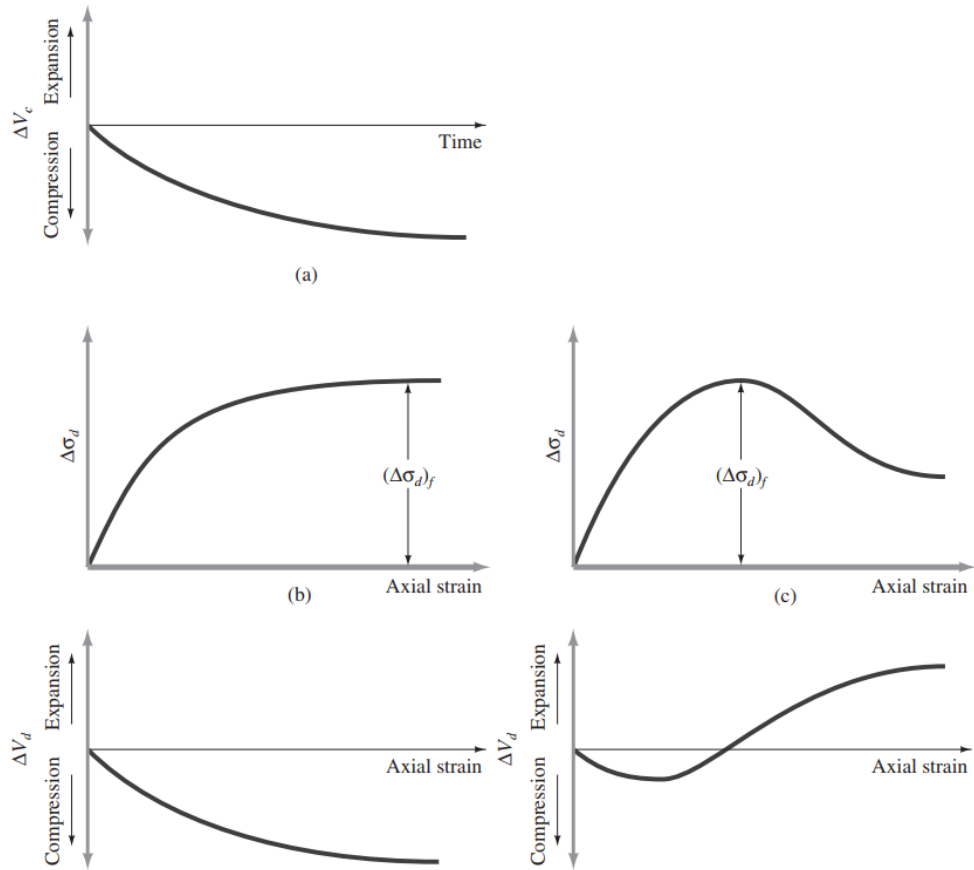
Karena tekanan air pori yang terbentuk selama pengujian telah hilang sepenuhnya, kita peroleh

$$\text{Tegangan pengekang total dan efektif} = \sigma_3 = sr$$

dan

$$\text{Tegangan aksial total dan efektif saat kegagalan} = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1 = \sigma'_1$$

Dalam pengujian triaksial, σ'_1 adalah tegangan efektif utama mayor saat kegagalan dan σ'_3 adalah tegangan efektif utama minor saat kegagalan yang disebabkan oleh tekanan pengurung ruang; (b) plot tegangan deviator terhadap regangan dalam arah vertikal untuk tanah pasir lepas dan lempung terkonsolidasi normal; (c) plot tegangan deviator terhadap regangan dalam arah vertikal untuk tanah pasir padat dan lempung terkonsolidasi berlebih; (d) perubahan volume pada tanah pasir lepas dan lempung terkonsolidasi normal selama penerapan tegangan deviator; (e) perubahan volume pada tanah pasir padat dan lempung terkonsolidasi berlebih selama penerapan tegangan deviator.



Gambar 8.12 Uji triaksial terkonsolidasi-drainase: (a) perubahan volume benda uji

Gambar 8.13 menunjukkan benda uji tanah yang mengalami kegagalan selama uji triaksial terkonsolidasi-drainase.

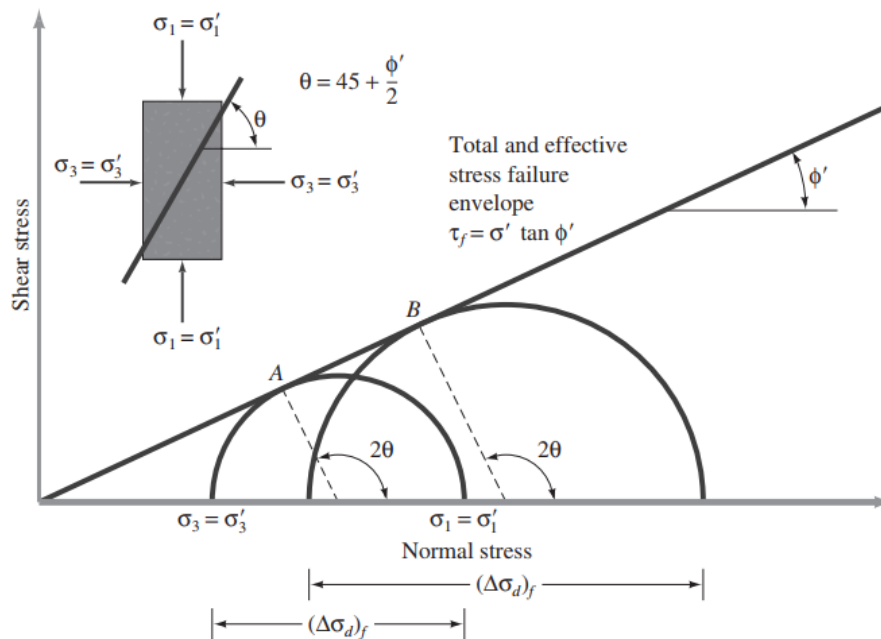
Beberapa pengujian pada benda uji yang serupa dapat dilakukan dengan memvariasikan tekanan pengurung. Dengan tegangan utama mayor dan minor pada kegagalan untuk setiap pengujian, lingkaran Mohr dapat digambar dan selubung kegagalan dapat diperoleh. Gambar 8.14 menunjukkan jenis selubung kegagalan tegangan efektif yang diperoleh untuk pengujian pada tanah pasir dan lempung terkonsolidasi normal. Koordinat titik singgung selubung kegagalan dengan lingkaran Mohr (yaitu, titik A) memberikan tegangan (normal dan geser) pada bidang kegagalan spesimen uji tersebut.

Konsolidasi berlebih terjadi ketika lempung awalnya terkonsolidasi di bawah tekanan ruang serba guna sebesar $\sigma_c (= \sigma'_c)$ dan dibiarkan mengembang ketika tekanan ruang dikurangi menjadi $\sigma_3 (= \sigma'_3)$. Selubung keruntuhan yang diperoleh dari uji triaksial terdrainase pada spesimen lempung yang terkonsolidasi berlebih tersebut menunjukkan dua cabang yang berbeda (ab dan bc pada Gambar 8.15). Bagian *ab* memiliki kemiringan yang lebih datar dengan intersepsi kohesi, dan persamaan kuat geser untuk cabang ini dapat ditulis sebagai

$$\tau_f c' + \sigma' \tan \phi'_1 \quad (8.16)$$

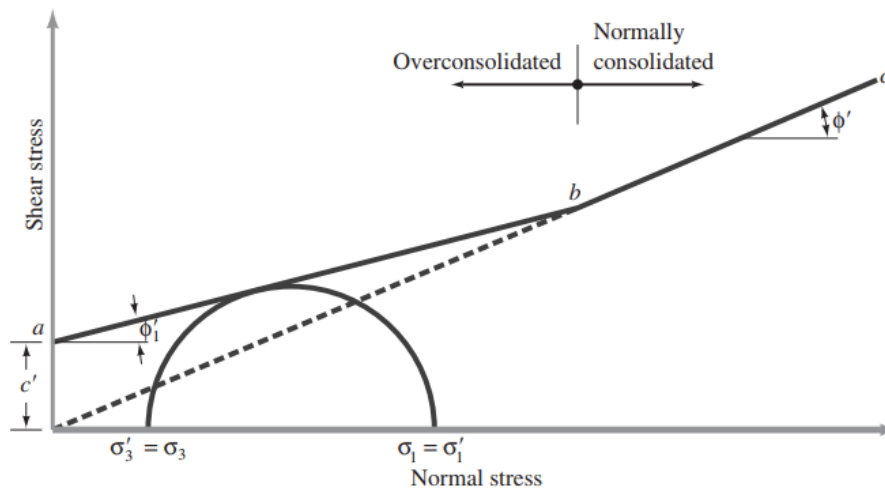


Gambar 8.13 Spesimen tanah triaksial pada saat kegagalan selama uji konsolidasi-drainase

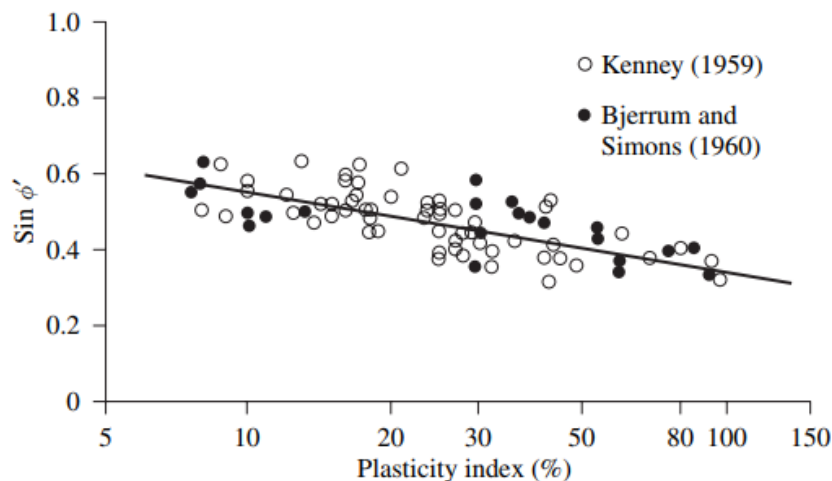


Gambar 8.14 Selubung kegagalan tegangan efektif dari uji drainase pada tanah pasir dan lempung terkonsolidasi normal

Uji triaksial terkonsolidasi-drainase pada tanah lempung dapat memakan waktu beberapa hari untuk diselesaikan. Waktu tersebut diperlukan untuk menerapkan tegangan deviator dengan kecepatan yang sangat lambat guna memastikan drainase penuh dari spesimen tanah. Oleh karena itu, uji triaksial tipe CD tidak umum digunakan.



Gambar 8.15 Selubung kegagalan tegangan efektif untuk lempung yang terkonsolidasi berlebihan



Gambar 8.16 Variasi $\sin \phi'$ dengan indeks plastisitas (PI) untuk beberapa lempung yang terkonsolidasi normal

Sudut Gesek Tegangan Efektif Tanah Kohesif

Gambar 8.16 menunjukkan variasi sudut gesek tegangan efektif, ϕ' untuk beberapa lempung terkonsolidasi normal. Dapat dilihat dari gambar bahwa, secara umum, sudut gesek ϕ' menurun seiring dengan peningkatan indeks plastisitas. Nilai ϕ' umumnya menurun dari sekitar 37 hingga 38° dengan indeks plastisitas sekitar 10 hingga sekitar 25° atau kurang dengan indeks plastisitas sekitar 100.

Contoh 8.2

Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi normal, berikut adalah hasil uji triaksial terdrainase:

tekanan pengurung ruang = 112 kN/m^2

tegangan deviator saat runtuh = 175 kN/m^2

- Tentukan sudut gesek, ϕ' .
- Tentukan sudut θ yang dibentuk oleh bidang runtuh dengan bidang utama mayor.

Solusi

Untuk tanah yang terkonsolidasi normal, persamaan selubung runtuh adalah

$$\tau_f \sigma' \tan \phi' (\text{sincc } c' = 0)$$

Untuk pengujian triaksial, tegangan utama mayor dan minor efektif pada saat kegagalan adalah

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 112 + 175 = 287 \text{ kN/m}^2$$

Dan

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 112 \text{ kN/m}^2$$

Bagian a.

Lingkaran Mohr dan selubung kegagalan ditunjukkan pada Gambar 8.17, yang darinya kita memperoleh

$$\sin \phi' = \frac{AB}{OA} = \frac{\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\right)}{\left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}\right)}$$

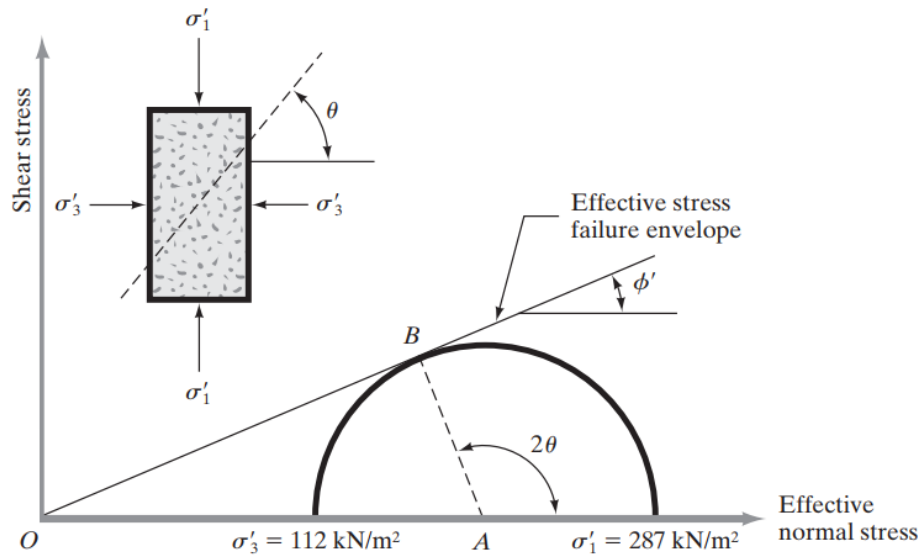
Atau

$$\sin \phi' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{287 - 112}{287 + 112} = 0.438$$

$$\phi' = 26^\circ$$

Bagian b.

$$\theta = 45 + \frac{\phi'}{2} = 45^\circ + \frac{26}{2} = 58^\circ$$



Gambar 8.17

Contoh 8.3

Lihat Contoh 8.2.

- Tentukan tegangan normal, σ' , dan tegangan geser, τ_f , pada bidang keruntuhan.
- Tentukan tegangan normal efektif pada bidang tegangan geser maksimum.

Solusi

Bagian a.

Dari Gambar 8.17, kita dapat melihat bahwa

$$\sigma'(\text{on the failure plane}) = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\theta \quad (a)$$

Dan

$$\tau_f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin 2\theta \quad (b)$$

Dengan mensubstitusikan nilai $\sigma'_1 = 287 \text{ kN/m}^2$, $\sigma'_3 = 112 \text{ kN/m}^2$, dan $\theta = 58^\circ$ ke dalam persamaan sebelumnya, kita peroleh

$$\sigma' = \frac{287 + 112}{2} + \frac{287 - 112}{2} \cos(2 \times 58) = \mathbf{161 \text{ kN/m}^2}$$

Dan

$$\tau_f = \frac{287 - 112}{2} \sin(2 \times 58) = \mathbf{78.6 \text{ kN/m}^2}$$

Bagian b.

Dari Persamaan (b), kita dapat melihat bahwa tegangan geser maksimum akan terjadi pada bidang dengan $\theta = 45^\circ$. Substitusikan $\theta = 45^\circ$ ke dalam Persamaan (a) menghasilkan

$$\sigma = \frac{287 + 112}{2} + \frac{287 - 112}{2} \cos = \mathbf{199.5 \text{ kN/m}^2}$$

Contoh 8.4

Persamaan selubung keruntuhan tegangan efektif untuk tanah lempung terkonsolidasi normal adalah $\tau_f = \sigma' \tan 30^\circ$. Uji triaksial terdrainase dilakukan dengan tanah yang sama pada tekanan pengurung ruang 70 kN/m^2 . Hitung tegangan deviator saat keruntuhan.

Solusi

Untuk lempung terkonsolidasi normal, $c' = 0$. Dengan demikian, dari Persamaan (8.9), kita peroleh

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \\ \phi' &= 30^\circ \\ \sigma'_1 &= 70 \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 210 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Jadi

$$(\Delta\sigma_d)_f = \sigma'_1 - \sigma'_3 = 210 - 70 = \mathbf{140 \text{ kN/m}^2}$$

Contoh 8.5

Kita memiliki hasil dari dua uji triaksial terdrainase pada tanah lempung jenuh:

$$\begin{aligned}\text{Specimen I:} \quad \sigma_3 &= 70 \text{ kN/m}^2 \\ (\Delta\sigma_d)_f &= 173 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Specimen II:} \quad \sigma_3 &= 105 \text{ kN/m}^2 \\ (\Delta\sigma_d)_f &= 235 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tentukan parameter kekuatan geser.

Solusi

Lihat Gambar 8.18. Untuk spesimen I, tegangan utama saat kegagalan adalah

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 70 \text{ kN/m}^2$$

Dan

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 70 + 173 = 243 \text{ kN/m}^2$$

Demikian pula, tegangan utama pada kegagalan spesimen II adalah

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 105 \text{ kN/m}^2$$

Dan

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 105 + 235 = 340 \text{ kN/m}^2$$

Dengan menggunakan hubungan yang diberikan oleh Persamaan (8.9), kita memperoleh

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

Dengan demikian, untuk spesimen I,

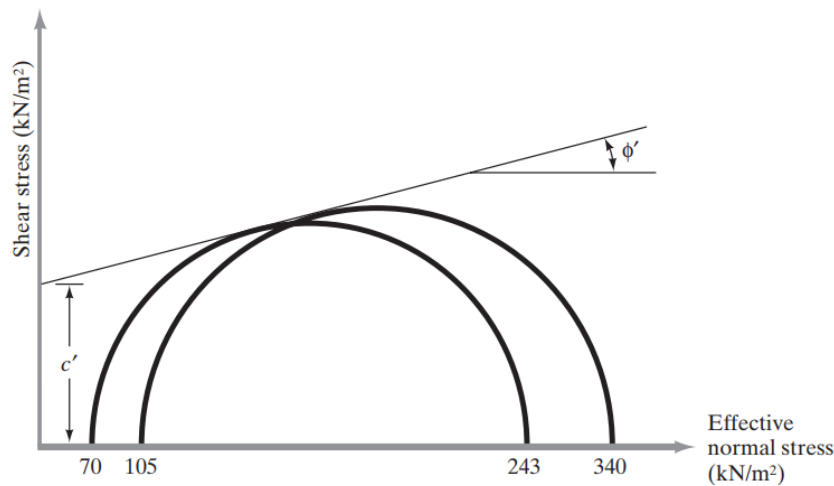
$$243 = 70 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'_1}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'_1}{2} \right)$$

dan untuk spesimen II,

$$340 = 105 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'_1}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'_1}{2} \right)$$

Dengan menyelesaikan dua persamaan sebelumnya, kita memperoleh

$$\phi' = 28^\circ \quad c' = 14.8 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 8.18

8.6 UJI KONSOLIDASI-TAK TERDRAINASE

Uji konsolidasi-tak terdrainase merupakan jenis uji triaksial yang paling umum. Dalam pengujian ini, spesimen tanah jenuh air pertama-tama dikonsolidasikan oleh tekanan fluida ruang serba guna, σ_3 , yang menghasilkan drainase. Setelah tekanan air pori yang dihasilkan oleh penerapan tekanan pengeang hilang sepenuhnya (yaitu, $u_c = B\sigma_3 = 0$), tegangan deviator, $\Delta\sigma_d$, pada spesimen ditingkatkan sehingga menyebabkan kegagalan geser. Selama fase pengujian ini, saluran drainase dari spesimen dijaga tetap tertutup. Karena drainase tidak diizinkan, tekanan air pori, Δu_d , akan meningkat. Selama pengujian, pengukuran $\Delta\sigma_d$ dan Δu_d dilakukan. Peningkatan tekanan air pori, Δu_d , dapat dinyatakan dalam bentuk nondimensi sebagai

$$\bar{A} = \frac{\Delta u_d}{\Delta \sigma_d} \quad (8.17)$$

di mana $\bar{A}$ = parameter tekanan pori Skempton.

Pola umum variasi $\Delta\sigma_d$ dan Δu_d dengan regangan aksial untuk tanah pasir dan lempung ditunjukkan pada Gambar 8.19d, e, f, dan g. Pada tanah pasir lepas dan lempung yang terkonsolidasi normal, tekanan air pori meningkat seiring dengan regangan. Pada tanah pasir padat dan lempung yang terkonsolidasi berlebihan, tekanan air pori meningkat seiring dengan regangan hingga batas tertentu, setelah itu tekanan tersebut menurun dan menjadi negatif (terhadap tekanan atmosfer). Pola ini terjadi karena tanah cenderung mengalami dilatasi.

Tidak seperti pada uji konsolidasi-drainase, tegangan utama total dan efektif tidak sama pada uji konsolidasi-tak-drainase. Karena tekanan air pori saat runtuh diukur dalam pengujian ini, tegangan utama dapat dianalisis sebagai berikut:

- Tegangan utama mayor saat runtuh (total):

$$\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1$$

- Tegangan utama utama saat kegagalan (efektif):

$$\sigma_1 - (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1$$

- Tegangan utama minor saat runtuh (total):

$$\sigma_3$$

- Tegangan utama minor saat runtuh (efektif):

$$\sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3$$

di mana $(\Delta u_d)_f$ = tekanan air pori saat runtuh. Derivasi sebelumnya menunjukkan bahwa

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

Pengujian pada beberapa spesimen serupa dengan tekanan pengurung yang bervariasi dapat dilakukan untuk menentukan parameter kuat geser. Gambar 8.20 menunjukkan lingkaran Mohr tegangan total dan efektif pada saat keruntuhan yang diperoleh dari uji triaksial konsolidasi-tak-terdrainase pada tanah pasir dan lempung terkonsolidasi normal. Perhatikan bahwa *A* dan *B* adalah dua lingkaran Mohr tegangan total yang diperoleh dari dua pengujian. *C* dan *D* adalah lingkaran Mohr tegangan efektif yang masing-masing bersesuaian dengan lingkaran tegangan total *A* dan *B*. Diameter lingkaran *A* dan *C* sama; demikian pula, diameter lingkaran *B* dan *D* juga sama.

Pada Gambar 8.20, selubung keruntuhan tegangan total dapat diperoleh dengan menggambar garis yang menyentuh semua lingkaran Mohr tegangan total. Untuk tanah pasir

dan lempung terkonsolidasi normal, garis ini kira-kira berupa garis lurus yang melalui titik asal dan dapat dinyatakan dengan persamaan.

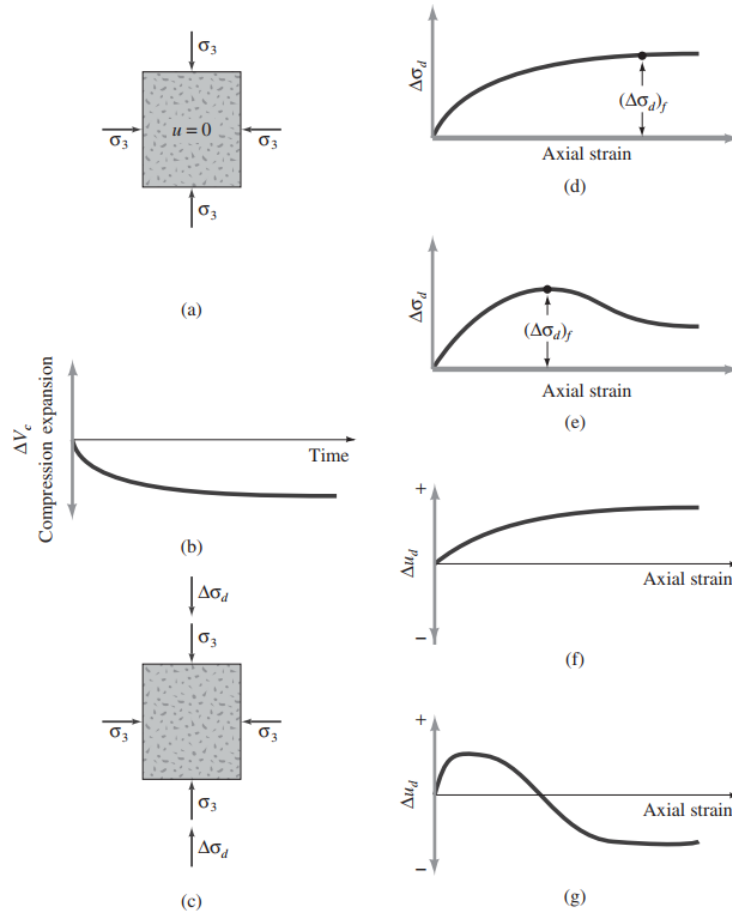
$$\tau_f = \sigma \tan \phi \quad (8.18)$$

di mana

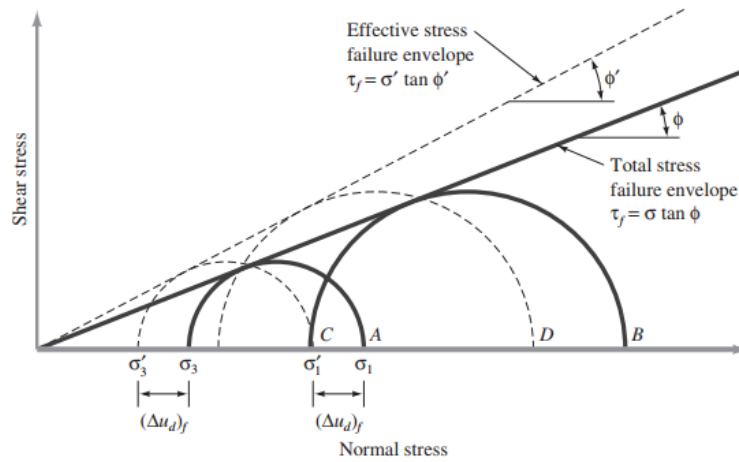
σ = total stress

ϕ = sudut yang dibentuk oleh selubung kegagalan tegangan total terhadap sumbu tegangan normal, juga dikenal sebagai sudut tahanan geser terkonsolidasi-tak terdrainase

Persamaan (8.18) jarang digunakan untuk pertimbangan praktis.



Gambar 8.19 Uji konsolidasi-tak terdrainase: (a) spesimen di bawah tekanan pengurung ruang; (b) perubahan volume spesimen akibat tekanan pengurung; (c) penerapan tegangan deviator; (d) tegangan deviator terhadap regangan aksial untuk pasir lepas dan lempung terkonsolidasi normal; (e) tegangan deviator terhadap regangan aksial untuk pasir padat dan lempung terkonsolidasi berlebih; (f) variasi tekanan air pori terhadap regangan aksial untuk pasir lepas dan lempung terkonsolidasi normal; (g) variasi tekanan air pori terhadap regangan aksial untuk pasir padat dan lempung terkonsolidasi berlebih



Gambar 8.20 Selubung keruntuhan akibat tegangan total dan efektif untuk uji triaksial terkonsolidasi-tak terdrainase.

Sekali lagi merujuk pada Gambar 8.20, kita melihat bahwa selubung keruntuhan yang bersinggungan dengan semua lingkaran Mohr akibat tegangan efektif dapat direpresentasikan oleh persamaan $\tau_f = \sigma' \tan \phi'$, yang sama dengan selubung keruntuhan yang diperoleh dari uji terkonsolidasi-tak terdrainase (lihat Gambar 8.14).

Pada lempung terkonsolidasi berlebih, selubung keruntuhan akibat tegangan total yang diperoleh dari uji terkonsolidasi-tak terdrainase mengambil bentuk yang ditunjukkan pada Gambar 8.21. Garis lurus $a'b'$ direpresentasikan oleh persamaan

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi_1 \quad (8.19)$$

dan garis lurus $b'c'$ mengikuti hubungan yang diberikan oleh Persamaan (8.18). Selubung keruntuhan akibat tegangan efektif yang digambarkan dari lingkaran Mohr akibat tegangan efektif serupa dengan yang ditunjukkan pada Gambar 8.21.

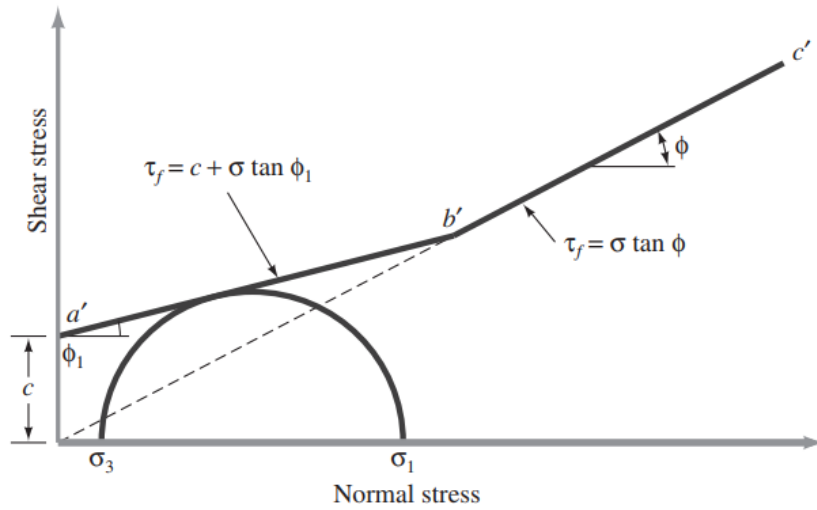
Pengujian konsolidasi-drainase pada tanah lempung membutuhkan waktu yang cukup lama. Oleh karena itu, pengujian konsolidasi-undrainase dapat dilakukan pada tanah tersebut dengan pengukuran tekanan pori untuk mendapatkan parameter kuat geser terdrainase. Karena drainase tidak diperbolehkan dalam pengujian ini selama penerapan tegangan deviator, pengujian dapat dilakukan dengan cukup cepat.

Parameter tekanan air pori Skempton $\bar{A}$ didefinisikan dalam Persamaan (8.17). Pada saat keruntuhan, parameter $\bar{A}$ dapat ditulis sebagai

$$\bar{A} = \bar{A}_f = \frac{(\Delta u_d)_f}{(\Delta \sigma_d)_f} \quad (8.20)$$

Kisaran umum nilai $\bar{A}_f$ pada sebagian besar tanah lempung adalah sebagai berikut:

- Lempung yang terkonsolidasi normal: 0,5 hingga 1
- Lempung yang terkonsolidasi berlebihan: -0,5 hingga 0



Gambar 8.21 Selubung kegagalan tegangan total yang diperoleh dari pengujian konsolidasi-tak terdrainase pada tanah lempung terkonsolidasi berlebih

8.7 UJI TAK TERKONSOLIDASI-TAK TERDRAINASE

Pada uji tak terkonsolidasi-tak terdrainase, drainase dari spesimen tanah tidak diperbolehkan selama penerapan tekanan ruang, σ_3 . Spesimen uji digeser hingga runtuh akibat penerapan tegangan deviator, $\Delta\sigma_d$, tanpa drainase yang diperbolehkan. Karena drainase tidak diperbolehkan pada tahap apa pun, pengujian dapat dilakukan dengan sangat cepat. Akibat penerapan tekanan pengurung ruang, σ_3 , tekanan air pori dalam spesimen tanah akan meningkat sebesar u_c . Akan terjadi peningkatan lebih lanjut pada tekanan air pori, Δu_d , akibat penerapan tegangan deviator. Oleh karena itu, tekanan air pori total, u , dalam spesimen pada setiap tahap penerapan tegangan deviator dapat diberikan sebagai

$$u = u_c + \Delta u_d \quad (8.21)$$

Dari Persamaan (8.15) dan (8.17), kita memperoleh $u_c = B\sigma_3$ dan $\Delta u_d = \bar{A} \Delta\sigma_d$, jadi

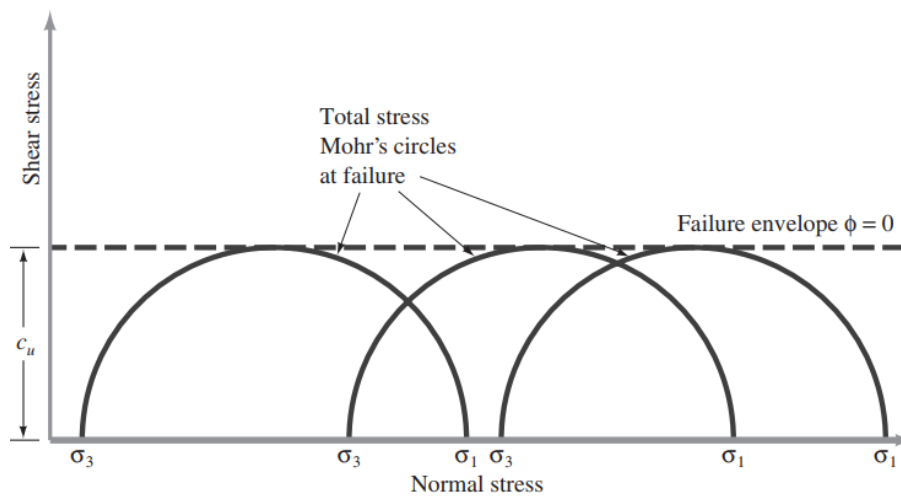
$$u = B\sigma_3 + \bar{A}\Delta\sigma_d = B\sigma_3 + \bar{A}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (8.22)$$

Uji tak terkonsolidasi-tak terdrainase biasanya dilakukan pada spesimen lempung dan bergantung pada konsep kekuatan yang sangat penting untuk tanah kohesif jenuh. Tegangan aksial tambahan saat runtuh $(\Delta\sigma_d)_f$ praktis sama terlepas dari tekanan yang membatasi ruang. Hasil ini ditunjukkan pada Gambar 8.23. Selubung runtuh untuk tegangan total lingkaran Mohr menjadi garis horizontal dan karenanya disebut kondisi $\phi = 0$, dan

$$\tau_f = c_u \quad (8.23)$$

di mana c_u adalah kuat geser tak terdrainase dan sama dengan jari-jari lingkaran Mohr. Alasan untuk memperoleh tegangan aksial tambahan yang sama $(\Delta\sigma_d)_f$ terlepas dari tekanan pengekan adalah sebagai berikut: Jika spesimen lempung (no. 1) dikonsolidasi pada tekanan ruang σ_3 dan kemudian digeser hingga runtuh tanpa drainase yang diizinkan, maka kondisi tegangan total pada saat kegagalan dapat direpresentasikan oleh lingkaran Mohr P pada Gambar 8.24. Tekanan pori yang terbentuk pada spesimen pada saat kegagalan sama dengan $(\Delta u_d)_f$. Dengan demikian, tegangan efektif utama mayor dan minor pada saat kegagalan adalah

$$\sigma'_1 = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f$$



Gambar 8.23 Lingkaran Mohr tegangan total dan selubung keruntuhan ($\phi = 0$) yang diperoleh dari uji triaksial tak terkonsolidasi-tak terdrainase

Dan

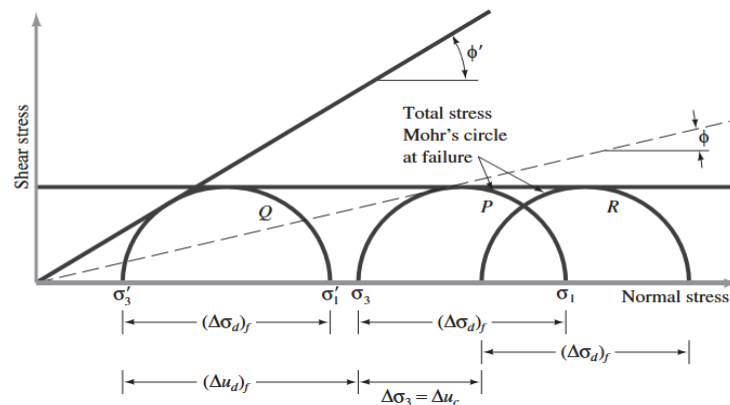
$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f$$

Q adalah lingkaran Mohr tegangan efektif yang digambar dengan tegangan-tegangan utama sebelumnya. Perhatikan bahwa diameter lingkaran P dan Q adalah sama.

Sekarang mari kita perhatikan spesimen lempung serupa lainnya (no. 2) yang dikonsolidasi pada tekanan ruang σ_3 . Jika tekanan ruang ditingkatkan sebesar $\Delta\sigma_3$ tanpa drainase yang diizinkan, maka tekanan air pori meningkat sebesar Δu_c . Untuk tanah jenuh di bawah tegangan isotropik, peningkatan tekanan air pori sama dengan peningkatan tegangan total, sehingga $\Delta u_c = \Delta\sigma_3$. Pada saat ini, tekanan pengekan efektif sama dengan $\sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta u_c = \sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_3 = \sigma_3$. Ini sama dengan tekanan pengekan efektif spesimen no. 1 sebelum penerapan tegangan deviator.

Oleh karena itu, jika spesimen no. 2 digeser hingga runtuh dengan meningkatkan tegangan aksial, spesimen tersebut seharusnya runtuh pada tegangan deviator yang sama $(\Delta\sigma_d)_f$ yang diperoleh untuk spesimen nomor 1. Lingkaran Mohr

tegangan total saat runtuh adalah R (Gambar 8.24). Peningkatan tekanan pori tambahan yang disebabkan oleh penerapan $(\Delta\sigma_d)_f$ adalah $(\Delta u_d)_f$.



Gambar 8.24 Konsep $\phi = 0$

Saat terjadi kegagalan, tegangan efektif utama minor adalah

$$[\sigma_3 + \Delta\sigma_3] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f] = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3$$

dan tegangan efektif utama mayor adalah

$$\begin{aligned} [\sigma_3 + \Delta\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f] &= [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f \\ &= \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_1 \end{aligned}$$

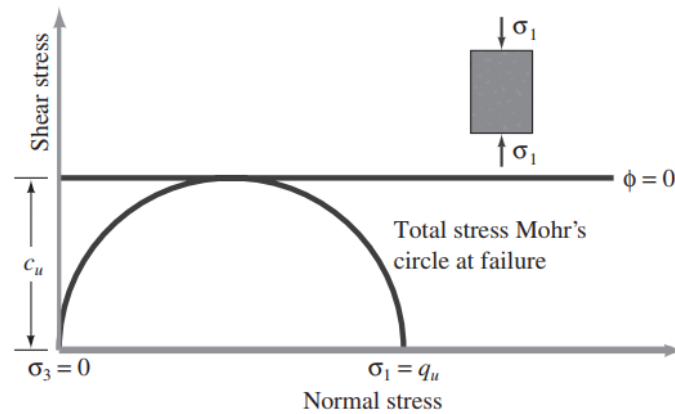
Dengan demikian, lingkaran Mohr tegangan efektif akan tetap Q karena kekuatan merupakan fungsi dari tegangan efektif. Perhatikan bahwa diameter lingkaran P, Q , dan R semuanya sama.

Nilai $\Delta\sigma_3$ apa pun dapat dipilih untuk menguji spesimen no. 2. Bagaimanapun, tegangan deviator $(\Delta\sigma_d)_f$ yang menyebabkan kegagalan akan tetap sama.

8.8 UJI KOMPRESI BEBAS PADA LEMPUNG JENUH

Uji kompresi bebas merupakan jenis khusus uji tak terkonsolidasi-tak terdrainase yang umum digunakan untuk spesimen lempung. Dalam pengujian ini, tekanan pengekanan σ_3 adalah 0. Beban aksial diberikan dengan cepat pada spesimen untuk menyebabkan kegagalan.

$$\tau_f = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2} = c_u \quad (8.24)$$



Gambar 8.25 Uji tekan bebas

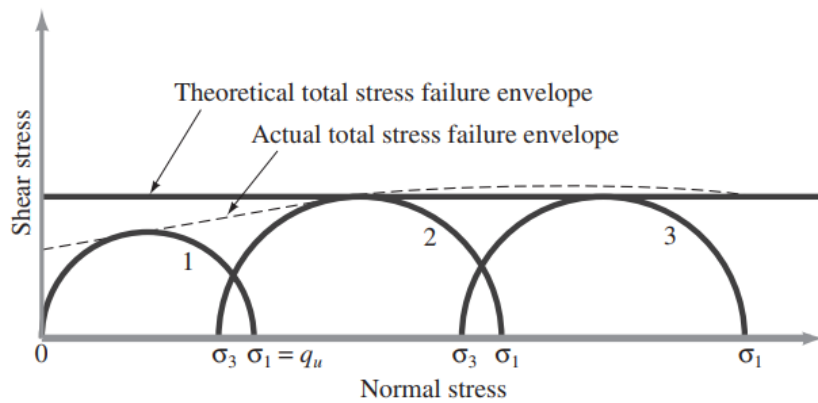
Tabel 8.3 Hubungan umum antara konsistensi dan kuat tekan bebas lempung

Konsistensi	q_u (kN/m ²)
Sangat lunak	0–25
Lunak	25–50
Sedang	50–100
Kaku	100–200
Sangat kaku	200–400
Keras	>400

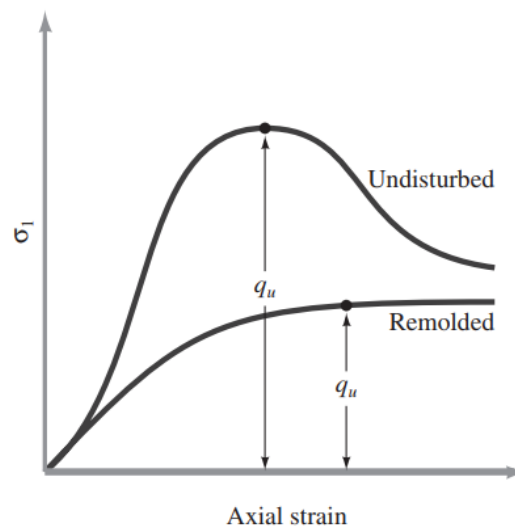
Saat kegagalan, tegangan utama minor total adalah 0 dan tegangan utama mayor total adalah σ_1 (Gambar 8.25). Karena kuat geser tak terdrainase tidak bergantung pada tekanan pengekangan, kita peroleh di mana q_u adalah kuat tekan bebas. Tabel 8.3 memberikan perkiraan konsistensi lempung berdasarkan kuat tekan bebasnya. Foto peralatan uji kompresi bebas ditunjukkan pada Gambar 8.26.



Gambar 8.26 Peralatan uji kompresi tanpa batas



Gambar 8.27 Perbandingan hasil uji tekan bebas dan uji tak terkonsolidasi-tak terdrainase untuk tanah lempung jenuh. (Catatan: Lingkaran Mohr nomor 1 untuk uji tekan bebas; lingkaran Mohr nomor 2 dan 3 untuk uji triaksial tak terkonsolidasi-tak terdrainase.)



Gambar 8.28 Kekuatan tekan tak terbatas untuk tanah liat tak terganggu dan tanah liat yang dibentuk ulang

Secara teoritis, untuk spesimen lempung jenuh yang serupa, uji tekan bebas dan uji triaksial tak terkonsolidasi-tak terdrainase seharusnya menghasilkan nilai c_u yang sama. Namun, dalam praktiknya, uji tekan bebas pada lempung jenuh menghasilkan nilai c_u yang sedikit lebih rendah daripada yang diperoleh dari uji tak terkonsolidasi-tak terdrainase. Fakta ini ditunjukkan pada Gambar 8.27.

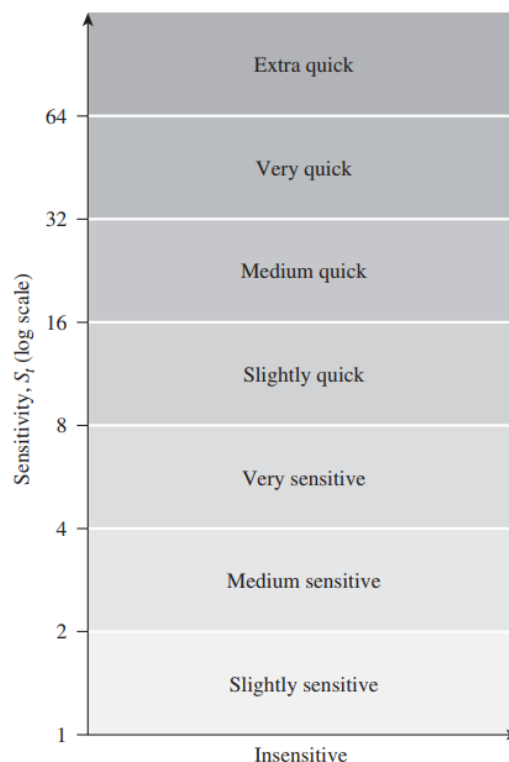
8.9 SENSITIVITAS DAN TIKSOTROPI LEMPUNG

Pada banyak tanah lempung yang terdeposisi secara alami, kuat tekan bebas berkurang drastis ketika tanah diuji setelah mengalami remolding tanpa perubahan kadar air, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 8.28. Sifat tanah lempung ini disebut sensitivitas. Derajat sensitivitas dapat didefinisikan sebagai rasio kuat tekan bebas dalam keadaan tidak terganggu dengan kuat tekan bebas dalam keadaan termolding, atau

$$S_t = \frac{q_{u(\text{undisturbed})}}{q_{u(\text{remolded})}} \quad (8.25)$$

Rasio sensitivitas sebagian besar lempung berkisar antara 1 hingga 8; namun, endapan lempung laut yang sangat berflokulen mungkin memiliki rasio sensitivitas berkisar antara 10 hingga 80. Ada juga beberapa lempung yang berubah menjadi cairan kental setelah dibentuk ulang. Lempung ini sebagian besar ditemukan di daerah yang sebelumnya mengalami glasiasi di Amerika Utara dan Skandinavia dan disebut sebagai lempung "cepat". Rosenqvist (1953) mengklasifikasikan lempung berdasarkan sensitivitasnya. Klasifikasi umum ini ditunjukkan pada Gambar 8.29.

Hilangnya kekuatan tanah lempung akibat dibentuk ulang terutama disebabkan oleh kerusakan struktur partikel lempung yang terbentuk selama proses sedimentasi awal. Namun, jika setelah dibentuk ulang, spesimen tanah dijaga dalam keadaan tidak terganggu (yaitu, tanpa perubahan kadar air), tanah tersebut akan terus bertambah kuat seiring waktu. Fenomena ini disebut sebagai tiksotropi. Tiksotropi adalah proses reversibel yang bergantung pada waktu, di mana material dengan komposisi dan volume konstan melunak ketika dicetak ulang. Kehilangan kekuatan ini secara bertahap kembali seiring waktu ketika material dibiarkan diam.



Gambar 8.29 Klasifikasi lempung berdasarkan sensitivitas

Sebagian besar tanah bersifat tiksotropik parsial; sebagian dari kehilangan kekuatan yang disebabkan oleh pembentukan ulang tidak pernah kembali seiring waktu. Untuk tanah, perbedaan antara kekuatan tanpa gangguan dan kekuatan setelah pengerasan tiksotropik

dapat dikaitkan dengan kerusakan struktur partikel lempung yang terbentuk selama proses sedimentasi awal.

8.10 ANISOTROPI PADA KEKUATAN GESER TAK TERDRAINASE

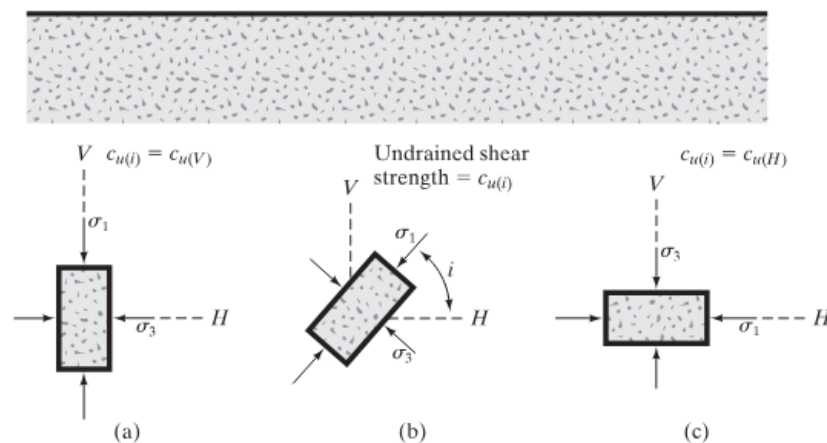
Karena sifat pengendapan tanah kohesif dan konsolidasi selanjutnya, partikel lempung cenderung berorientasi tegak lurus terhadap arah tegangan utama utama. Orientasi paralel partikel lempung dapat menyebabkan kekuatan lempung bervariasi terhadap arah, atau dengan kata lain, lempung dapat bersifat anisotropik terhadap kekuatan. Fakta ini dapat ditunjukkan dengan bantuan Gambar 8.30, di mana V dan H adalah arah vertikal dan horizontal yang berimpit dengan garis-garis yang tegak lurus dan sejajar dengan bidang perlapisan endapan tanah. Jika spesimen tanah dengan sumbu miring membentuk sudut i terhadap horizontal dikumpulkan dan dilakukan pengujian tak terdrainase, maka kuat geser tak terdrainase dapat ditentukan dengan

$$c_{u(i)} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (8.26)$$

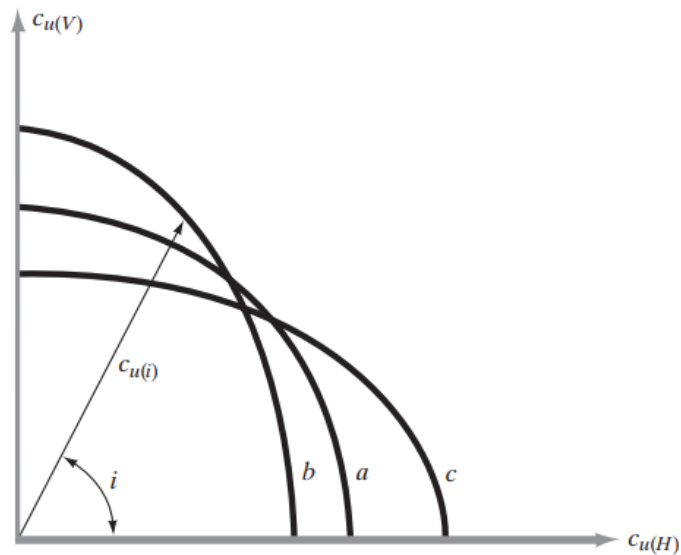
di mana $c_{u(i)}$ adalah kekuatan geser tak terdrainase ketika tegangan utama utama membentuk sudut i terhadap horizontal.

Misalkan kuat geser tak terdrainase dari spesimen tanah dengan sumbu vertikal [yaitu, $c_{u(i=90^\circ)}$] disebut sebagai $c_{u(V)}$ (Gambar 8.30a); demikian pula, misalkan kuat geser tak terdrainase dengan sumbu horizontal [yaitu, $c_{u(i=0^\circ)}$] disebut sebagai $c_{u(H)}$ (Gambar 8.30c). Jika $c_{u(V)} = c_{u(i)} = c_{u(H)}$, tanah bersifat isotropik terhadap kekuatan, dan variasi kuat geser tak terdrainase dapat direpresentasikan oleh lingkaran dalam diagram polar, seperti yang ditunjukkan oleh kurva a pada Gambar 8.31. Namun, jika tanah bersifat anisotropik, $c_{u(i)}$ akan berubah terhadap arah. Casagrande dan Carrillo (1944) mengusulkan persamaan berikut untuk variasi arah kuat geser tak terdrainase:

$$c_{u(i)} = c_{u(H)} + [c_{u(V)} - c_{u(H)}] \sin^2 i \quad (8.27)$$



Gambar 8.30 Anisotropi kekuatan pada lempung

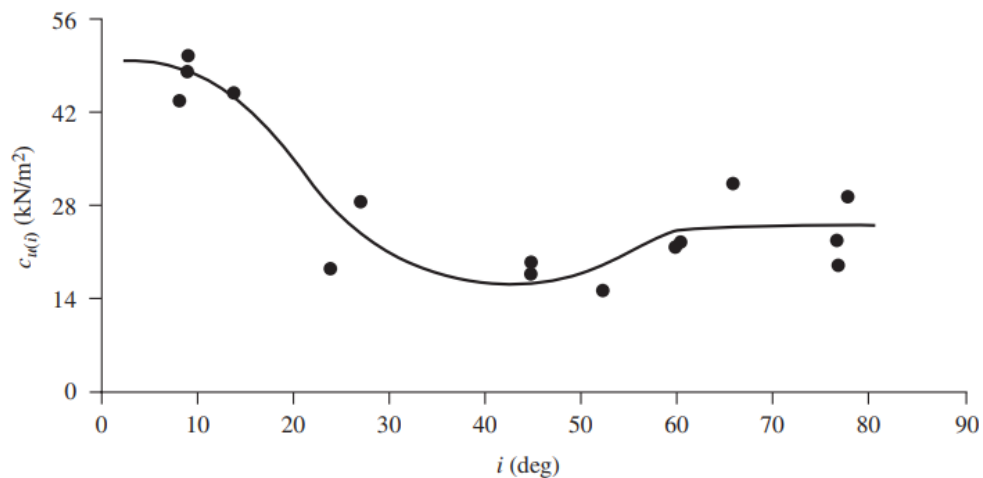


Gambar 8.31 Variasi arah kekuatan lempung tak terdrainase

Ketika $c_{u(V)} > c_{u(H)}$, sifat variasi $c_{u(i)}$ dapat direpresentasikan oleh kurva b pada Gambar 8.31. Demikian pula, jika $c_{u(V)} < c_{u(H)}$, variasi $c_{u(i)}$ diberikan oleh kurva c. Koefisien anisotropi dapat didefinisikan sebagai

$$K = \frac{c_{u(V)}}{c_{u(H)}} \quad (8.28)$$

Dalam kasus endapan tanah alami, nilai K dapat bervariasi dari 0,75 hingga 2,0. K umumnya kurang dari 1 pada lempung yang terkonsolidasi berlebihan. Gambar 8.32 menunjukkan variasi arah untuk $c_{u(\alpha)}$ berdasarkan Persamaan (8.27). Anisotropi terhadap kekuatan lempung dapat memiliki pengaruh penting pada berbagai perhitungan stabilitas.



Gambar 8.32 Variasi arah c_u untuk lempung Winnipeg Upper Brown yang tidak terganggu

Latihan Soal

- 8.1. Uji geser langsung dilakukan pada benda uji pasir kering dengan tegangan normal 140 kN/m^2 . Kegagalan terjadi pada tegangan geser $94,5 \text{ kN/m}^2$. Ukuran benda uji yang diuji adalah $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \times 25 \text{ mm}$ (tinggi). Tentukan sudut gesek, ϕ' . Untuk tegangan normal 84 kN/m^2 , berapa gaya geser yang diperlukan untuk menyebabkan kegagalan benda uji?
- 8.2. Ukuran benda uji pasir dalam uji geser langsung adalah $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \times 30 \text{ mm}$ (tinggi). Diketahui bahwa, untuk pasir, $\tan \phi' = 0,65/e$ (dengan e = rasio pori) dan berat jenis padatan tanah $G_s = 2,65$. Selama pengujian, tegangan normal 140 kN/m^2 diterapkan. Kegagalan terjadi pada tegangan geser 105 kN/m^2 . Berapa massa spesimen pasir tersebut?
- 8.3. Sudut gesek pasir kering yang dipadatkan adalah 38° . Dalam uji geser langsung pada pasir, tegangan normal sebesar 84 kN/m^2 diterapkan. Ukuran spesimen adalah $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \times 30 \text{ mm}$ (tinggi). Berapa gaya geser (dalam kN) yang akan menyebabkan kegagalan?
- 8.4. Ulangi Soal 8.3 dengan perubahan berikut:
sudut gesek = 37°
tegangan normal = 150 kN/m^2
- 8.5. Berikut adalah hasil dari empat uji geser langsung terdrainase pada lempung yang terkonsolidasi normal:
diameter spesimen = 50 mm
tinggi spesimen = 25 mm

Test No.	Normal Force (N)	Shear Force at Failure (N)
1	271	120.6
2	406.25	170.64
3	474	204.1
4	541.65	244.3

Gambarkan grafik tegangan geser saat runtuh terhadap tegangan normal. Tentukan sudut gesek terdrainase dari grafik tersebut.

- 8.6. Hubungan antara kerapatan relatif, D_r , dan sudut gesek, ϕ' , dari pasir dapat dinyatakan sebagai $\phi'^{\circ} = 25 + 0,18 D_r$ (D_r dalam %). Uji triaksial terdrainase pada pasir yang sama dilakukan dengan tekanan pengurung ruang sebesar 105 kN/m^2 . Kerapatan pemadatan relatif adalah 45%. Hitung tegangan utama mayor saat runtuh.
- 8.7. Perhatikan uji triaksial yang dijelaskan pada Soal 8.6.
- Perkirakan sudut yang dibentuk bidang runtuh dengan bidang utama mayor.
 - Tentukan tegangan normal dan geser (ketika spesimen runtuh) pada bidang yang membentuk sudut 30° dengan bidang utama mayor.
- 8.8. Selubung kegagalan tegangan efektif pasir dapat dinyatakan sebagai $\tau_f = \sigma' \tan 41^\circ$. Uji triaksial terdrainase dilakukan pada pasir yang sama. Spesimen gagal ketika

tegangan deviator mencapai 400,5 kN/m². Berapa tekanan pengurung ruang selama pengujian?

8.9. Lihat Soal 8.8.

- a. Perkirakan sudut yang dibentuk bidang keruntuhan dengan bidang utama minor.
- b. Tentukan tegangan normal dan tegangan geser pada bidang yang membentuk sudut 35° dengan bidang utama minor.

8.10. Untuk lempung yang terkonsolidasi normal, hasil uji triaksial terdrainase adalah sebagai berikut:

- Tekanan pengurung ruang = 150 kN/m²
- Tegangan deviator saat runtuh = 275 kN/m². Tentukan sudut gesek tanah, ϕ' .

8.11. Untuk lempung yang terkonsolidasi normal, diberikan $\phi' = 25^\circ$. Dalam uji triaksial terdrainase, spesimen gagal pada tegangan deviator 154 kN/m². Berapakah tekanan pengurung ruang, σ^3 ?

8.12. Uji triaksial terkonsolidasi-drainase dilakukan pada tanah lempung yang terkonsolidasi normal. Hasilnya adalah sebagai berikut:

$$\sigma_3 = 276 \text{ kN/m}^2$$
$$(\Delta\sigma_d)_f = 276 \text{ kN/m}^2$$

- a. Tentukan sudut gesek, ϕ' .
- b. Berapakah sudut θ yang dibentuk oleh bidang keruntuhan terhadap tegangan utama mayor?
- c. Tentukan tegangan normal σ' dan tegangan geser τ_f pada bidang keruntuhan.

8.13. Lihat Soal 8.12.

- a. Tentukan tegangan normal efektif pada bidang tegangan geser maksimum.
- b. Jelaskan mengapa keruntuhan geser terjadi di sepanjang bidang yang ditentukan pada bagian (b) dan bukan di sepanjang bidang tegangan geser maksimum.

8.14. Hasil dari dua uji triaksial terdrainase pada lempung jenuh diberikan di sini:

- Spesimen I: Tekanan pengurung ruang = 69 kN/m²
Tegangan deviator saat runtuh = 213 kN/m²
- Spesimen II: Tekanan pengurung ruang = 120 kN/m²
Tegangan deviator saat runtuh = 258,7 kN/m² Hitung parameter kuat geser tanah.

8.15. Tanah berpasir memiliki sudut gesek terdrainase 36°. Dalam uji triaksial terdrainase pada tanah yang sama, tegangan deviator saat runtuh adalah 268 kN/m². Berapakah tekanan pengurung ruang?

8.16. Uji konsolidasi-tak terdrainase dilakukan pada spesimen terkonsolidasi normal dengan tekanan pengurung ruang 140 kN/m². Spesimen tersebut runtuh saat tegangan deviator sebesar 126 kN/m². Tekanan air pori pada spesimen saat itu adalah 76,3 kN/m². Tentukan sudut gesek terkonsolidasi-tak terdrainase dan terdrainase.

8.17. Ulangi Soal 8.16 dengan nilai-nilai berikut:

$$\begin{aligned}\sigma_3 &= 84 \text{ kN/m}^2 \\ (\Delta\sigma_d)_f &= 58.7 \text{ kN/m}^2 \\ (\Delta\sigma_d)_f &= 39.2 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

8.18. Kuat geser lempung yang terkonsolidasi normal dapat ditentukan oleh persamaan $\tau_f = \sigma' \tan 28^\circ$. Uji triaksial terkonsolidasi-tak terdrainase dilakukan pada lempung tersebut. Berikut adalah hasil pengujian:

- Tekanan pengurung ruang = 105 kN/m²
- Tegangan deviator saat runtuh = 97 kN/m²
 - a. Tentukan sudut gesek terkonsolidasi-tak terdrainase, ϕ
 - b. Berapa tekanan air pori yang terbentuk pada spesimen lempung saat runtuh?

8.19. Untuk spesimen lempung yang dijelaskan pada Soal 8.18, berapakah tegangan deviator saat runtuh jika uji terdrainase dilakukan dengan tekanan pengurung ruang yang sama (yaitu, $\sigma^3 = 105 \text{ kN/m}^2$)?

8.20. Untuk tanah lempung, diketahui $\phi' = 28^\circ$ dan $\phi = 18^\circ$. Uji triaksial terkonsolidasi-tak terdrainase dilakukan pada tanah lempung ini dengan tekanan pengurung ruang sebesar 105 kN/m². Tentukan tegangan deviator dan tekanan air pori saat runtuh.

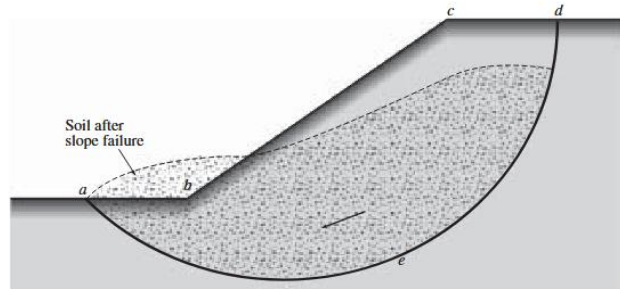
8.21. Selama uji triaksial terkonsolidasi-tak terdrainase pada spesimen tanah lempung, tegangan utama minor dan mayor saat runtuh masing-masing adalah 96 kN/m² dan 187 kN/m². Berapa tegangan aksial saat runtuh jika spesimen serupa dikenai uji tekan tak terkekang?

8.22. Sudut gesek, ϕ' , dari spesimen lempung terkonsolidasi normal yang dikumpulkan selama eksplorasi lapangan ditentukan dari uji triaksial terdrainase sebesar 22° . Kuat tekan tak terkekang, q_u , dari spesimen serupa ditemukan sebesar 120 kN/m². Tentukan tekanan air pori saat runtuh untuk uji tekan tak terkekang. 8.23 Ulangi Soal 8.22 dengan $\phi' = 25^\circ$ dan $q_u = 121,5 \text{ kN/m}^2$.

BAB 9

STABILITAS LERENG

Permukaan tanah terbuka yang membentuk sudut terhadap horizontal disebut lereng tak terkekang. Lereng ini dapat alami atau buatan. Jika permukaan tanah tidak horizontal, komponen gravitasi akan menyebabkan tanah bergerak ke bawah, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 9.1. Jika komponen gravitasi cukup besar, keruntuhan lereng dapat terjadi; yaitu, massa tanah di zona abcdea dapat meluncur ke bawah. Gaya dorong mengatasi hambatan dari kekuatan geser tanah di sepanjang permukaan pecah.



Gambar 9.1 Keruntuhan Lereng

Dalam banyak kasus, insinyur sipil diharapkan melakukan perhitungan untuk memeriksa keamanan lereng alami, lereng galian, dan tanggul yang dipadatkan. Proses ini, yang disebut analisis stabilitas lereng, melibatkan penentuan dan perbandingan tegangan geser yang terjadi di sepanjang permukaan pecah yang paling mungkin dengan kekuatan geser tanah.

Analisis stabilitas lereng bukanlah tugas yang mudah. Mengevaluasi variabel seperti stratifikasi tanah dan parameter kekuatan geser di tempatnya dapat terbukti menjadi tugas yang berat. Rembesan melalui lereng dan pemilihan permukaan longsor yang potensial menambah kompleksitas permasalahan. Bab ini menjelaskan prinsip-prinsip dasar yang terlibat dalam analisis stabilitas lereng.

9.1 FAKTOR KEAMANAN

Tugas insinyur yang bertugas menganalisis stabilitas lereng adalah menentukan faktor keamanan. Umumnya, faktor keamanan didefinisikan sebagai

$$FS_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (9.1)$$

di mana

FS_s = faktor keamanan terhadap kekuatan

τ_f = kuat geser rata-rata tanah

τ_d = tegangan geser rata-rata yang terbentuk di sepanjang permukaan kegagalan potensial

Kekuatan geser tanah terdiri dari dua komponen, kohesi dan gesekan, dan dapat dinyatakan sebagai

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (9.2)$$

di mana

c' = kohesi

ϕ' = sudut gesek terdrainase

σ' = tegangan normal efektif pada permukaan kegagalan potensial

Dengan cara yang sama, kita juga dapat menuliskan

$$\tau_d = c'_d + \sigma' \tan \phi'_d \quad (9.3)$$

di mana c'_d dan ϕ'_d masing-masing adalah kohesi efektif dan sudut gesek yang terbentuk di sepanjang permukaan kegagalan potensial. Dengan mensubstitusikan Persamaan (9.2) dan (9.3) ke dalam Persamaan (9.1), kita peroleh

$$FS_s = \frac{c' + \sigma' \tan \phi'}{c'_d + \sigma' \tan \phi'_d} \quad (9.4)$$

Sekarang kita dapat memperkenalkan beberapa aspek lain dari faktor keamanan—yaitu, faktor keamanan terhadap kohesi, FS'_c , dan faktor keamanan terhadap gesekan, FS'_ϕ . Aspek-aspek tersebut didefinisikan sebagai berikut:

$$FS'_c = \frac{c'}{c'_d} \quad (9.5)$$

Dan

$$FS'_\phi = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} \quad (9.6)$$

Ketika Persamaan (9.4), (9.5), dan (9.6) dibandingkan, kita melihat bahwa ketika FS'_c menjadi sama dengan FS'_ϕ , maka itu adalah faktor keamanan terhadap kekuatan. Atau, jika

$$\frac{c'}{c'_d} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d}$$

kita bisa menulis

$$FS_s = FS'_c = FS'_\phi \quad (9.7)$$

Ketika FS sama dengan 1, lereng berada dalam kondisi hampir runtuh. Umumnya, nilai 1,5 untuk faktor keamanan terhadap kekuatan dapat diterima untuk desain lereng yang stabil.

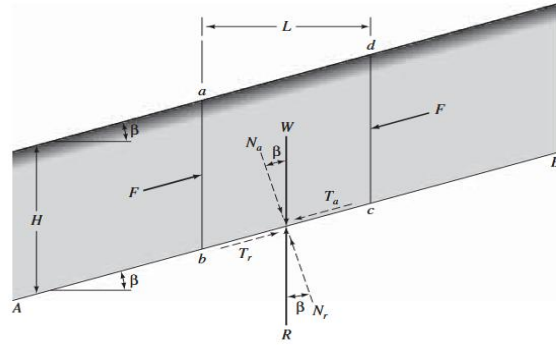
9.2 STABILITAS LERENG TAK TERHINGGA

Dalam mempertimbangkan masalah stabilitas lereng, kita dapat memulai dengan kasus lereng tak terhingga, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 9.2. Lereng tak terhingga adalah

lereng dengan H jauh lebih besar daripada tinggi lereng. Kekuatan geser tanah dapat ditentukan oleh [Persamaan (9.2)]

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Kita akan mengevaluasi faktor keamanan terhadap kemungkinan keruntuhan lereng di sepanjang bidang AB yang terletak pada kedalaman H di bawah permukaan tanah. Keruntuhan lereng dapat terjadi akibat pergerakan tanah di atas bidang AB dari kanan ke kiri.



Mari kita perhatikan elemen lereng, $abcd$, yang memiliki panjang satuan

Gambar 9.2 Analisis kemiringan tak terhingga (tanpa) rembesan)

tegak lurus terhadap bidang penampang yang ditunjukkan. Gaya-gaya, F , yang bekerja pada permukaan ab dan cd adalah sama besar dan berlawanan arah, sehingga dapat diabaikan. Berat efektif elemen tanah adalah (dengan tekanan air pori sama dengan 0)

$$w = (\text{volume of the soil element}) \times (\text{unit weight of soil}) = \gamma LH \quad (9.8)$$

Berat, W , dapat diuraikan menjadi dua komponen:

1. Gaya tegak lurus bidang $AB = N_a = W \cos \beta = \gamma LH \cos \beta$.
2. Gaya sejajar bidang $AB = T_a = W \sin \beta = \gamma LH \sin \beta$. Perhatikan bahwa gaya inilah yang cenderung menyebabkan longsor di sepanjang bidang.

Dengan demikian, tegangan normal efektif σ' dan tegangan geser τ pada dasar elemen lereng dapat diberikan sebagai berikut:

$$\sigma' = \frac{N_a}{\text{area of the base}} = \frac{\gamma LH \cos \beta}{\left(\frac{L}{\cos \beta}\right)} = \gamma H \cos^2 \beta \quad (9.9)$$

Dan

$$\tau = \frac{T_a}{\text{area of the base}} = \frac{\gamma LH \sin \beta}{\left(\frac{L}{\cos \beta}\right)} = \gamma H \cos^2 \beta \sin \beta \quad (9.10)$$

Reaksi terhadap berat W adalah gaya R yang sama besar dan berlawanan arah. Komponen normal dan tangensial R terhadap bidang AB adalah N_r dan T_r :

$$N_r = R \cos \beta = W \cos \beta \quad (9.11)$$

$$T_r = R \sin \beta = W \sin \beta \quad (9.12)$$

Untuk kesetimbangan, tegangan geser resistif yang timbul di dasar elemen sama dengan $(T_r)/(\text{luas alas}) = \gamma H \sin \beta \cos \beta$. Hal ini juga dapat ditulis dalam bentuk [Persamaan (9.3)]

$$\tau_d = c'_d + \tan \phi'_d$$

Nilai tegangan normal efektif diberikan oleh Persamaan (9.9). Substitusi Persamaan (9.9) ke Persamaan (9.3) menghasilkan

$$\tau_d = c'_d + \gamma H \cos^2 \beta \tan \phi'_d \quad (9.13)$$

Dengan demikian,

$$\gamma H \sin \beta \cos \beta = c'_d + \gamma H \cos^2 \beta \tan \phi'_d$$

Atau

$$\begin{aligned} \frac{c'_d}{\gamma H} &= \sin \beta \cos \beta - \cos^2 \beta \tan \phi'_d \\ &= \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi'_d) \end{aligned} \quad (9.14)$$

Faktor keamanan terhadap kekuatan didefinisikan dalam Persamaan (9.7), yang darinya

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_d}{FS_s} \quad \text{and} \quad c'_d = \frac{c'}{FS_s} \quad (9.15)$$

Dengan mensubstitusikan hubungan sebelumnya ke dalam persamaan (9.14), kita memperoleh

$$FS_s = \frac{c'}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (9.16)$$

Untuk tanah granular, $c' = 0$, dan faktor keamanan, FS_s , menjadi sama dengan $(\tan \phi')/(\tan \beta)$. Hal ini menunjukkan bahwa, pada kemiringan tak terhingga di tanah berpasir, nilai FS_s tidak bergantung pada tinggi H , dan lereng tersebut stabil selama $\beta < \phi'$. Sudut ϕ' untuk tanah tanpa kohesi disebut sudut diam.

Jika suatu tanah memiliki kohesi dan gesekan, kedalaman bidang tempat terjadinya kesetimbangan kritis dapat ditentukan dengan mensubstitusikan $FS_s = 1$ dan $H = H_{cr}$ ke dalam Persamaan (9.16). Dengan demikian,

$$H_{cr} = \frac{c'}{\gamma} \frac{1}{\cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi')} \quad (9.17)$$

Jika terjadi rembesan melalui tanah dan muka air tanah sejajar dengan permukaan tanah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 9.3, maka faktor keamanan terhadap kekuatan dapat diperoleh sebagai berikut:

$$FS_s = \frac{c}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta} \quad (9.18)$$

di mana

γ_{sat} = berat satuan jenuh tanah

γ' = berat satuan efektif tanah

9.3 LERENG TERHINGGA

Ketika nilai H_{cr} mendekati tinggi lereng, lereng tersebut umumnya dianggap terhingga. Ketika menganalisis stabilitas lereng terhingga pada tanah homogen, untuk penyederhanaan, kita perlu membuat asumsi tentang bentuk umum permukaan potensi longsor. Meskipun terdapat banyak bukti bahwa longsor lereng biasanya terjadi pada permukaan kegagalan yang melengkung, Culmann

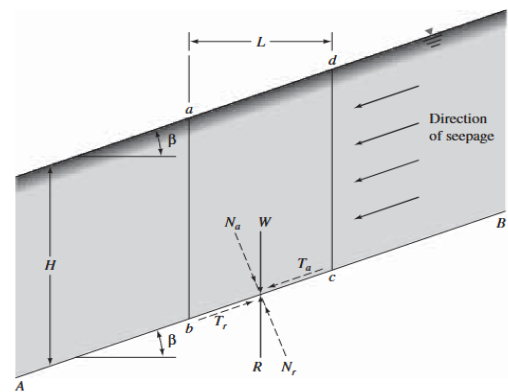
(1875) mengaproksimasi permukaan potensi longsor

sebagai bidang datar. Faktor keamanan, FS_s , yang dihitung menggunakan aproksimasi Culmann memberikan hasil yang cukup baik hanya untuk lereng yang hampir vertikal. Setelah penyelidikan ekstensif terhadap kegagalan lereng pada tahun 1920-an, sebuah komisi geoteknik Swedia merekomendasikan agar permukaan longsor aktual dapat didekati menjadi silinder melingkar.

Sejak saat itu, sebagian besar analisis stabilitas lereng konvensional dilakukan dengan mengasumsikan bahwa kurva potensi longsor merupakan busur lingkaran. Namun, dalam banyak keadaan (misalnya, bendungan dan fondasi yang dikategorikan pada lapisan tanah lemah), analisis stabilitas menggunakan kegagalan bidang geser lebih tepat dan menghasilkan hasil yang sangat baik.

Analisis Lereng Terhingga dengan Permukaan Keruntuhan Bidang (Metode Culmann)

Analisis ini didasarkan pada asumsi bahwa keruntuhan lereng terjadi di sepanjang bidang ketika tegangan geser rata-rata yang cenderung menyebabkan kelongsoran lebih besar daripada kuat geser tanah. Selain itu, bidang yang paling kritis adalah bidang yang memiliki rasio minimum antara tegangan geser rata-rata yang cenderung menyebabkan keruntuhan terhadap kuat geser tanah. Gambar 9.4 menunjukkan lereng dengan tinggi H . Lereng tersebut naik membentuk sudut β terhadap horizontal. AC adalah bidang keruntuhan uji. Jika kita



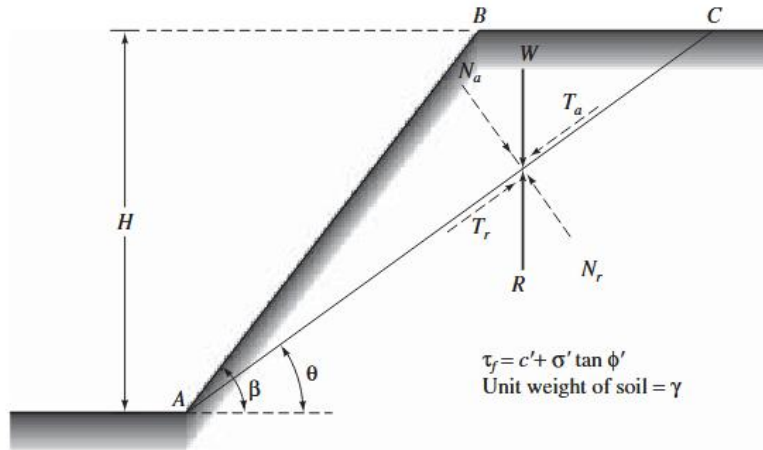
Gambar 9.3 Kemiringan tak terhingga dengan rembesan

mempertimbangkan panjang satuan yang tegak lurus terhadap penampang lereng, berat baji $ABC = W$:

$$\begin{aligned} W &= \frac{1}{2}(H)(\overline{BC})(1)(\gamma) \\ &= \frac{1}{2}H(H \cot \theta - H \cot \beta)\gamma \\ &= \frac{1}{2}\gamma H^2 \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \end{aligned} \quad (9.19)$$

Komponen normal dan tangensial W terhadap bidang AC adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} N_a &= \text{normal component} = W \cos \theta \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \cos \theta \end{aligned} \quad (9.20)$$



Gambar 9.4 Analisis kemiringan hingga—metode Culmann

$$\begin{aligned} T_a &= \text{tangential component} = W \sin \theta \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin \theta \end{aligned} \quad (9.21)$$

Rata-rata tegangan normal efektif dan tegangan geser pada bidang AC dapat diberikan oleh

 σ' = average effective normal stress

$$\begin{aligned} \frac{N_a}{(\overline{AC})(1)} &= \frac{N_a}{\left(\frac{H}{\sin \theta}\right)} \\ &= \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \cos \theta \sin \theta \end{aligned} \quad (9.22)$$

Dan

 τ = average shear stress

$$\begin{aligned}
&= \frac{T_a}{(AC)(1)} = \frac{T_a}{\left(\frac{H}{\sin \theta}\right)} \\
&\frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin^2 \theta
\end{aligned} \tag{9.23}$$

Tegangan geser resistif rata-rata yang berkembang sepanjang bidang AC juga dapat dinyatakan sebagai

$$\begin{aligned}
\tau_d &= c'_d + \sigma' \tan \phi'_d \\
&= c'_d + \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \cos \theta \sin \theta \tan \phi'_d
\end{aligned} \tag{9.24}$$

Sekarang, dari Persamaan (9.23) dan (9.24), kita memiliki

$$\frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin^2 \theta = c'_d + \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \cos \theta \sin \theta \tan \phi'_d \tag{9.25}$$

Atau

$$c'_d = \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)(\sin \theta - \cos \theta \tan \phi'_d)}{\sin \beta} \right] \tag{9.26}$$

Persamaan dalam Persamaan (9.26) diturunkan untuk bidang kegagalan uji AC . Dalam upaya menentukan bidang kegagalan kritis, kami menggunakan prinsip maksima dan minima (untuk nilai ϕ'_d tertentu) untuk menemukan sudut θ di mana kohesi yang terbentuk akan mencapai maksimum. Dengan demikian, turunan pertama c'_d terhadap θ ditetapkan sama dengan 0, atau

$$\frac{\partial c'_d}{\partial \theta} = 0 \tag{9.27}$$

Karena γ , H , dan b adalah konstanta dalam Persamaan (9.26), kita memiliki

$$\frac{\partial}{\partial \theta} [\sin(\beta - \theta)(\sin \theta - \cos \theta \tan \phi'_d)] = 0 \tag{9.28}$$

Penyelesaian Persamaan (9.28) memberikan nilai kritis θ , atau

$$\theta_{cr} = \frac{\beta + \phi'_d}{2} \tag{9.29}$$

Substitusi nilai $\theta = \theta_{cr}$ ke persamaan (9.26) menghasilkan

$$c'_d = \frac{\gamma H}{4} \left[\frac{1 - \cos(\beta - \phi'_d)}{\sin \beta \cos \phi'_d} \right] \tag{9.30}$$

Ketinggian maksimum lereng di mana keseimbangan kritis terjadi dapat diperoleh dengan mensubstitusikan $c'_d = c'$ dan $\phi'_d = \phi'$ ke dalam Persamaan (9.30). Dengan demikian,

$$H_{cr} = \frac{4c'}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta \cos \phi'}{1 - \cos(\beta - \phi')} \right] \quad (9.31)$$

Contoh 9.1

Pemotongan akan dilakukan pada tanah dengan $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $c' = 40 \text{ kN/m}^3$, dan $\phi' = 15^\circ$. Sisi lereng pemotongan akan membentuk sudut 30° terhadap horizontal. Berapa kedalaman lereng pemotongan yang akan memiliki faktor keamanan, FS_s , sebesar 3?

Solusi

Diberikan $\phi' = 15^\circ$ dan $c' = 40 \text{ kN/m}^2$. Jika $FS_s = 3$, maka FS_c' dan FS_ϕ' keduanya harus sama dengan 3. Kita peroleh

$$FS_c' = \frac{c'}{c'_d}$$

Atau

$$c'_d = \frac{c'}{FS_c'} = \frac{c'}{FS_s} = \frac{40}{3} = 13.33 \text{ kN/m}^2$$

Demikian pula,

$$FS_\phi' = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d}$$

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'}{FS_\phi'} = \frac{\tan \phi'}{FS_s} = \frac{\tan 15}{3}$$

Atau

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left[\frac{\tan 15}{3} \right] = 5.1^\circ$$

Substitusikan nilai c'_d dan ϕ'_d sebelumnya ke persamaan (9.30) menghasilkan

$$H = \frac{4c'_d}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta \cos \phi'_d}{1 - \cos(\beta - \phi'_d)} \right] = \frac{4 \times 13.33}{17} \left[\frac{\sin 30 \cos 5.1}{1 - \cos(30 - 5.1)} \right] \approx \mathbf{16.8 \text{ m}}$$

9.4 ANALISIS LERENG DENGAN KEGAGALAN SIRKULAR

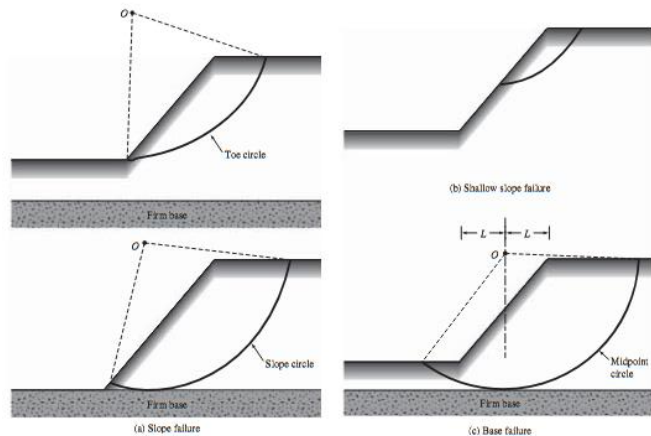
Secara umum, kegagalan lereng terjadi dalam salah satu mode berikut (Gambar 9.5):

1. Ketika kegagalan terjadi sedemikian rupa sehingga permukaan longsor memotong lereng pada atau di atas kakinya, maka disebut kegagalan lereng (Gambar 9.5a). Lingkaran kegagalan disebut lingkaran kaki jika melewati kaki lereng, dan lingkaran lereng jika melewati di atas kaki lereng. Dalam kondisi tertentu, kegagalan lereng dangkal dimungkinkan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 9.5b.

2. Ketika kegagalan terjadi sedemikian rupa sehingga permukaan longsor melewati jarak tertentu di bawah kaki lereng, maka disebut kegagalan dasar (Gambar 9.5c). Lingkaran kegagalan dalam kasus kegagalan dasar disebut lingkaran titik tengah.

Berbagai prosedur analisis stabilitas, secara umum, dapat dibagi menjadi dua kelas utama:

1. *Prosedur massa*. Dalam hal ini, massa tanah di atas permukaan longsor dianggap sebagai satu kesatuan. Prosedur ini berguna ketika tanah pembentuk lereng diasumsikan homogen, meskipun hal ini jarang terjadi pada sebagian besar lereng alami.
2. *Metode irisan*. Dalam prosedur ini, tanah di atas permukaan longsor dibagi menjadi beberapa irisan vertikal paralel. Stabilitas masing-masing irisan dihitung secara terpisah. Ini merupakan teknik serbaguna yang dapat mempertimbangkan ketidakhomogenan tanah dan tekanan air pori. Teknik ini juga memperhitungkan variasi tegangan normal di sepanjang permukaan longsor potensial.



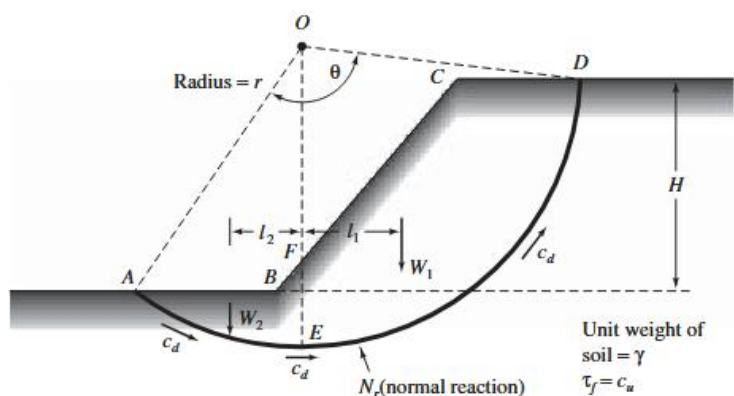
Gambar 9.5 Mode kegagalan kemiringan terbatas

Dasar-dasar analisis stabilitas lereng dengan prosedur massa dan metode irisan disajikan pada bagian-bagian berikut.

9.5 PROSEDUR MASSA ANALISIS STABILITAS SIRKULAR

Lereng pada Tanah Lempung Homogen dengan $\phi = 0$ (Kondisi Tak Terdrainase)

Gambar 9.6 menunjukkan lereng pada tanah homogen. Kuat geser tak terdrainase tanah diasumsikan konstan terhadap kedalaman dan dapat diberikan oleh $\tau_f = c_u$. Untuk melakukan analisis stabilitas, kami memilih kurva potensial uji longsor AED, yang merupakan busur lingkaran dengan jari-jari r . Pusat lingkaran terletak di O . Dengan mempertimbangkan



Gambar 9.6 Analisis stabilitas lereng pada tanah lempung homogen ($\phi = 0$)

panjang satuan yang tegak lurus terhadap bagian lereng, kita dapat memberikan berat total tanah di atas kurva AED sebagai $W = W_1 + W_2$, di mana

$$W_1 = (\text{area of } FCDEF)(\gamma)$$

Dan

$$W_2 = (\text{area of } ABFEA)(\gamma)$$

Perhatikan bahwa γ = berat satuan jenuh tanah.

Keruntuhan lereng dapat terjadi akibat pergeseran massa tanah. Momen gaya dorong terhadap O yang menyebabkan ketidakstabilan lereng adalah

$$M_d = W_1 l_1 - W_2 l_2 \quad (9.32)$$

di mana l_1 dan l_2 adalah lengan momen.

Hambatan terhadap luncuran diturunkan dari kohesi yang bekerja di sepanjang permukaan potensial luncuran. Jika c_d adalah kohesi yang perlu dikembangkan, maka momen gaya-gaya penghambat terhadap O adalah

$$M_R = c_d(AED)(1)(\widehat{r}) = c_d r^2 \theta \quad (9.33)$$

Untuk keseimbangan, $M_R = M_d$; jadi,

Atau

$$c_d = \frac{W_1 l_1 - W_2 l_2}{r^2 \theta} \quad (9.34)$$

Faktor keamanan terhadap geseran sekarang dapat ditemukan:

$$FS_s = \frac{\tau_f}{c_d} = \frac{c_u}{c_d} \quad (9.35)$$

Perhatikan bahwa kurva potensial geser, AED, dipilih secara acak. Permukaan kritis adalah permukaan yang rasio c_u terhadap c_d -nya minimum. Dengan kata lain, c_d maksimum. Untuk menemukan permukaan kritis untuk geser, sejumlah percobaan dilakukan untuk lingkaran percobaan yang berbeda. Nilai minimum faktor keamanan yang diperoleh adalah faktor keamanan terhadap geser untuk lereng, dan lingkaran yang sesuai adalah lingkaran kritis.

Masalah stabilitas jenis ini diselesaikan secara analitis oleh Fellenius (1927) dan Taylor (1937). Untuk kasus lingkaran kritis, kohesi yang berkembang dapat dinyatakan dengan hubungan

$$c_d = \gamma H m$$

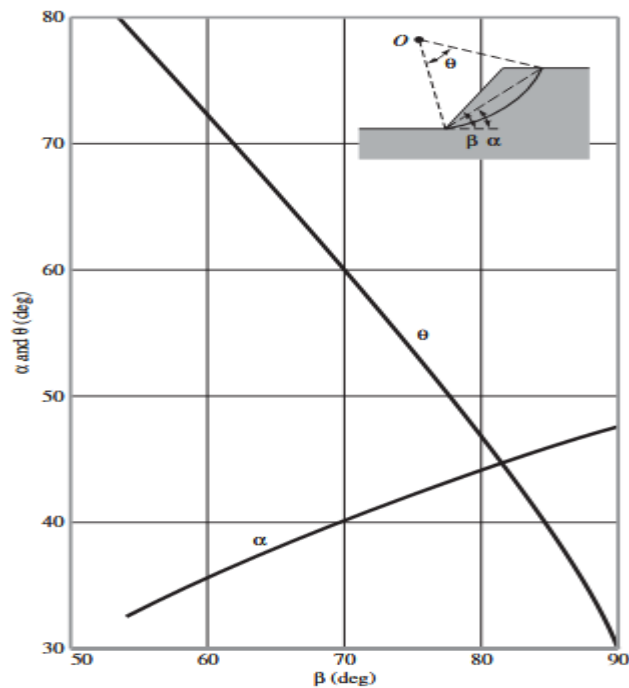
Atau



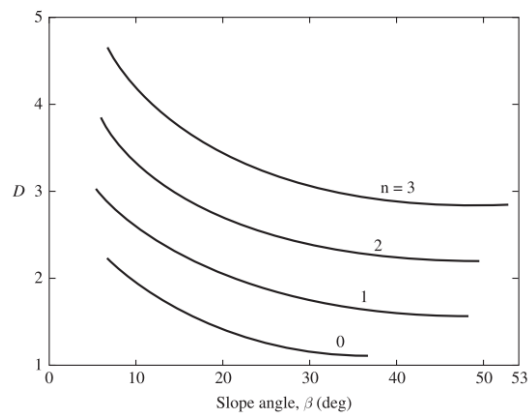
Gambar 9.7 (a) Definisi parameter untuk kegagalan tipe lingkaran titik tengah; (b) plot angka stabilitas terhadap sudut kemiringan.

- Untuk $\beta < 53^\circ$, lingkaran kritis dapat berupa lingkaran kaki, lingkaran lereng, atau lingkaran titik tengah, tergantung pada lokasi dasar yang kokoh di bawah lereng. Ini disebut fungsi kedalaman, yang didefinisikan sebagai

$$D = \frac{\text{jarak vertikal dari puncak lereng ke dasar yang kokoh}}{\text{ketinggian lereng}} \quad (9.38)$$



Gambar 9.8 Lokasi pusat lingkaran kritis untuk $\beta > 53^\circ$



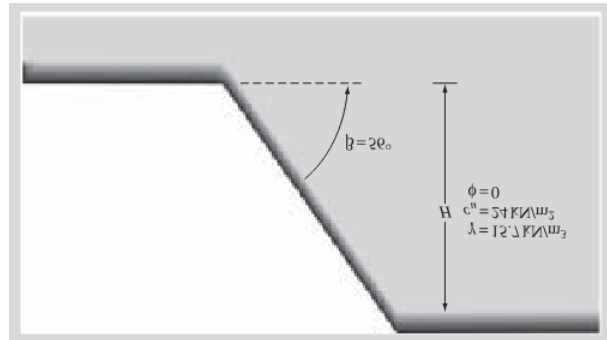
Gambar 9.9 Lokasi titik tengah lingkaran.

3. Ketika lingkaran kritis merupakan lingkaran titik tengah (yaitu, permukaan keruntuhan bersinggungan dengan dasar yang kokoh), posisinya dapat ditentukan dengan bantuan Gambar 9.9.
4. Nilai maksimum angka stabilitas untuk keruntuhan pada lingkaran titik tengah adalah 0,181.

Contoh 9.2

Lereng yang dipotong pada tanah lempung jenuh (Gambar 9.10) membentuk sudut 56° terhadap horizontal.

- a. Tentukan kedalaman maksimum pemotongan yang dapat dilakukan. Asumsikan permukaan kritis untuk longsor berbentuk silinder melingkar. Bagaimana sifat lingkaran kritis tersebut (yaitu, ujung lereng, lereng, atau titik tengah)?
- b. Merujuk pada bagian a, tentukan jarak titik potong lingkaran longsor kritis dari tepi atas lereng.
- c. Seberapa dalam pemotongan harus dilakukan jika faktor keamanan terhadap geseran sebesar 2 diperlukan?



Gambar 9.10

Solusi

Bagian a.

Karena sudut kemiringan $\beta = 56^\circ > 53^\circ$, lingkaran kritisnya adalah lingkaran ujung. Dari Gambar 9.7, untuk $\beta = 56^\circ$, $m = 0,185$. Dengan menggunakan Persamaan (9.37), kita peroleh

$$H_{cr} = \frac{C_u}{\gamma m} = \frac{24}{(15.7)(0.185)} = 8.26\text{m} \approx \mathbf{8.35\text{m}}$$

Bagian b.

Lihat Gambar 9.11. Untuk lingkaran kritis, kita memiliki

$$\overline{BC} = \overline{EF} = \overline{AF} - \overline{AE} = H_{cr}(\cot \alpha - \cot 56^\circ)$$

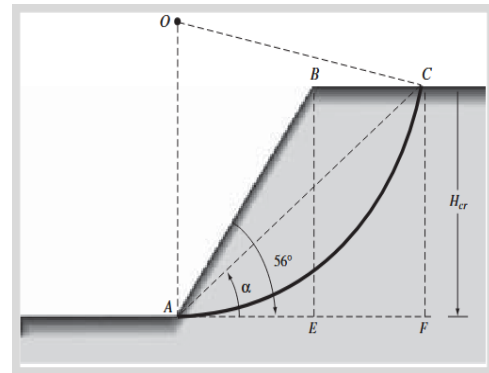
Dari Gambar 9.8, untuk $\beta = 56^\circ$, besarnya α adalah 33° , jadi

$$\overline{BC} = 8.25(\cot 33 - \cot 56) = 7.15\text{m} \\ \approx \mathbf{7.15\text{m}}$$

Bagian c.

Kohesi yang dikembangkan adalah

$$c_d = \frac{c_u}{FS_s} = \frac{24}{2} = 12\text{kN/m}^2$$



Gambar 9.11

Dari Gambar 9.7, untuk $\beta = 56^\circ$, $m = 0,185$. Jadi, kita memiliki

$$H = \frac{c_d}{\gamma m} = \frac{12}{(15.7)(0.185)} = \mathbf{4.13\text{m}}$$

Contoh 9.3

Lereng galian digali pada tanah lempung jenuh. Lereng tersebut membentuk sudut 40° terhadap horizontal. Keruntuhan lereng terjadi ketika galian mencapai kedalaman 6,1 m. Eksplorasi tanah sebelumnya menunjukkan bahwa lapisan batuan terletak pada kedalaman 9,15 m di bawah permukaan tanah. Asumsikan kondisi tak terdrainase dan $\gamma_{sat} = 17,29$ kN/m³.

- Tentukan kohesi tak terdrainase lempung (gunakan Gambar 9.7).
- Bagaimana sifat lingkaran kritisnya?
- Dengan mengacu pada kaki lereng, pada jarak berapakah permukaan longsor memotong dasar galian?

Solusi

Bagian a.

Mengacu pada Gambar 9.7, kita menemukan

$$D = \frac{9.15}{6.1} = 1.5$$

$$\gamma_{sat} = 17.29 \text{ kN/m}^3$$

$$H_{cr} = \frac{c_u}{\gamma m}$$

$$C_u = (H_{cr})(\gamma)(m) = (6.1)(17.29)(0.175) = \mathbf{18.5 \text{ kN/m}^2}$$

Bagian b.

Lingkaran titik tengah

Bagian c.

Dari Gambar 9.9, untuk $D = 1,5$ dan $\beta = 40^\circ$, $n = 0,9$, jadi

$$\text{distance} = (n)(H_{cr}) = (0.9)(6.1) = \mathbf{5.49m}$$

Lereng Lempung $\phi = 0$ dengan c_u Meningkat

Dalam banyak kasus, kohesi tak terdrainase (c_u) pada lempung yang terkonsolidasi normal meningkat seiring kedalaman seperti yang ditunjukkan pada Gambar 9.12. Atau

$$C_{u(z)} = C_{u(z=0)} + a_0 z \quad (9.39)$$

di mana

$c_{u(z)}$ = kuat geser tak terdrainase pada kedalaman z

$c_{u(z=0)}$ = kuat geser tak terdrainase pada kedalaman $z = 0$

a_0 = kemiringan garis plot $c_{u(z)}$ vs. z

Untuk kondisi seperti itu, lingkaran kritis akan berupa lingkaran kaki, bukan lingkaran titik tengah, karena kekuatan meningkat seiring dengan kedalaman. Gambar 9.13 menunjukkan lingkaran uji keruntuhan untuk kasus jenis ini. Momen gaya penggerak terhadap O dapat diberikan sebagai

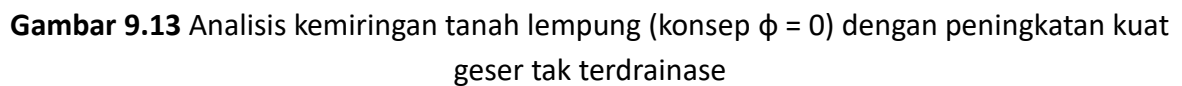
$$M_d = \frac{\gamma H^3}{12} (1 - 2 \cot^2 \beta - 3 \cot \alpha' \cot \beta + 3 \cot \beta \cot \lambda + 3 \cot \lambda \cot \alpha') \quad (9.40)$$

Dengan cara yang sama, momen gaya-gaya yang menahan terhadap O adalah

$$M_r = r \int_{-\alpha'}^{+\alpha'} C_{d(z)} r d\theta' \quad (9.41)$$

Dimana

$$C_{d(z)} = C_{d(z=0)} + a_0 z \quad (9.42)$$


$$FS_s = \frac{M_r}{M_d} \quad (9.43)$$
$$m = \left[\frac{c_{u(z=0)}}{\gamma H} \right] \frac{1}{FS_s} \quad (9.44)$$
$$C_R = \frac{a_0 H}{C_{u(z=0)}} \quad (9.45)$$

Tabel 9.1 menyajikan nilai m untuk berbagai nilai c_R dan β , yang sedikit berbeda dari yang diungkapkan oleh Koppula (1984).

Lereng pada Tanah Homogen dengan $\phi' > 0$

Kemiringan pada tanah homogen ditunjukkan pada Gambar 9.14a. Kekuatan geser tanah diberikan oleh

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Tekanan air pori diasumsikan 0. $\widehat{AC}$ adalah busur lingkaran uji yang melewati ujung lereng, dan O adalah pusat lingkaran. Dengan mempertimbangkan panjang satuan yang tegak lurus terhadap penampang lereng, kita peroleh

$$\text{berat irisan tanah ABC} = W = (\text{daerah ABC})(\gamma)$$

Untuk kesetimbangan, gaya-gaya lain berikut bekerja pada baji:

1. C'_d — resultan gaya kohesif yang sama dengan satuan kohesi yang dihasilkan dikalikan panjang tali $\widehat{AC}$. Besarnya C_r diberikan oleh (Gambar 9.14b).
- 2.

$$C'_d = c'_d(\widehat{AC}) \quad (9.46)$$

Tabel 9.1 Variasi m , c_R , dan β [Persamaan (9.44) dan (9.45).] Berdasarkan Analisis Koppula

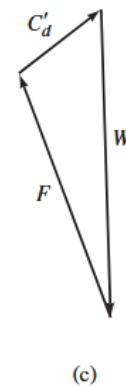
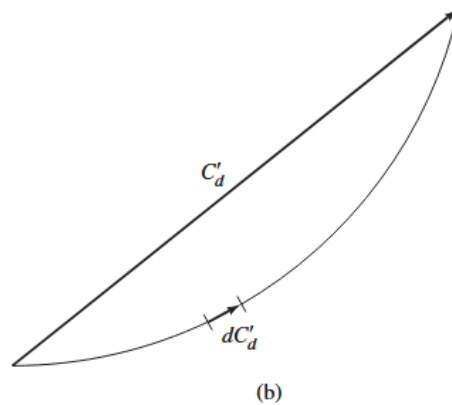
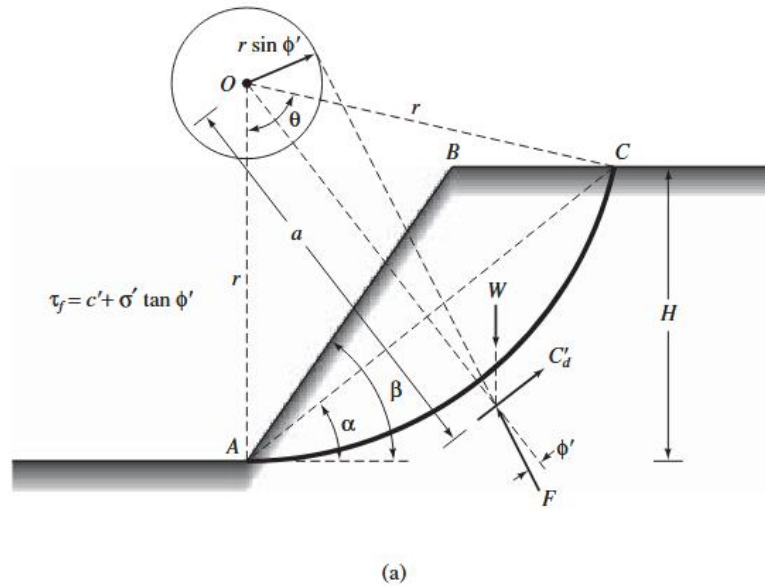
c_R	m					
	1H: 1V $\beta = 45^\circ$	1.5H: 1V $\beta = 33.69^\circ$	2H: 1V $\beta = 26.57^\circ$	3H: 1V $\beta = 18.43^\circ$	4H: 1V $\beta = 14.04^\circ$	5H: 1V $\beta = 11.31^\circ$
0.1	0.158	0.146	0.139	0.130	0.125	0.121
0.2	0.148	0.135	0.127	0.117	0.111	0.105
0.3	0.139	0.126	0.118	0.107	0.0995	0.0937
0.4	0.131	0.118	0.110	0.0983	0.0907	0.0848
0.5	0.124	0.111	0.103	0.0912	0.0834	0.0775
1.0	0.0984	0.086	0.0778	0.0672	0.0600	0.0546
2.0	0.0697	0.0596	0.0529	0.0443	0.0388	0.0347
3.0	0.0541	0.0457	0.0402	0.0331	0.0288	0.0255
4.0	0.0442	0.0371	0.0325	0.0266	0.0229	0.0202
5.0	0.0374	0.0312	0.0272	0.0222	0.0190	0.0167
10.0	0.0211	0.0175	0.0151	0.0121	0.0103	0.0090

C_r bertindak dalam arah sejajar dengan tali AC (Gambar 9.14b) dan pada jarak a dari pusat lingkaran O sehingga

$$C'_d(a) = c'_d(\widehat{AC})r$$

Atau

$$a = \frac{c'_d(\widehat{AC})r}{C'_d} = \frac{\widehat{AC}}{AC}r \quad (9.47)$$



Gambar 9.14 Analisis kemiringan pada tanah homogen dengan $\phi' > 0$

3. F —resultan gaya normal dan gaya gesek sepanjang permukaan luncur. Untuk kesetimbangan, garis kerja F akan melewati titik perpotongan garis kerja W dan C'_d .

Sekarang, jika kita asumsikan gesekan penuh dimobilisasi ($\phi'_d = \phi'$ atau $FS_\phi = 1$), maka garis kerja F akan membentuk sudut ϕ' dengan garis normal busur, sehingga akan menjadi garis singgung lingkaran dengan pusat di O dan berjari-jari $r \sin \phi'$. Lingkaran ini disebut lingkaran gesek. Sebenarnya, jari-jari lingkaran gesek sedikit lebih besar dari $r \sin \phi'$. Karena arah W , C'_d , dan F diketahui dan besar W diketahui, kita dapat memplot poligon gaya, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 9.14c. Besar C'_d dapat ditentukan dari poligon gaya. Jadi, kohesi satuan yang terbentuk dapat ditemukan:

$$C'_d = \frac{C'_d}{AC}$$

Penentuan besarnya c'_d yang dijelaskan sebelumnya didasarkan pada permukaan luncur uji. Beberapa percobaan harus dilakukan untuk mendapatkan permukaan luncur paling kritis di mana kohesi yang terbentuk mencapai maksimum. Jadi, kohesi maksimum yang terbentuk di sepanjang permukaan kritis dapat dinyatakan sebagai

$$C'_d = \gamma H [f(\alpha, \beta, \theta, \phi')] \quad (9.48)$$

Untuk keseimbangan kritis—yaitu, $FS_{c'} = FS_{f'} = FS_s = 1$ —kita dapat mensubstitusikan $H = H_{cr}$ dan $c'_d = c'$ ke dalam Persamaan (9.48):

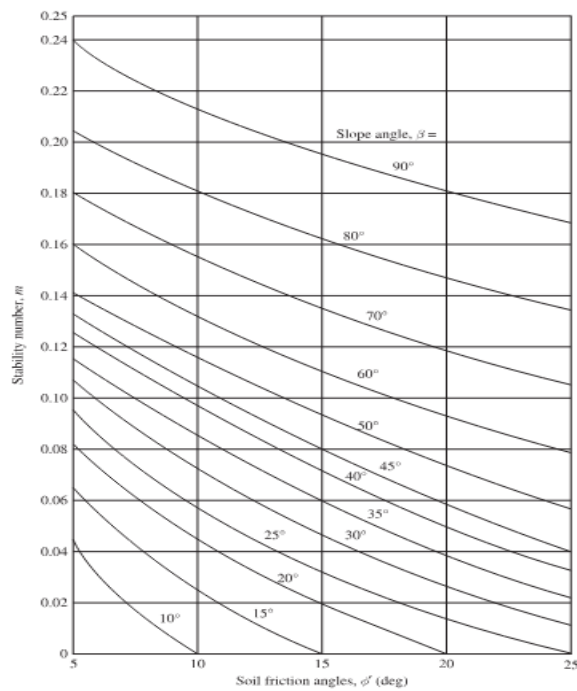
$$C' = \gamma H_{cr} [f(\alpha, \beta, \theta, \phi')]$$

Atau

$$\frac{c'}{\gamma H_{cr}} = f(\alpha, \beta, \theta, \phi') = m \quad (9.49)$$

di mana m = angka stabilitas. Nilai m untuk berbagai nilai ϕ' dan β diberikan pada Gambar 9.15, yang didasarkan pada analisis Taylor (1937). Ini dapat digunakan untuk menentukan faktor keamanan, F_s , dari lereng homogen. Prosedur untuk melakukan analisis diberikan di bawah ini:

1. Tentukan c', ϕ', γ, β dan H .
2. Asumsikan beberapa nilai ϕ'_d (Catatan: $\phi'_d \leq \phi'$, seperti $\phi'_{d(1)}, \phi'_{d(2)} \dots$ (Kolom 1 dari Tabel 9.2).



Gambar 9.15 Bilangan stabilitas Taylor

3. Tentukan $FS_{\phi'}$ untuk setiap nilai ϕ'_d yang diasumsikan (Kolom 2, Tabel 9.2)

$$FS_{\phi'(1)} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_{d(1)}}$$

$$FS_{\phi'(2)} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_{d(2)}}$$

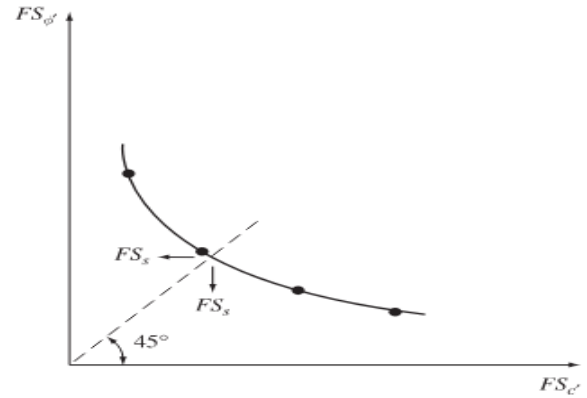
Tabel 9.2 Penentuan FS_s dengan Metode Lingkaran Gesekan

ϕ'_d (1)	$FS_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d}$ (2)	m (3)	c'_d (4)	$FS_{c'}$ (5)
ϕ'_d	$\frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_{d(1)}}$	m_1	$m_1 \gamma H = c'_{d(1)}$	$\frac{c'}{c'_{d(1)}} = FS_{c'(2)}$
$\phi'_{d(2)}$	$\frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_{d(2)}}$	m_2	$m_2 \gamma H = c'_{d(2)}$	$\frac{c'}{c'_{d(2)}} = FS_{c'(2)}$

4. Untuk setiap nilai ϕ'_d dan β yang diasumsikan, tentukan m (yaitu, $m_1, m_2, m_3, \dots$) dari Gambar 9.15 (Kolom 3, Tabel 9.2).
5. Tentukan kohesi yang terbentuk untuk setiap nilai m seperti yang ditunjukkan (Kolom 4, Tabel 9.2).

$$c'_{d(1)} = m_1 \gamma H$$

$$c'_{d(2)} = m_2 \gamma H$$



Gambar 9.16 Plot $FS_{\phi'}$ vs. FS'_c untuk menentukan FS

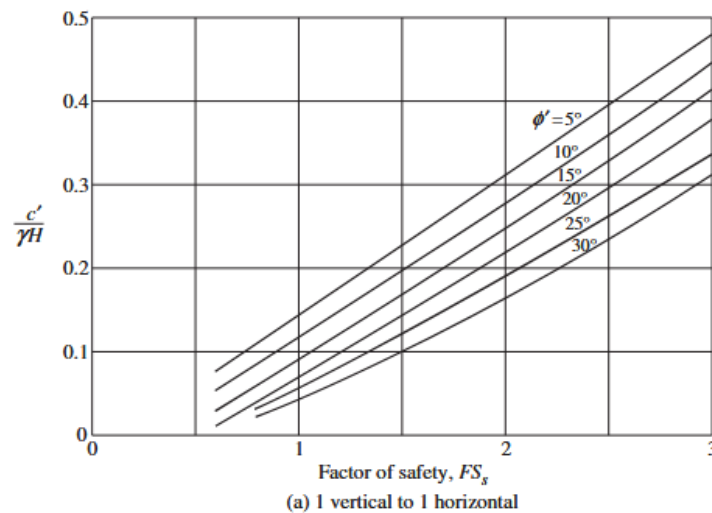
6. Hitung FS'_c untuk setiap nilai c'_d (Kolom 5, Tabel 9.2), atau

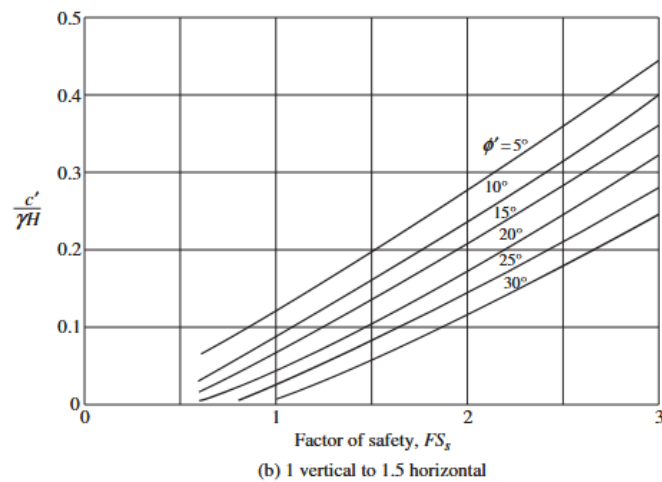
$$FS_{c'(1)} = \frac{c'}{c'_{d(1)}}$$

$$FS_{c'(2)} = \frac{c'}{c'_{d(2)}}$$

7. Gambarkan grafik FS'_ϕ terhadap FS'_c yang bersesuaian (Gambar 9.16) dan tentukan $FS_s = FS'_\phi = FS'_c$.

Contoh penentuan FS_s menggunakan prosedur yang baru saja dijelaskan diberikan pada Contoh 9.4.

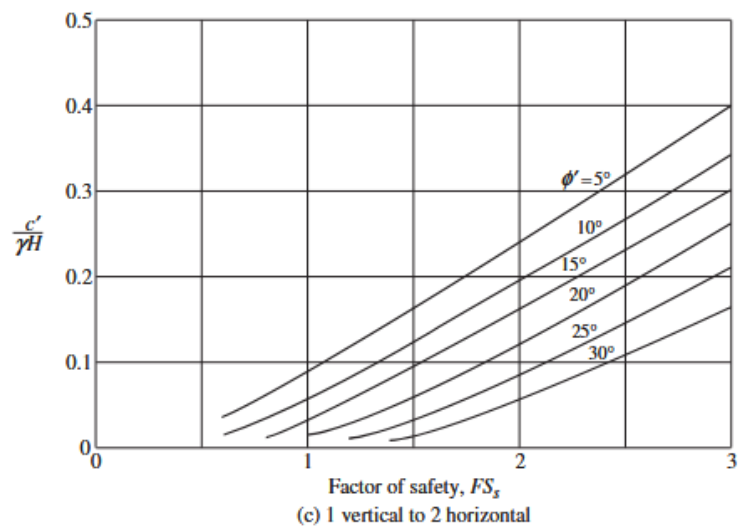




Gambar 9.17 Plot $c'/\gamma H$ terhadap FS_s untuk berbagai kemiringan, dan ϕ' .

Dengan menggunakan metode lingkaran gesek Taylor untuk stabilitas lereng (seperti yang ditunjukkan pada Contoh 9.4), menghasilkan grafik faktor keamanan yang sama, FS_s , untuk berbagai lereng. Dengan menggunakan hasil, variasi $c'/\gamma H$ dengan faktor keamanan (FS_s) untuk berbagai sudut gesek (ϕ') diplot pada Gambar 9.17.

Baru-baru ini, melakukan analisis stabilitas lereng sederhana menggunakan pendekatan kinematik analisis batas yang diterapkan pada mekanisme keruntuhan rotasi kaku. Permukaan keruntuhan pada tanah yang diasumsikan dalam studi ini adalah busur spiral logaritmik (Gambar 9.18). Hasil studi ini dirangkum pada Gambar 9.19, yang darinya FS_s dapat diperoleh secara langsung.



- Tentukan tinggi kritis lereng.
- Jika tinggi lereng 10 m, tentukan faktor keamanan terhadap kekuatan.

Solusi

Bagian a.

Kita peroleh

$$m = \frac{c'}{\gamma H_{cr}}$$

Dari Gambar 9.15, untuk $\beta = 45^\circ$ dan $\phi' = 20^\circ$, $m = 0,06$. Jadi

$$H_{cr} = \frac{c'}{\gamma m} = \frac{24}{(18.9)(0.06)} = \mathbf{21. m}$$

Bagian b.

Jika kita berasumsi bahwa gesekan penuh dimobilisasi, maka, mengacu pada Gambar 9.15 (untuk $\beta = 45^\circ$ dan $\phi'_d = \phi' = 20^\circ$), kita memiliki

$$m = 0.06 = \frac{c'_d}{\gamma H}$$

Atau

$$c'_d = (0.06)(18.9)(10) = 11.34 \text{ kN/m}^2$$

Dengan demikian,

$$FS_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} = \frac{\tan 20}{\tan 20} = 1$$

Dan

$$FS_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{24}{11.34} = 2.12$$

Karena $FS'_c \neq FS'_\phi$, ini bukan faktor keamanan terhadap kekuatan.

Sekarang kita dapat melakukan percobaan lain. Misalkan sudut gesek yang terbentuk, ϕ_r , sama dengan 15° . Untuk $\beta = 45^\circ$ dan sudut gesek sama dengan 15° , kita peroleh dari Gambar 9.15

$$m = 0.083 = \frac{c'_d}{\gamma H}$$

Atau

$$c'_d = (0.083)(18.9)(10) = 15.69 \text{ kN/m}^2$$

Untuk percobaan ini,

$$FS_{\phi'} = \frac{\tan \phi \tan 20}{\tan \phi'_d \tan 15} = 1.36$$

Dan

$$FS_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{24}{15.69} = 1.53$$

Perhitungan serupa dari $FS_{\phi'}$ dan $FS_{c'}$ untuk berbagai nilai asumsi ϕ'_d diberikan dalam tabel berikut.

ϕ'_d	$\tan \phi'_d$	FS'_ϕ	m	$c'_d(\text{kN}/\text{m}^2)$	FS'_c
-----------	----------------	------------	-----	------------------------------	---------

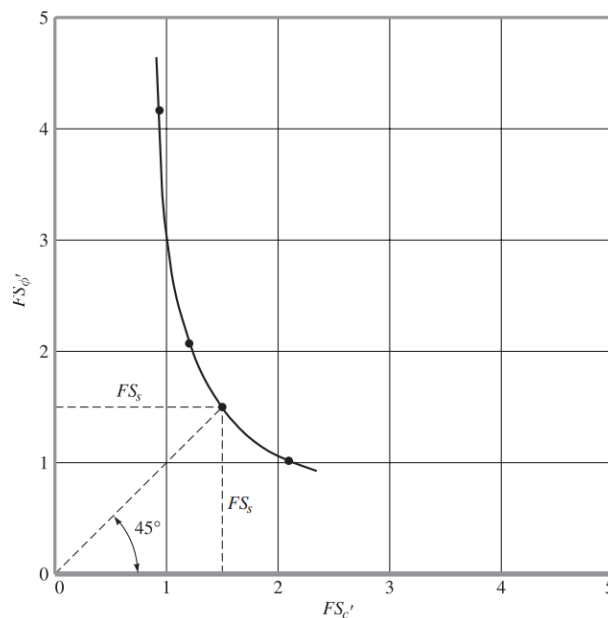
20	0.364	1.0	0.06	11.34	2.12
15	0.268	1.36	0.083	15.69	1.53
10	0.176	2.07	0.105	19.85	1.21
5	0.0875	4.16	0.136	25.70	0.93

Nilai $FS_{\phi'}$, diplot terhadap nilai $FS_{c'}$, yang sesuai pada Gambar 9.20, dari mana kita menemukan

$$FS_{c'} = FS_{\phi'} = FS_s = 1.42$$

Catatan: Kita bisa menemukan nilai FS_s dari Gambar 9.17a. Karena $\beta = 45^\circ$, kemiringannya adalah 1V:1H. Untuk kemiringan ini

$$\frac{c'}{\gamma H} = \frac{24}{(18.9)(10)} = 0.127$$



Gambar 9.20

Dari Gambar 9.17 a, untuk $c'/\gamma H = 0,127$, nilai $FS_s \approx 1,4$

Contoh 9.5

Selesaikan Contoh 9.4 menggunakan solusi Michalowski.

Solusi

Bagian a.

Untuk tinggi kritis (H_{cr}), $FS_s = 1$. Jadi

$$\frac{c'}{\gamma H \tan \phi'} = \frac{24}{(18.9)(H_{hr})(\tan 20)} = \frac{3.49}{H_{cr}}$$

$$\frac{FS_s}{\tan \phi'} = \frac{1}{\tan 20} = 2.747$$

$$\beta = 45^\circ$$

Dari Gambar 9.19, untuk $\beta = 45^\circ$ dan $FS_s/\tan \phi' = 2,747$, nilai $c'/\gamma H \tan \phi' \approx 0,17$. Jadi

$$\frac{3.49}{H_{cr}} = 0.17; H_{cr} = \mathbf{20.5m}$$

Bagian b.

$$\frac{c'}{\gamma H \tan \phi'} = \frac{24}{(18.9)(10)(\tan 20)} = 0.349$$

Dari Gambar 9.19, $FS_s/\tan \phi' = 4$.

$$FS_s = 4 \tan \phi' = (4)(\tan 20) = \mathbf{1.46}$$

9.6 METODE IRISAN

Analisis stabilitas menggunakan metode irisan dapat dijelaskan dengan mengacu pada Gambar 9.21a, di mana AC adalah busur lingkaran yang mewakili permukaan uji keruntuhan. Tanah di atas permukaan uji keruntuhan dibagi menjadi beberapa irisan vertikal. Lebar setiap irisan tidak harus sama. Dengan mempertimbangkan panjang satuan tegak lurus terhadap penampang yang ditunjukkan, gaya-gaya yang bekerja pada irisan tipikal (iris ke- n) ditunjukkan pada Gambar 9.21b. W_n adalah berat efektif irisan.

Gaya-gaya N_r dan T_r masing-masing adalah komponen normal dan tangensial dari reaksi R . P_n dan P_{n+1} adalah gaya-gaya normal yang bekerja pada sisi-sisi irisan. Demikian pula, gaya-gaya geser yang bekerja pada sisi-sisi irisan adalah T_n dan T_{n+1} . Untuk penyederhanaan, tekanan air pori diasumsikan 0. Gaya-gaya P_n , P_{n+1} , T_n , dan T_{n+1} sulit ditentukan. Namun, kita dapat membuat asumsi perkiraan bahwa resultan P_n dan T_n sama besarnya dengan resultan P_{n+1} dan T_{n+1} , dan juga bahwa garis aksi mereka berimpit.

Untuk pertimbangan kesetimbangan, kita memiliki

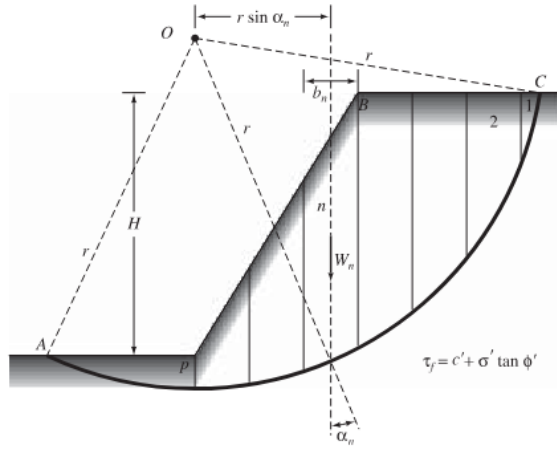
$$N_r = W_n \cos \alpha_n$$

Gaya geser yang menahan dapat dinyatakan sebagai

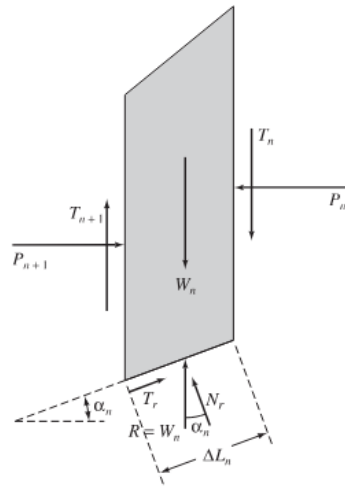
$$T_r = \tau_d(\Delta L_n) = \frac{\tau_f(\Delta L_n)}{FS_s} = \frac{1}{FS_s} [c' + \sigma' \tan \phi'] \Delta L_n \quad (9.50)$$

Tegangan normal efektif, σ' , dalam Persamaan (9.50) sama dengan

$$\frac{N_r}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n}$$



(a)



(b)

Gambar 9.21 Analisis stabilitas dengan metode irisan biasa: (a) permukaan kegagalan uji; (b) gaya yang bekerja pada irisan ke-n

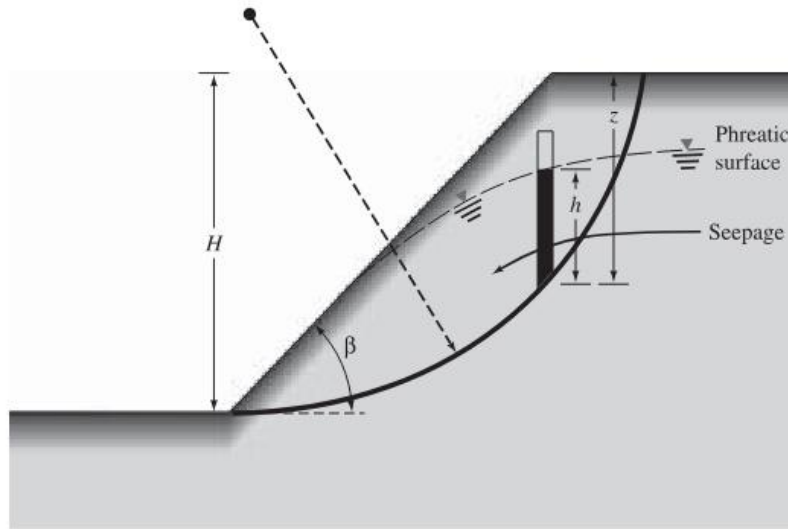
Untuk keseimbangan irisan uji ABC, momen gaya penggerak terhadap O sama dengan momen gaya penahan terhadap O, atau

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{FS_s} \left(c' + \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \tan \phi' \right) (\Delta L_n) (r)$$

Atau

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \phi')}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (9.51)$$

Catatan: ΔL_n pada Persamaan (9.51) kira-kira sama dengan $(b_n)/(\cos \alpha_n)$, dengan b_n = lebar irisan ke-n.



Gambar 9.22 Stabilitas lereng dengan rembesan tetap

Perhatikan bahwa nilai α_n dapat positif atau negatif. Nilai α_n positif ketika kemiringan busur berada pada kuadran yang sama dengan kemiringan tanah. Untuk menemukan faktor keamanan minimum yaitu, faktor keamanan untuk lingkaran kritis beberapa percobaan dilakukan dengan mengubah pusat lingkaran percobaan. Metode ini umumnya disebut sebagai metode irisan biasa.

Dalam mengembangkan Persamaan (9.51), kami mengasumsikan tekanan air pori nol. Namun, untuk rembesan tunak melalui lereng, sebagaimana yang terjadi dalam banyak kasus praktis, tekanan air pori harus dipertimbangkan ketika parameter kuat geser efektif digunakan. Jadi, kami perlu sedikit memodifikasi Persamaan (9.51).

Gambar 9.22 menunjukkan lereng yang mengalami rembesan tunak. Untuk irisan ke- n , tekanan air pori rata-rata di dasar irisan sama dengan $u_n = h_n \gamma_w$. Gaya total yang disebabkan oleh tekanan air pori di dasar irisan ke- n sama dengan $u_n \Delta L_n$. Dengan demikian, Persamaan (9.51) untuk metode irisan biasa akan dimodifikasi menjadi

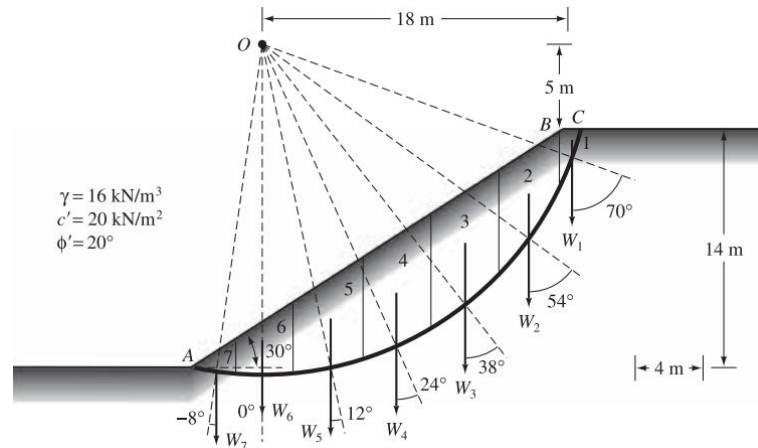
$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c' \Delta L_n + (W_n \cos \alpha_n - u_n \Delta L_n)] \tan \phi'}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (9.52)$$

Contoh 9.6

Untuk kemiringan yang ditunjukkan pada Gambar 9.23, carilah faktor keamanan terhadap luncuran untuk permukaan luncur uji AC. Gunakan metode irisan biasa.

Solusi

Baji luncur dibagi menjadi tujuh irisan. Perhitungan lainnya ditunjukkan dalam tabel.



Gambar 9.23

Slice no. (1)	W(kN/m) (2)	α_n (deh) (3)	$\sin \alpha_n$ (4)	$\cos \alpha_n$ (5)	ΔL_n (m)(6)	$W \sin \alpha_n$ (kN/m)(7)	$W \sin \alpha_n$ (kN/m)(8)
1	22.4	70	0.94	0.342	2.924	21.1	6.7
2	294.4	54	0.81	0.588	6.803	238.5	173.1
3	435.2	38	0.616	0.788	5.076	268.1	342.94
4	435.2	24	0.407	0.914	4.376	177.1	397.8
5	390.4	12	0.208	0.978	4.09	81.2	381.8
6	268.8	0	0	1	4	0	268.8
7	66.58	-8	-0.139	0.990	3.232	-9.25	65.9
					$\sum \text{col. 6} =$ 30.501 m	$\sum \text{col. 7} =$ 776.75 kN/m	$\sum \text{col. 8} =$ 1638 kN/m

$$FS = \frac{(\sum \text{col. 6})(c') + (\sum \text{col. 8}) \tan \phi'}{\sum \text{col. 7}}$$

$$= \frac{(30.501)(20) + (1638.04)(\tan 20)}{776.75} = 1.55$$

9.7 METODE IRISAN BISHOP YANG DISEDERHANAKAN

Pada tahun 1955, Bishop mengusulkan solusi yang lebih tepat untuk metode irisan biasa. Dalam metode ini, pengaruh gaya pada sisi setiap irisan diperhitungkan sampai batas tertentu. Kita dapat mempelajari metode ini dengan mengacu pada analisis kemiringan yang disajikan pada Gambar 9.21. Gaya-gaya yang bekerja pada irisan ke- n yang ditunjukkan pada Gambar 9.21b telah digambar ulang pada Gambar 9.24a. Sekarang, misalkan $P_n - P_{n+1} = \Delta P$ dan $T_n - T_{n+1} = \Delta T$. Kita juga dapat menuliskan

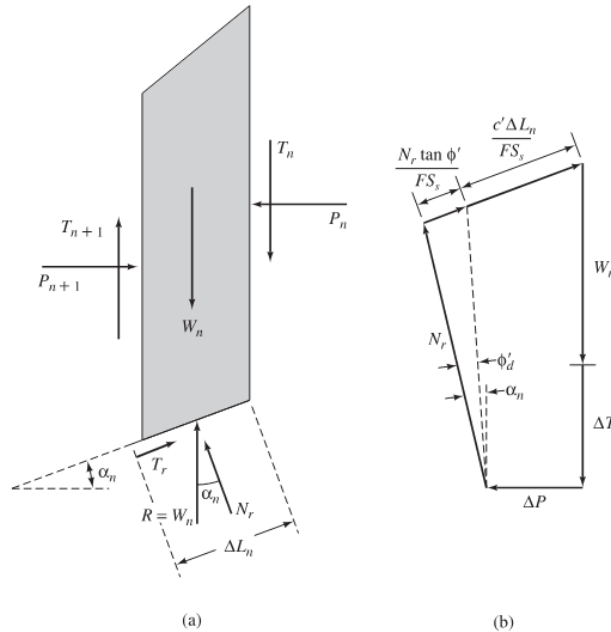
$$T_r = N_r(\tan \phi'_d) + c'_d \Delta L_n = N_r \left(\frac{\tan \phi'}{FS_s} \right) + \frac{c' \Delta L_n}{FS_s} \quad (9.53)$$

Gambar 9.24b menunjukkan poligon gaya untuk kesetimbangan irisan ke- n . Penjumlahan gaya-gaya pada arah vertikal menghasilkan

$$W_n + \Delta T = N_r \cos \alpha_n + \left[\frac{N_r \tan \phi'}{FS_s} + \frac{c' \Delta L_n}{FS_s} \right] \sin \alpha_n$$

Atau

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \frac{c' \Delta L_n}{FS_s} \sin \alpha_n}{\cos \alpha_n + \frac{\tan \phi' \sin \alpha_n}{FS_s}} \quad (9.54)$$



Gambar 9.24 Metode irisan Bishop yang disederhanakan: (a) gaya yang bekerja pada irisan ke- n ; (b) poligon gaya untuk kesetimbangan

Untuk kesetimbangan irisan ABC (Gambar 9.21a), dengan mengambil momen terhadap O, diperoleh

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_r r \quad (9.55)$$

Dimana

$$T_r = \frac{1}{FS_s} (c' + \sigma' \tan \phi') \Delta L_n = \frac{1}{FS_s} (c' \Delta L_n + N_r \tan \phi') \quad (9.56)$$

Substitusi Persamaan (9.54) dan (9.56) ke Persamaan (9.55) menghasilkan

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' b_n + W_n \tan \phi' + \Delta T \tan \phi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (9.57)$$

Dimana

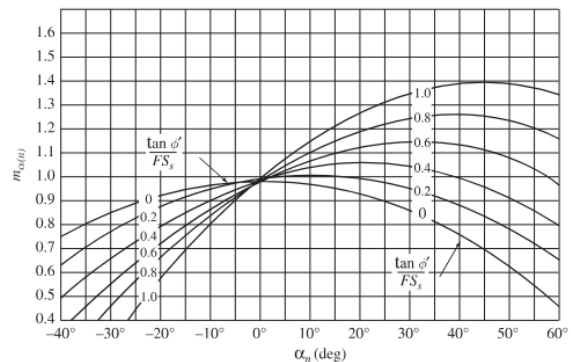
$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi' \sin \alpha_n}{FS_s} \quad (9.58)$$

Untuk menyederhanakannya, jika kita membiarkan $\Delta T = 0$, maka Persamaan (9.57) menjadi

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' b_n + W_n \tan \phi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (9.59)$$

Perhatikan bahwa istilah FS_s terdapat pada kedua sisi Persamaan (9.59). Oleh karena itu, prosedur coba-coba perlu diadopsi untuk menemukan nilai FS_s . Seperti dalam metode irisan biasa, sejumlah permukaan kegagalan harus diselidiki untuk menemukan permukaan kritis yang memberikan faktor keamanan minimum. Gambar 9.25 menunjukkan variasi $m_{\alpha(n)}$ dengan α_n dan $\tan \phi' / FS_s$.

Metode Bishop yang disederhanakan mungkin merupakan metode yang paling banyak digunakan. Ketika diintegrasikan ke dalam program komputer, metode ini memberikan hasil yang memuaskan dalam banyak kasus. Metode irisan biasa disajikan dalam bab ini sebagai alat pembelajaran. Metode ini jarang digunakan sekarang karena terlalu konservatif.



Gambar 9.25 Variasi $m_{\alpha(n)}$ dengan α_n dan $\tan \phi' / FS_s$.

Serupa dengan Persamaan (9.52) untuk kondisi tunak (Gambar 9.22), Persamaan (9.59) dapat dimodifikasi menjadi bentuk berikut:

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c' b_n + (W_n - u_n b_n) \tan \phi'] \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (9.60)$$

Perhatikan bahwa W_n pada persamaan (9.59) dan (9.60) adalah berat total irisan. Pada persamaan (9.60), kita memiliki

$$W_n = \text{berat total } n\text{th slice} = \gamma b_n z_n \quad (9.61)$$

di mana

z_n = tinggi rata-rata irisan ke- n

$u_n = h_n \gamma_w$

Jadi kita bisa membiarkan

$$r_{u(n)} = \frac{u_n}{\gamma z_n} = \frac{h_n \gamma_w}{\gamma z_n} \quad (9.62)$$

Perhatikan bahwa $r_{u(n)}$ adalah kuantitas nondimensi. Dengan mensubstitusikan Persamaan (9.61) dan (9.62) ke dalam Persamaan (9.60) dan menyederhanakannya, kita memperoleh

$$FS_s = \left[\frac{1}{\sum_{n=1}^{n=p} \frac{b_n}{H} \frac{z_n}{H} \sin \alpha_n} \right] \times \sum_{n=1}^{n=p} \left\{ \frac{\frac{c'}{\gamma H} \frac{b_n}{H} + \frac{b_n}{H} \frac{z_n}{H} [1 - r_{u(n)}] \tan \phi'}{m_{\alpha(n)}} \right\} \quad (9.63)$$

Untuk kondisi rembesan tunak, nilai rata-rata tertimbang $r_{u(n)}$ dapat diambil, yang merupakan konstanta. Misalkan nilai rata-rata tertimbang $r_{u(n)}$ adalah r_u . Untuk sebagian besar kasus praktis, nilai r_u dapat berkisar hingga 0,5. Jadi,

$$FS_s = \left[\frac{1}{\sum_{n=1}^{n=p} \frac{b_n}{H} \frac{z_n}{H} \sin \alpha_n} \right] \times \sum_{n=1}^{n=p} \left\{ \frac{\frac{c'}{\gamma H} \frac{b_n}{H} + \frac{b_n}{H} \frac{z_n}{H} (1 - r_u) \tan \phi'}{m_{\alpha(n)}} \right\} \quad (9.64)$$

9.8 ANALISIS LERENG REMBESAN TUNAK

Beberapa solusi telah dikembangkan sebelumnya untuk analisis stabilitas lereng sederhana dengan rembesan kondisi tetap. Berikut ini sebagian daftar solusinya:

- Solusi Bishop dan Morgenstern (1960)
- Solusi Spencer (1967)
- Solusi Cousins (1978)
- Solusi Michalowski (2002)

Solusi Spencer (1967) dan Michalowski (2002) akan disajikan di bagian ini.

Solusi Spencer

Metode irisan Bishop yang disederhanakan yang dijelaskan di Bagian 9.7 memenuhi persamaan kesetimbangan terhadap momen tetapi tidak terhadap gaya. telah menyediakan metode untuk menentukan faktor keamanan (FS_s) dengan memperhitungkan gaya-gaya antar-irisan ($P_n, T_n, P_{n+1}, T_{n+1}$, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 9.21), yang memenuhi persamaan kesetimbangan terhadap momen dan gaya.

Rincian metode analisis ini berada di luar cakupan teks ini; namun, hasil akhir karya Spencer dirangkum dalam bagian ini pada Gambar 9.26. Perhatikan bahwa r_u , seperti yang ditunjukkan pada Gambar 9.26, sama dengan yang didefinisikan oleh Persamaan (9.64).

Untuk menggunakan grafik yang diberikan pada Gambar 9.26 dan menentukan nilai FS_s yang dibutuhkan, prosedur langkah demi langkah berikut perlu digunakan.

Step 1:

Langkah 1: Menentukan $c', \gamma, H, \beta, \phi'$, dan r_u

Langkah 2: Asumsikan nilai FS_s

Langkah 3: Menghitung $c' / [FS_s(\text{diasumsikan})\gamma H]$.

↑

langkah 2

Langkah 4: Dengan nilai $c' / FS_s \gamma H$ dihitung pada Langkah 3 dan kemiringannya sudut β , masukkan grafik yang tepat pada Gambar 9.26 untuk mendapatkan ϕ'_d . Perhatikan bahwa Gambar 9.26 a, b, dan c masing-masing adalah untuk r_u of 0, 0.25, dan 0.5, masing-masing.

Langkah 5: Menghitung $FS_s = \tan \phi' / \phi'_d$.

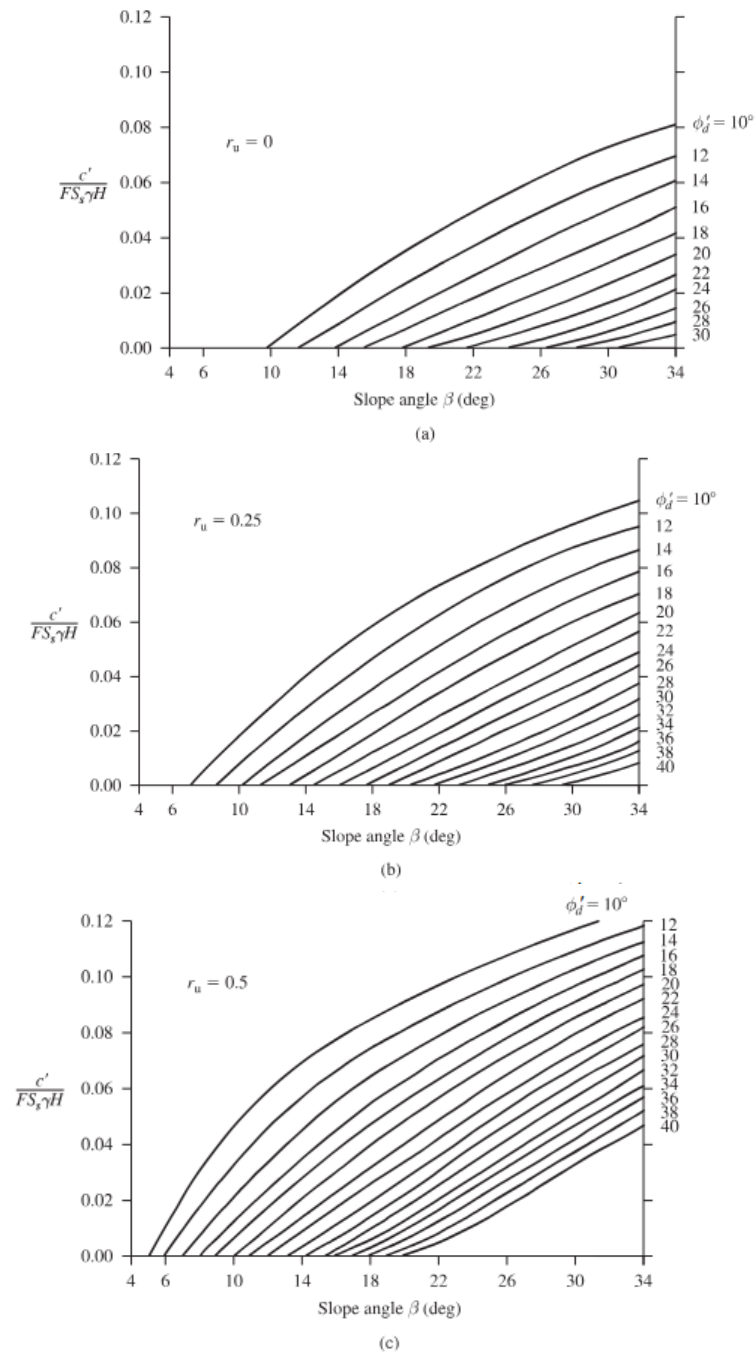
↑

langkah 4

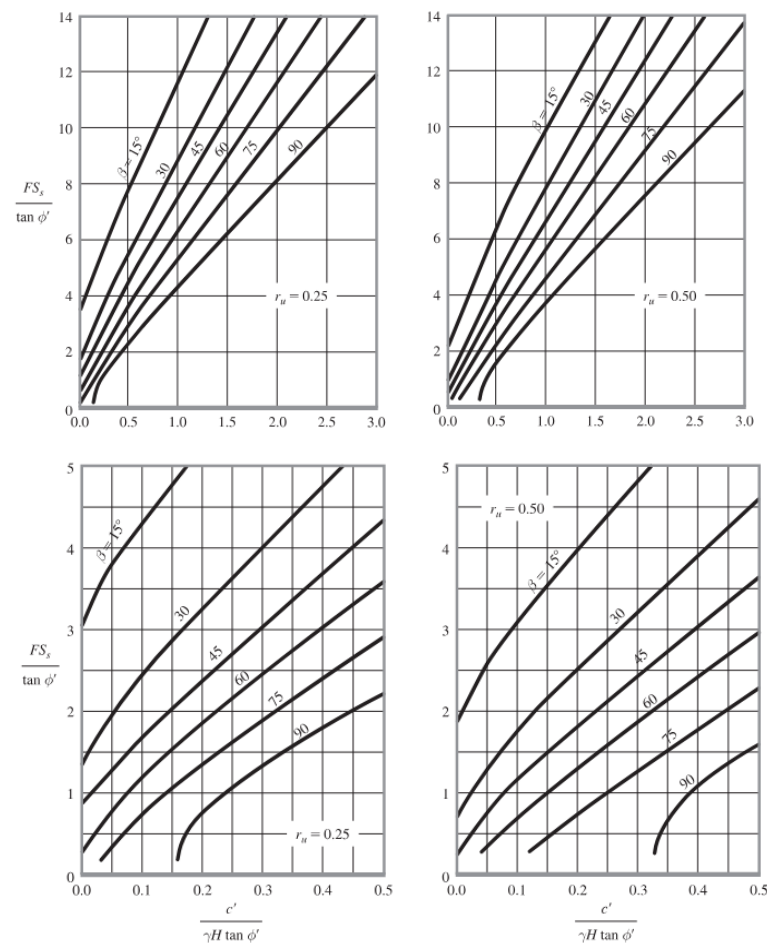
langkah 6: Jika nilai-nilai FS_s seperti yang diasumsikan pada Langkah 2 tidak sama dengan yang dihitung pada Langkah 5, ulangi Langkah 2, 3, 4, dan 5 hingga sama.

Solusi Michalowski

Michalowski (2002) menggunakan pendekatan kinematik analisis batas yang serupa dengan yang ditunjukkan pada Gambar 9.18 dan 9.19 untuk menganalisis lereng dengan rembesan tunak. Hasil analisis ini dirangkum pada Gambar 9.27 untuk $r_u = 0,25$ dan $r_u = 0,5$. Perhatikan bahwa Gambar 9.19 berlaku untuk kondisi $r_u = 0$.



Gambar 9.26 Solusi Spencer—plot $c'/FS_s \gamma H$ versus β



Gambar 9.27 Solusi Michalowski untuk kondisi rembesan steady-state

Contoh 9.7

Suatu kemiringan tertentu pada kondisi rembesan tunak memiliki persamaan berikut: $H = 21,62$ m, $\beta = 25^\circ$, kemiringan: 2H:1V, $c' = 20$ kN/m², $\gamma = 18,5$ kN/m³, $r_u = 0,25$. Tentukan faktor keamanan, FS_s . Gunakan metode Spencer.

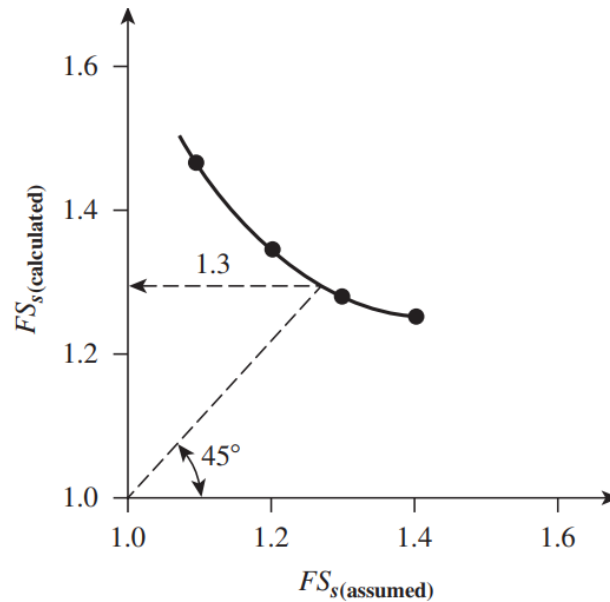
Penyelesaian

Diberikan: $H = 21,62$ m, $\beta = 26,57^\circ$, $c' = 20$ kN/m², $\gamma = 18,5$ kN/m³, $\phi' = 25^\circ$, dan $r_u = 0,25$. Sekarang, tabel berikut dapat disusun.

$\beta(\text{deg})$	$FS_{s(\text{assumed})}$	$\frac{c'}{FS_{s(\text{assumed})}\gamma H}$	$\phi'_d{}^a(\text{deg})$	$FS_{s(\text{calculated})} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d}$
26.57	1.1	0.0455	18	1.435
26.57	1.2	0.0417	19	1.354
26.57	1.3	0.0385	20	1.281
26.57	1.4	0.0357	21	1.215

^a Dari Gambar 9.26b

Gambar 9.28 menunjukkan plot $FS_s(\text{diasumsikan})$ terhadap $FS_s(\text{dihitung})$, yang darinya FS_s 1.3.



Gambar 9.28

Contoh 9.8

Selesaikan Contoh 9.7 menggunakan solusi Michalowski (Gambar 9.27).

Solusi

$$\frac{c'}{\gamma H \tan \phi'} = \frac{20}{(18.5)(21.62)(\tan 25)} = 0.107$$

for $r_r = 0.25$, dari gambar 9.27, $\frac{FS_s}{\tan \phi'} \approx 3.1$ so,

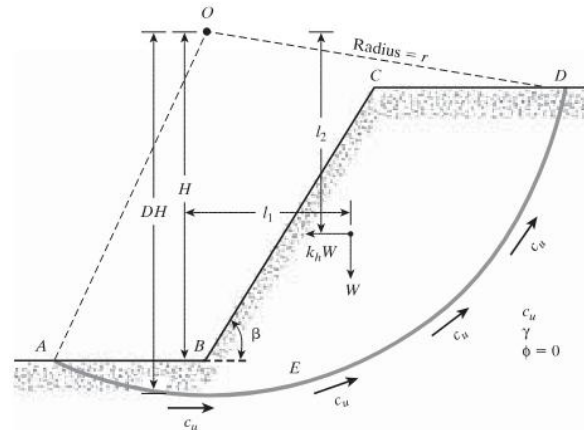
$$FS_s = (3.1)(\tan 25) = \mathbf{1.45}$$

9.9 STABILITAS LERENG LEMPUNG SEISMIK

Lempung Jenuh (Kondisi $\phi = 0$)

Stabilitas lereng lempung jenuh (kondisi $\phi = 0$) dengan gaya gempa telah dianalisis oleh Koppula (1984). Gambar 9.29 menunjukkan lereng lempung dengan kurva potensial geser AED , yang merupakan busur lingkaran dengan jari-jari r . Pusat lingkaran terletak di O . Dengan mempertimbangkan panjang satuan yang tegak lurus terhadap lereng, kami mempertimbangkan gaya-gaya berikut untuk analisis stabilitas:

1. Berat irisan tanah, W :
 $W = (\text{daerah dari } ABCDEA)(\gamma)$
2. Gaya inersia horizontal, khW :



Gambar 9.29 Analisis stabilitas lereng pada tanah lempung homogen dengan gaya gempa (kondisi $\phi = 0$)

$$k_h = \frac{\text{komponen horizontal percepatan gempa bumi}}{g}$$

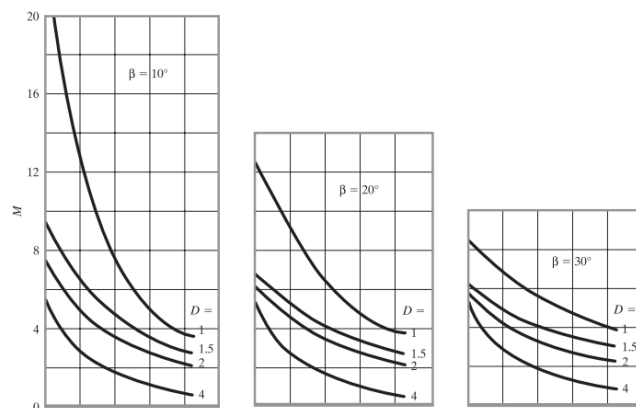
di mana g = percepatan gravitasi

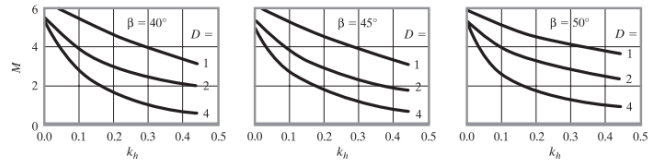
3. Gaya kohesif sepanjang permukaan luncur, yang akan memiliki besar $(\widehat{AED})c_u$
Momen gaya penggerak terhadap O sekarang dapat diberikan sebagai

$$M_d = WI_1 + k_h Wl_2 \quad (9.65)$$

Demikian pula, momen hambatan di sekitar O adalah

$$M_r = (\widehat{AED})c_u r \quad (9.66)$$





Gambar 9.30 Variasi M dengan k_h dan β berdasarkan analisis Koppula

Dengan demikian, faktor keamanan terhadap geseran adalah

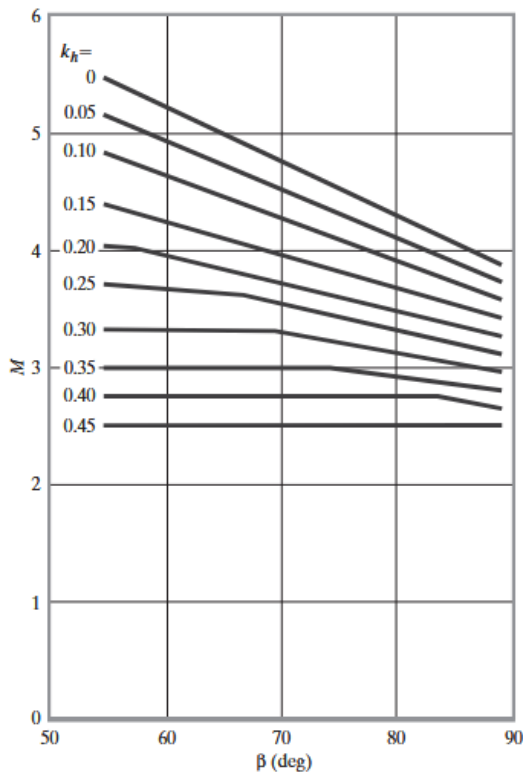
$$FS_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{(\overline{AED})(c_u)(r)}{Wl_1 + k_h Wl_2} = \frac{c_u}{\gamma H} M \quad (9.67)$$

di mana M = faktor stabilitas.

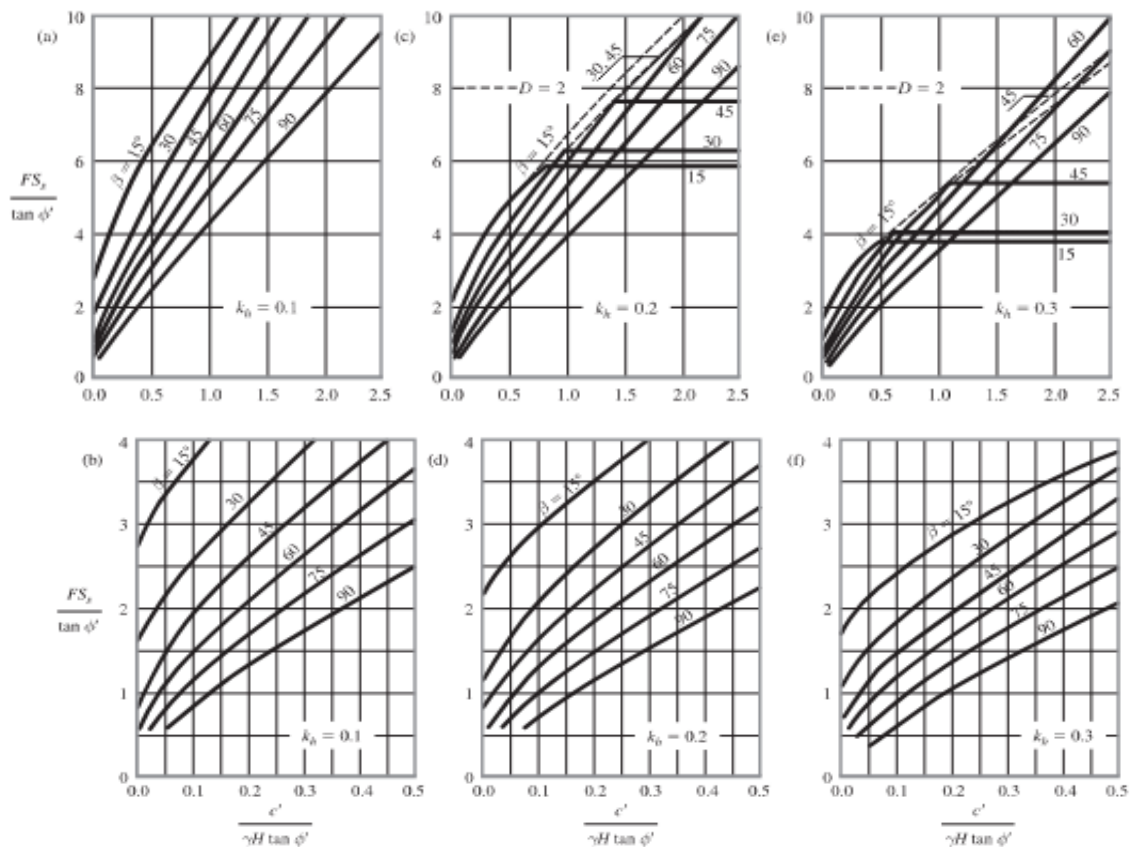
Variasi faktor stabilitas M dengan sudut kemiringan β dan k_h berdasarkan analisis Koppula (1984) diberikan pada Gambar 9.30 dan 9.31.

Tanah $c' - \phi'$ (Tekanan Air Pori Nol)

Serupa dengan yang ditunjukkan pada Gambar 9.19 dan 9.27, menyelesaikan masalah stabilitas lereng untuk tanah $c' - \phi'$ dengan gaya gempa. Solusi ini menggunakan pendekatan kinematik analisis batas dengan asumsi permukaan keruntuhan berupa busur spiral logaritmik. Hasil solusi ini ditunjukkan pada Gambar 9.32.



Gambar 9.31 Variasi M dengan k_h berdasarkan analisis Koppula (untuk $\beta \geq 55^\circ$)



Gambar 9.32 Solusi Michalowski untuk tanah $c' - \phi'$ dengan gaya gempa

Soal

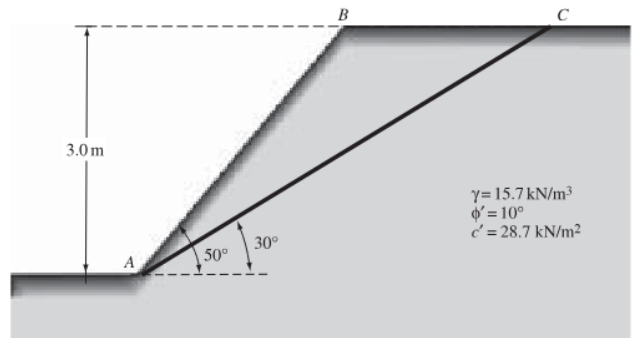
- 9.1** Lihat Gambar 9.2. Untuk kemiringan tak terhingga, dengan $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c' = 10 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 22^\circ$.
- Jika $\beta = 28^\circ$, berapakah tinggi H untuk kesetimbangan kritis?
 - Jika $\beta = 28^\circ$ dan $H = 3 \text{ m}$, berapakah faktor keamanan lereng terhadap longsor?
 - Jika $\beta = 28^\circ$, tentukan tinggi H yang memiliki faktor keamanan terhadap longsor sebesar 2,5.
- 9.2** Lihat kemiringan tak terhingga yang dijelaskan pada Soal 9.1. Gambarkan grafik H_{cr} terhadap sudut kemiringan β (untuk β bervariasi dari 30° hingga 45°).
- 9.3** Lihat kemiringan tak terhingga dengan rembesan yang ditunjukkan pada Gambar 9.3. Untuk kemiringan, diberikan: $\beta = 20^\circ$, $H = 3 \text{ m}$. Parameter tanahnya adalah: $G_s = 2,68$, $e = 0,65$, $\phi' = 20^\circ$, $c' = 14,4 \text{ kN/m}^2$. Tentukan faktor keamanan terhadap geser sepanjang bidang AB.
- 9.4** Ulangi Soal 9.3 dengan yang berikut: $H = 4 \text{ m}$, $\phi' = 20^\circ$, $c' = 25 \text{ kN/m}^2$. $\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$, $\beta = 45^\circ$.
- 9.5** Kemiringan ditunjukkan pada Gambar 9.33. AC merupakan bidang uji keruntuhan. Untuk baji ABC, tentukan faktor keamanan terhadap geser.
- 9.6** Kemiringan berhingga ditunjukkan pada Gambar 9.4. Dengan asumsi bahwa keruntuhan lereng akan terjadi di sepanjang bidang (asumsi Culmann), tentukan tinggi lereng untuk

kesetimbangan kritis dengan $\phi' = 10^\circ$, $c' = 12 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 17,3 \text{ kN/m}^3$, dan $\beta = 50^\circ$.

9.7 Ulangi Soal 9.6 dengan $\phi' = 20^\circ$, $c' = 25 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, dan $\beta = 45^\circ$.

9.8 Lihat Gambar 9.4. Dengan menggunakan parameter tanah yang diberikan pada Soal 9.6, tentukan tinggi lereng, H , yang akan memiliki faktor keamanan 2,5 terhadap longsor. Asumsikan bahwa permukaan kritis untuk longsor adalah bidang.

9.9 Lihat Gambar 9.4. Dengan $t' = 15^\circ$, $c' = 9,6 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$, $\beta = 60^\circ$, dan $H = 2,7 \text{ m}$, tentukan faktor keamanan terhadap geseran. Asumsikan permukaan kritis untuk geseran adalah bidang datar.



Gambar 9.33

9.10 Lihat Soal 9.9. Tentukan tinggi lereng, H , yang memiliki $FS_s = 1,5$. Asumsikan permukaan kritis untuk longsor adalah bidang datar.

9.11 Lereng galian akan dibuat pada tanah lempung lunak dengan sisi-sisinya membentuk sudut 75° terhadap horizontal (Gambar 9.34). Asumsikan $c_u = 31,1 \text{ kN/m}^2$ dan $\gamma = 17,3 \text{ kN/m}^3$.

- Tentukan kedalaman maksimum penggalian yang dapat dilakukan.
- Tentukan jari-jari, r , dari lingkaran kritis ketika faktor keamanan sama dengan 1 (bagian a).
- Tentukan jarak $\widehat{BC}$.

9.12 Jika galian yang dijelaskan pada Soal 9.11 dibuat hingga kedalaman hanya 3,0 m, berapakah faktor keamanan lereng terhadap longsor?

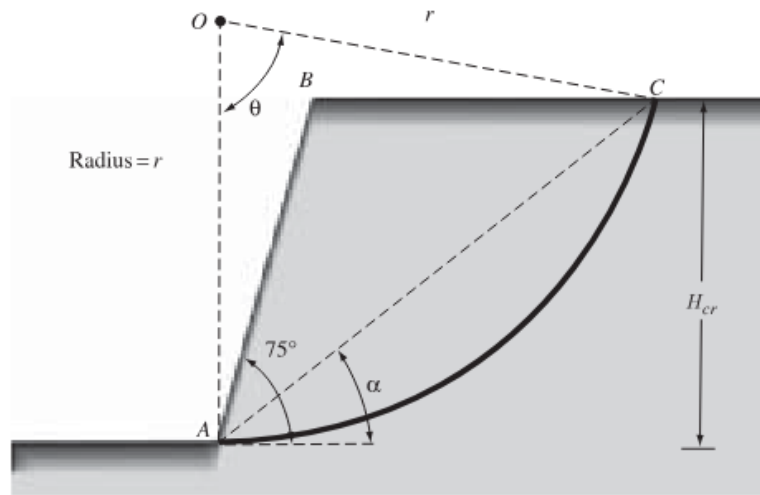
9.13 Dengan menggunakan grafik pada Gambar 9.7, tentukan tinggi lereng, 1 vertikal terhadap 1 horizontal, pada lempung jenuh air dengan kuat geser tak terdrainase sebesar $32,6 \text{ kN/m}^2$. Faktor keamanan yang diinginkan terhadap longsor adalah 2. Diberikan $\gamma = 18,9 \text{ kN/m}^3$.

9.14 Lihat Soal 9.13. Berapa tinggi kritis lereng yang seharusnya? Bagaimana bentuk lingkaran kritisnya? Tentukan juga jari-jari lingkaran kritisnya.

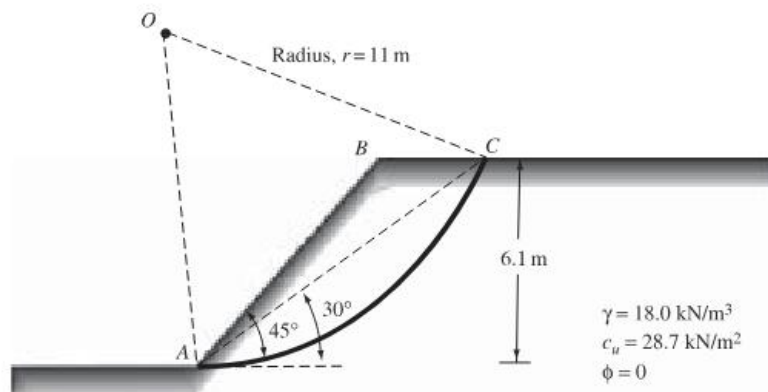
9.15 Untuk lereng yang ditunjukkan pada Gambar 9.35, tentukan faktor keamanan terhadap longsor untuk permukaan uji AC.

9.16 Lereng galian digali pada lempung jenuh air. Sudut kemiringan β sama dengan 35° terhadap horizontal. Keruntuhan lereng terjadi ketika galian mencapai kedalaman 8,2 m. Eksplorasi tanah sebelumnya menunjukkan bahwa lapisan batuan terletak pada kedalaman 11 m di bawah permukaan tanah. Asumsikan kondisi tak terdrainase dan $\gamma_{\text{sat}} = 19,2 \text{ kN/m}^3$.

- Tentukan kohesi tak terdrainase lempung (gunakan Gambar 9.7).
- Bagaimana sifat lingkaran kritis tersebut?
- Dengan mengacu pada kaki lereng, pada jarak berapakah permukaan longsor berpotongan dengan dasar galian?



Gambar 9.34

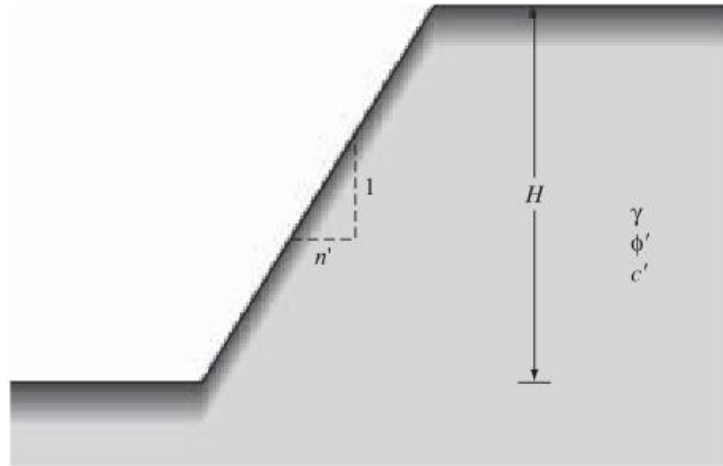


Gambar 9.35

- 9.17** Lihat Gambar 9.36. Gunakan diagram Taylor untuk $\phi' > 0$ (Gambar 9.15) untuk menemukan tinggi kritis lereng pada setiap kasus:
- $n' = 2, \phi' = 15^\circ, c' = 31,1 \text{ kN/m}^2$, dan $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$
 - $n' = 1, \phi' = 25^\circ, c' = 24 \text{ kN/m}^2$, dan $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$
 - $n' = 2,5, \phi' = 12^\circ, c' = 25 \text{ kN/m}^2$, dan $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
 - $n' = 1,5, \phi' = 18^\circ, c' = 18 \text{ kN/m}^2$, dan $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$
- 9.18** Selesaikan Soal 9.17 a, c, dan d menggunakan Gambar 9.26a.
- 9.19** Merujuk pada Gambar 9.36 dan menggunakan Gambar 9.15, carilah faktor keamanan terhadap geseran untuk kasus-kasus berikut:
- $n' = 2,5, \phi' = 12^\circ, c' = 24 \text{ kN/m}^2, \gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, dan $H = 12 \text{ m}$

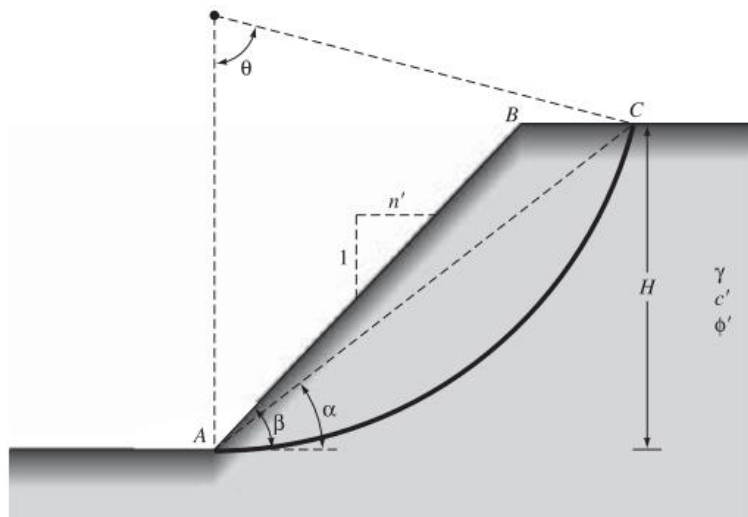
b. $n' = 1,5$, $\phi' = 15^\circ$, $c' = 18 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, dan $H = 5 \text{ m}$

- 9.20** Selesaikan Soal 9.19 menggunakan Gambar 9.19. 9.21 Merujuk pada Gambar 9.37 dan menggunakan metode irisan biasa, carilah faktor keamanan terhadap geseran untuk kasus percobaan $\beta = 45^\circ$, $\phi' = 15^\circ$, $c' = 18 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 17,1 \text{ kN/m}^3$, $H = 5 \text{ m}$, $\alpha = 30^\circ$, dan $\theta = 80^\circ$.



Gambar 9.36

- 22.** Tentukan faktor keamanan minimum untuk kondisi rembesan tunak pada lereng dengan parameter berikut: $H = 6,1 \text{ m}$, $\beta = 26,57^\circ$, $\phi' = 25^\circ$, $c' = 5,5 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, dan $r_u = 0,5$. Gunakan metode Spencer.
- 23.** Selesaikan Soal 9.22 menggunakan Gambar 9.27.



Gambar 9.37

BAB 10

EKSPLORASI BAWAH PERMUKAAN

Proses mengidentifikasi lapisan endapan yang mendasari struktur yang diusulkan dan karakteristik fisiknya secara umum disebut sebagai eksplorasi bawah permukaan. Tujuan eksplorasi bawah permukaan adalah untuk memperoleh informasi yang akan membantu insinyur geoteknik dalam tugas-tugas berikut:

1. Memilih jenis dan kedalaman pondasi yang sesuai untuk struktur tertentu
2. Mengevaluasi daya dukung pondasi
3. Memperkirakan kemungkinan penurunan suatu struktur
4. Menentukan potensi masalah pondasi (misalnya, tanah ekspansif, tanah ambles, TPA, dan sebagainya)
5. Menentukan lokasi muka air tanah
6. Memprediksi tekanan tanah lateral untuk struktur seperti dinding penahan, sekat turap, dan galian bertulang
7. Menetapkan metode konstruksi untuk perubahan kondisi tanah

Eksplorasi bawah permukaan juga diperlukan untuk konstruksi dan penggalian bawah tanah. Eksplorasi ini mungkin diperlukan ketika penambahan atau perubahan pada struktur yang sudah ada dipertimbangkan.

10.1 PROGRAM EKSPLORASI BAWAH PERMUKAAN

Eksplorasi bawah permukaan terdiri dari beberapa langkah, termasuk pengumpulan informasi awal, pengintaian, dan investigasi lokasi.

Pengumpulan Informasi Awal

Informasi harus diperoleh mengenai jenis struktur yang akan dibangun dan penggunaan umumnya. Untuk konstruksi bangunan, perkiraan beban kolom dan jarak antar kolom serta persyaratan kode bangunan dan ruang bawah tanah setempat harus diketahui. Konstruksi jembatan memerlukan penentuan panjang bentang dan beban pada pilar dan abutmen.

Gambaran umum tentang topografi dan jenis tanah yang akan ditemukan di dekat dan di sekitar lokasi yang diusulkan dapat diperoleh dari sumber-sumber berikut:

1. Peta Survei Geologi AS
2. Peta survei geologi pemerintah negara bagian
3. Laporan tanah kabupaten dari Dinas Konservasi Tanah Departemen Pertanian AS
4. Peta agronomi yang diterbitkan oleh departemen pertanian di berbagai negara bagian
5. Informasi hidrologi yang diterbitkan oleh Korps Zeni AS, termasuk catatan aliran sungai, tingkat banjir tertinggi, catatan pasang surut, dan sebagainya

6. Buku petunjuk tanah departemen jalan raya yang diterbitkan oleh beberapa negara bagian

Informasi yang dikumpulkan dari sumber-sumber ini dapat sangat membantu bagi mereka yang merencanakan investigasi lokasi. Dalam beberapa kasus, penghematan yang substansial dapat direalisasikan dengan mengantisipasi masalah yang mungkin dihadapi di kemudian hari dalam program eksplorasi.

Pengintaian

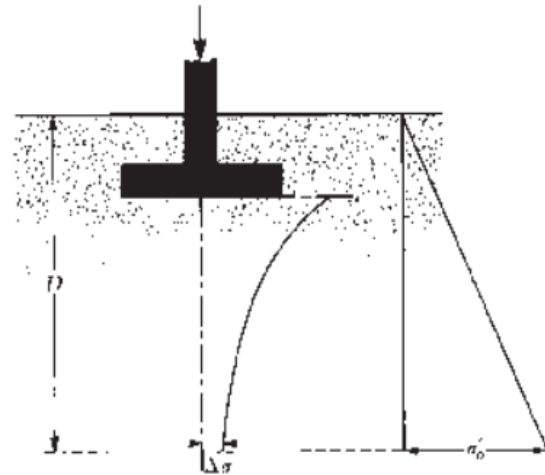
Insinyur harus selalu melakukan inspeksi visual lokasi untuk mendapatkan informasi tentang fitur-fitur berikut:

1. Topografi umum lokasi dan kemungkinan keberadaan parit drainase, tempat pembuangan puing yang terbengkalai, atau material lainnya. Selain itu, bukti adanya pergerakan lereng dan
1. retakan susut yang dalam dan lebar dengan interval yang teratur dapat mengindikasikan tanah ekspansif.
2. Stratifikasi tanah dari penggalian yang dalam, seperti yang dibuat untuk pembangunan jalan raya dan rel kereta api di dekatnya.
3. Jenis vegetasi di lokasi, yang dapat menunjukkan sifat tanah. Misalnya, tutupan mesquite di Texas bagian tengah dapat menunjukkan keberadaan lempung ekspansif yang dapat menyebabkan potensi masalah pondasi.
4. Tanda muka air tinggi pada bangunan dan abutmen jembatan di dekatnya.
5. Ketinggian air tanah, yang dapat ditentukan dengan memeriksa sumur-sumur di dekatnya.
6. Jenis konstruksi di dekatnya dan keberadaan retakan pada dinding atau masalah lainnya.

Sifat stratifikasi dan sifat fisik tanah di dekatnya juga dapat diperoleh dari laporan eksplorasi tanah yang tersedia untuk bangunan-bangunan yang ada di dekatnya.

Investigasi Lokasi

Fase investigasi lokasi dari program eksplorasi terdiri dari perencanaan, pembuatan lubang bor uji, dan pengumpulan sampel tanah pada interval yang diinginkan untuk observasi dan uji laboratorium selanjutnya. Perkiraan kedalaman minimum pemboran yang dibutuhkan harus ditentukan sebelumnya; namun, kedalamannya dapat diubah selama operasi pemboran, tergantung pada kondisi tanah dasar yang ditemukan. Untuk menentukan perkiraan kedalaman minimum pemboran untuk pondasi, insinyur dapat menggunakan aturan yang ditetapkan oleh American Society of Civil Engineers (1972):



Gambar 10.1 Penentuan Kedalaman Minimum Pemboran

1. Tentukan kenaikan tegangan bersih, $\Delta\sigma$, di bawah pondasi dengan kedalaman seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.1. (Persamaan umum untuk memperkirakan kenaikan tegangan diberikan dalam Bab 6.)
2. Perkirakan variasi tegangan efektif vertikal, σ'_0 , terhadap kedalaman.
3. Tentukan kedalaman, $D = D_1$, di mana peningkatan tegangan $\Delta\sigma$ sama dengan $(1) q$ (q = perkiraan tegangan neto pada pondasi).
4. Tentukan kedalaman, $D = D_2$, di mana $\Delta\sigma/\sigma'_0 = 0,05$.
5. Kecuali jika ditemukan batuan dasar, kedalaman yang lebih kecil dari dua kedalaman tersebut, D_1 dan D_2 , yang baru saja ditentukan, merupakan perkiraan kedalaman minimum pemboran yang diperlukan.

Jika aturan sebelumnya digunakan, kedalaman pemboran untuk bangunan dengan lebar 30 m akan kurang lebih seperti yang tercantum dalam Tabel 10.1, menurut Sowers dan Sowers (1970). Untuk rumah sakit dan gedung perkantoran, aturan berikut juga digunakan untuk menentukan kedalaman pemboran:

$$D_b = 3S^{0.7} \quad (\text{untuk bangunan baja ringan atau beton sempit}) \quad (10.1)$$

$$D_b = 6S^{0.7} \quad (\text{untuk bangunan baja berat atau beton lebar}) \quad (10.2)$$

di mana

D_b = kedalaman pemboran (m)

S = jumlah lantai

Tabel 10.1 Perkiraan kedalaman pemboran untuk bangunan dengan lebar 30 m

No. of stories	Boring depth (m)
1	3.5
2	6

3	10
4	16
5	24

Tabel 10.2 Perkiraan jarak antar lubang bor

Jenis proyek	Jarak (m)
Gedung bertingkat	10–30
Pabrik industri satu lantai	20–60
Jalan raya	250–500
Perumahan	250–500
Bendungan dan tanggul	40–80

Jika penggalian dalam diantisipasi, kedalaman pemboran harus setidaknya 1,5 kali kedalaman galian.

Terkadang kondisi tanah dasar mengharuskan beban pondasi disalurkan ke batuan dasar. Kedalaman minimum pemboran inti ke batuan dasar adalah sekitar 3 m. Jika batuan dasar tidak beraturan atau lapuk, pemboran inti mungkin perlu lebih dalam.

Tidak ada aturan baku untuk jarak lubang bor. Tabel 10.2 memberikan beberapa panduan umum. Jarak tersebut dapat ditambah atau dikurangi, tergantung pada kondisi tanah dasar. Jika berbagai lapisan tanah kurang lebih seragam dan dapat diprediksi, jumlah lubang bor yang dibutuhkan lebih sedikit dibandingkan dengan lapisan tanah yang tidak homogen.

Insinyur juga harus mempertimbangkan biaya akhir struktur saat membuat keputusan mengenai luas eksplorasi lapangan. Biaya eksplorasi umumnya berkisar antara 0,1% hingga 0,5% dari biaya struktur.

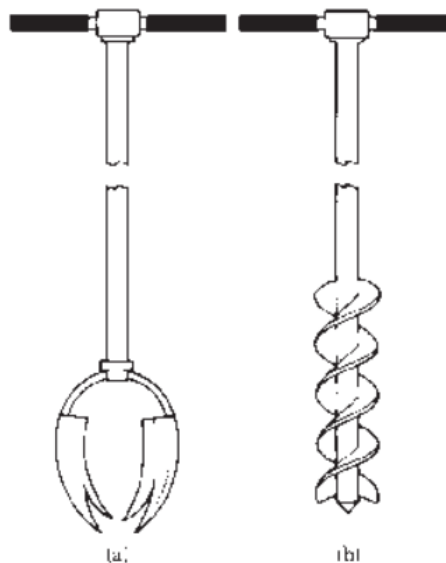
10.2 PENGEBORAN EKSPLORASI DI LAPANGAN

Pengeboran tanah dapat dilakukan dengan beberapa metode, termasuk pengeboran auger, pengeboran cuci, pengeboran perkusi, dan pengeboran putar. Pengeboran auger adalah metode paling sederhana untuk membuat lubang bor eksplorasi. Gambar 10.2 menunjukkan dua jenis auger tangan: auger lubang pasak dan auger heliks. Auger tangan tidak dapat digunakan untuk memajukan lubang hingga kedalaman lebih dari 3–5 m; namun, auger tangan dapat digunakan untuk pekerjaan eksplorasi tanah pada beberapa jalan raya dan bangunan kecil. Auger heliks portabel bertenaga (berdiameter 30 hingga 75 mm) tersedia untuk membuat lubang bor yang lebih dalam. Sampel tanah yang diperoleh dari pengeboran tersebut sangat terganggu. Pada beberapa tanah nonkohesif atau tanah dengan kohesi rendah, dinding lubang bor tidak akan dapat berdiri tanpa penopang. Dalam keadaan seperti itu, pipa logam digunakan sebagai selubung untuk mencegah tanah amblas.

Jika daya tersedia, auger continuous-flight mungkin merupakan metode yang paling umum digunakan untuk memajukan lubang bor. Daya untuk pengeboran disalurkan oleh rig pengeboran yang dipasang pada truk atau traktor. Lubang bor hingga sekitar 60–70 m dapat

dibuat dengan mudah dengan metode ini. Auger continuous-flight tersedia dalam potongan sekitar 1–2 m dengan batang padat atau berongga. Beberapa auger batang padat yang umum digunakan memiliki diameter luar 67 mm, 83 mm, 102 mm, dan 114 mm. Auger batang berongga yang tersedia secara komersial memiliki dimensi diameter dalam (ID) 64 mm dan diameter luar (OD) 158 mm, ID 70 mm dan OD 178 mm, ID 76 mm dan OD 203 mm, serta ID 83 mm dan OD 229 mm. Ujung auger terpasang pada kepala pemotong. Selama operasi pengeboran (Gambar 10.3), bagian demi bagian auger dapat ditambahkan dan lubang diperluas ke bawah.

Penerbangan auger membawa tanah gembur dari dasar lubang ke permukaan. Pengebor dapat mendeteksi perubahan jenis tanah dengan memperhatikan perubahan kecepatan dan suara pengeboran. Ketika auger batang padat digunakan, auger harus ditarik secara berkala untuk mendapatkan sampel tanah dan juga untuk melakukan operasi lain seperti uji penetrasi standar. Auger batang berongga memiliki keuntungan yang jelas dibandingkan auger batang padat karena tidak harus sering dikeluarkan untuk pengambilan sampel atau pengujian lainnya. Seperti yang ditunjukkan secara skematis (Gambar 10.4), bagian luar auger batang berongga bertindak seperti casing.



Gambar 10.2 Perkakas tangan: (a) auger lubang tiang; (b) auger heliks

Sistem auger batang berongga meliputi:

- | | |
|----------------|--|
| Komponen luar | : (a) bagian auger berongga, (b) tutup auger berongga, dan (c) tutup penggerak |
| Komponen dalam | : (a) rakitan pilot, (b) kolom batang tengah, dan (c) adaptor batang-ke-tutup |

Kepala auger memiliki gigi karbida yang dapat diganti. Selama pengeboran, jika sampel tanah akan diambil pada kedalaman tertentu, rakitan pilot dan batang tengah dilepas. Pengambil sampel tanah kemudian dimasukkan melalui batang berongga kolom auger.



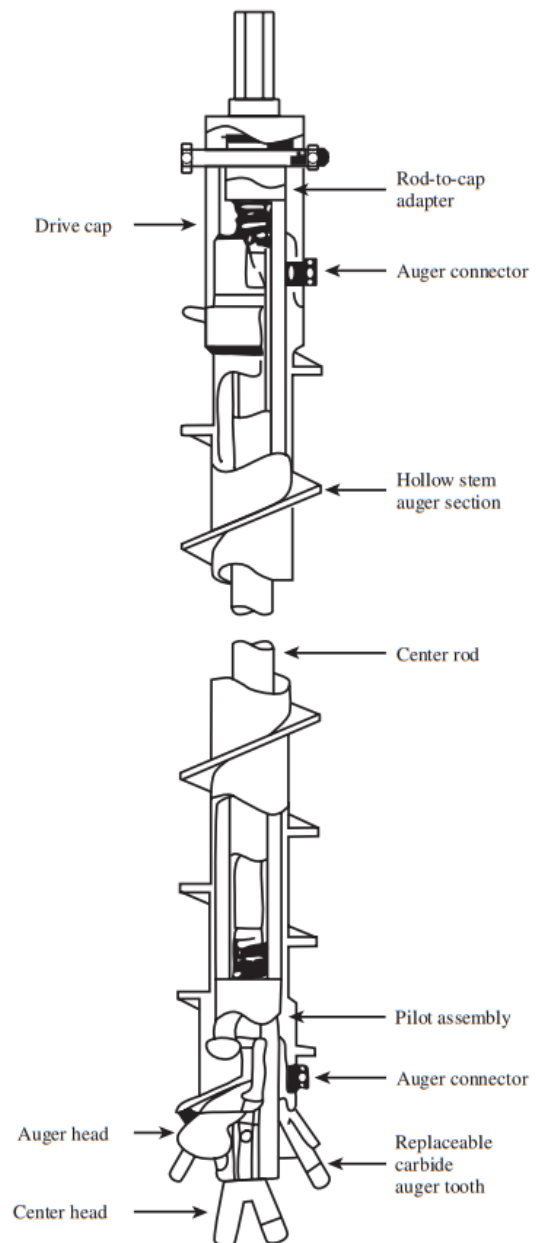
Gambar 10.3 Pengeboran dengan auger continuous-flight (Courtesy of Danny R. Anderson, Danny R. Anderson Consultants, El Paso, Texas)

Pemboran cuci adalah metode lain untuk memajukan lubang bor. Dalam metode ini, casing dengan panjang sekitar 2-3 m ditancapkan ke dalam tanah. Tanah di dalam casing kemudian digali menggunakan mata bor pemotong yang terpasang pada batang bor. Air dipaksa melewati batang bor dan keluar dengan kecepatan sangat tinggi melalui lubang-lubang di bagian bawah mata bor pemotong (Gambar 10.5). Air dan partikel tanah yang tercacah naik ke dalam lubang bor dan meluap di bagian atas casing melalui sambungan T. Air cucian ditampung dalam sebuah wadah. Casing dapat diperluas dengan potongan tambahan

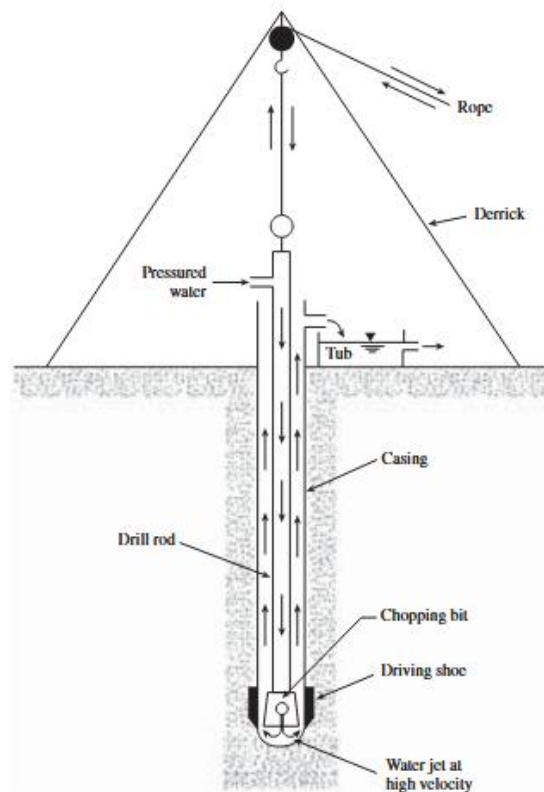
seiring dengan kemajuan lubang bor; namun, hal itu tidak diperlukan jika lubang bor akan tetap terbuka dan tidak amblas.

Pemboran putar adalah prosedur di mana mata bor yang berputar cepat yang terpasang di bagian bawah batang bor memotong dan menggerus tanah dan memajukan lubang bor. Pengeboran putar dapat digunakan pada tanah berpasir, lempung, dan bebatuan (kecuali jika retakannya parah). Air, atau lumpur pengeboran, dipaksa turun melalui batang pengeboran ke mata bor, dan aliran balik mendorong potongan ke permukaan. Lubang bor dengan diameter 50–200 mm dapat dibuat dengan mudah menggunakan teknik ini. Lumpur pengeboran adalah bubur air dan bentonit. Umumnya, pengeboran putar digunakan ketika tanah yang ditemui kemungkinan akan runtuh. Ketika sampel tanah dibutuhkan, batang pengeboran diangkat dan mata bor diganti dengan sampler.

Pengeboran perkusi adalah metode alternatif untuk memajukan lubang bor, terutama melalui tanah keras dan bebatuan. Mata bor yang berat dinaikkan dan diturunkan untuk memotong tanah keras. Partikel tanah yang dipotong dibawa ke atas oleh sirkulasi air. Pengeboran perkusi mungkin memerlukan casing.



Gambar 10.4 Komponen auger batang berongga.



Gambar 10.5 Pengeboran Cuci

10.3 PROSEDUR PENGAMBILAN SAMPEL TANAH

Dua jenis sampel tanah dapat diperoleh selama eksplorasi bawah permukaan: terganggu dan tidak terganggu. Sampel terganggu, tetapi representatif, umumnya dapat digunakan untuk jenis uji laboratorium berikut:

1. Analisis ukuran butir
2. Penentuan batas cair dan plastis
3. Berat jenis padatan tanah
4. Penentuan kandungan organik
5. Klasifikasi tanah

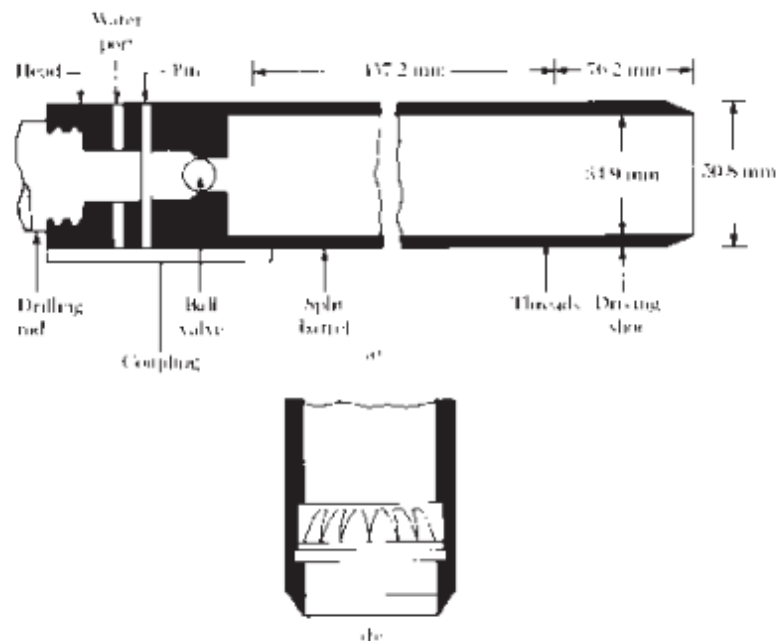
Namun, sampel tanah terganggu tidak dapat digunakan untuk uji konsolidasi, konduktivitas hidrolik, atau kuat geser. Sampel tanah tidak terganggu harus diperoleh untuk uji laboratorium ini.

Pengambilan Sampel Split-Spoon

Pengambil sampel split-spoon dapat digunakan di lapangan untuk mendapatkan sampel tanah yang umumnya terganggu tetapi tetap representatif. Bagian dari pengambil sampel split-spoon standar ditunjukkan pada Gambar 10.6a. Bagian ini terdiri dari sepatu penggerak baja perkakas, tabung baja yang terbelah memanjang menjadi dua, dan kopling di bagian atas. Kopling ini menghubungkan pengambil sampel ke batang bor. Tabung split standar memiliki diameter dalam 34,93 mm dan diameter luar 50,8 mm; namun, tersedia juga pengambil sampel dengan diameter dalam dan luar masing-masing hingga 63,5 mm dan 76,2

mm. Ketika lubang bor diperluas hingga kedalaman yang telah ditentukan, peralatan bor dilepaskan dan sampler diturunkan ke dasar lubang bor. Sampler didorong ke dalam tanah dengan pukulan palu ke bagian atas batang bor.

Berat standar palu adalah 623 N dan, untuk setiap pukulan, palu turun sejauh 762 mm. Jumlah pukulan yang diperlukan untuk penetrasi sendok tiga interval 152,4 mm dicatat. Jumlah pukulan yang diperlukan untuk dua interval terakhir ditambahkan untuk memberikan angka penetrasi standar, N , pada kedalaman itu. Angka ini umumnya disebut sebagai nilai N . Sampler kemudian ditarik, dan sepatu dan kopling dilepas. Sampel tanah yang diambil dari tabung kemudian ditempatkan dalam botol kaca dan diangkut ke laboratorium.



Gambar 10.6 (a) Pengambil sampel sendok terpisah standar; (b) penangkap inti pegas

Tingkat gangguan pada sampel tanah biasanya dinyatakan sebagai

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} (100) \quad (10.3)$$

di mana

A_R = rasio area

D_o = diameter luar tabung sampel

D_i = diameter dalam tabung sampel

Ketika rasio area 10% atau kurang, sampel umumnya dianggap tidak terganggu.

Sampel split-spoon umumnya diambil dengan interval sekitar 1,5 m. Ketika material yang ditemukan di lapangan adalah pasir (terutama pasir halus di bawah muka air tanah), pengambilan sampel dengan split-spoon sampler mungkin sulit. Dalam hal ini, alat seperti penangkap inti pegas (Gambar 10.6b) mungkin harus ditempatkan di dalam split spoon. Pada titik ini, penting untuk menunjukkan bahwa ada beberapa faktor yang akan berkontribusi

terhadap variasi angka penetrasi standar N pada kedalaman tertentu untuk profil tanah yang serupa.

Faktor-faktor ini meliputi efisiensi palu uji penetrasi standar (SPT), diameter lubang bor, metode pengambilan sampel, dan faktor panjang batang. Dua jenis palu SPT yang paling umum digunakan di lapangan adalah palu pengaman dan palu donat. Palu-palu ini umumnya dijatuhkan dengan tali yang diikatkan pada katrol.

Berdasarkan pengamatan lapangan, tampaknya masuk akal untuk menstandarisasi angka penetrasi standar lapangan berdasarkan energi penggerak masukan dan disipasinya di sekitar alat pengambil sampel ke dalam tanah di sekitarnya, atau

$$N_{60} = \frac{N\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R}{60} \quad (10.4)$$

di mana

N_{60} = angka penetrasi standar yang dikoreksi untuk kondisi lapangan

N = angka penetrasi terukur

η_H = efisiensi palu (%)

η_B = koreksi untuk diameter lubang bor

η_S = koreksi sampler

η_R = koreksi untuk panjang batang

Berdasarkan rekomendasi Seed. (1985) dan Skempton (1986), variasi η_H, η_B, η_S , dan η_R dirangkum dalam Tabel 10.3.

Selain memperoleh sampel tanah, uji penetrasi standar menyediakan beberapa korelasi yang bermanfaat. Misalnya, konsistensi tanah lempung seringkali dapat diperkirakan dari angka penetrasi standar, N_{60} , seperti yang ditunjukkan pada Tabel 10.4. Namun, korelasi untuk lempung memerlukan pengujian untuk memverifikasi bahwa hubungan tersebut valid untuk endapan lempung yang diperiksa.

Tabel 10.3 Variasi η_H, η_B, η_S , dan η_R [Persamaan (10.4)]

1. Variasi dari η_H

Negara	Jenis Palu	Mekanisme Pelepasan Palu	η_H (%)
Jepang	Donut	Tali dan katrol	67
Amerika Serikat	Pengaman (Safety)	Tali dan katrol	60
Amerika Serikat	Donut	Tali dan katrol	45
Argentina	Donut	Tali dan katrol	45
Tiongkok	Donut	Jatuh bebas	60
Tiongkok	Donut	Tali dan katrol	50

2. Variasi dari η_S

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

3. Variasi dari η_S

Variabel	η_S
Peralatan sampel standar	1.0
Dengan pelapis (liner) untuk pasir padat dan lempung	0.8
Dengan pelapis (liner) untuk pasir lepas	0.9

4. Variasi dari η_B

Panjang Batang (m)	η_R
> 10	1.0
6 – 10	0.95
4 – 6	0.85
0 – 4	0.75

Tabel 10.4 Konsistensi lempung dan korelasi perkiraan dengan angka penetrasi standar, N_{60}

Rentang N_{60}	Konsistensi	Kuat Tekan Bebas, q_u (kN/m ²)
0–2	Sangat lunak	0–25
2–5	Lunak	25–50
5–10	Sedang kaku	50–100
10–20	Kaku	100–200
20–30	Sangat kaku	200–400
>30	Keras	>400

Literatur memuat banyak korelasi antara angka penetrasi standar dan kekuatan geser tak terdrainase lempung, c_u . Berdasarkan hasil uji triaksial tak terdrainase yang dilakukan pada lempung tak sensitif, Stroud (1974) mengemukakan bahwa

$$C_u = K N_{60} \quad (10.5)$$

di mana

K = konstanta = 3,5—6,5 kN/m²

N_{60} = angka penetrasi standar yang diperoleh dari lapangan

Nilai rata-rata K adalah sekitar 4,4 kN/m². juga mengemukakan bahwa

$$C_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 29 N_{60}^{0.72} \quad (10.6)$$

Penting untuk dicatat bahwa korelasi antara c_u dan N_{60} hanyalah perkiraan.

Pada tanah granular, nilai N_{60} dipengaruhi oleh tekanan beban efektif, σ'_o . Oleh karena itu, nilai N_{60} yang diperoleh dari eksplorasi lapangan pada berbagai tekanan beban efektif harus diubah agar sesuai dengan nilai standar σ'_o ; yaitu,

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad (10.7)$$

di mana

$(N_1)_{60}$ = nilai N terkoreksi ke nilai standar σ'_o (95,6 kN/m²)

C_N = faktor koreksi

N_{60} = nilai N yang diperoleh dari lapangan

Sejumlah hubungan empiris telah diajukan untuk C_N . Beberapa hubungan tersebut disajikan dalam Tabel 10.5. Hubungan yang paling sering dikutip adalah yang diberikan oleh Liao dan Whitman (1986) dan Skempton (1986).

Tabel 10.5 Hubungan empiris untuk C_N (Catatan: s_r dalam kN/m²)

Sumber	C_N
Liao and Whitman (1986)	$9.78 \sqrt{\frac{1}{\sigma'_o}}$
Skeinpton (1986)	$\frac{2}{1 + 0.01\sigma'_o}$
'Seed et al. (1975)	$1 - 1.25 \log\left(\frac{\sigma'_o}{95.6}\right)$
Peck et al. (1974)	$0.77 \log\left(\frac{1912}{\sigma'_o}\right) \text{ (untuk } \sigma'_o \geq 25 \text{ kN/m}^2\text{)}$

Hubungan perkiraan antara angka penetrasi standar terkoreksi dan kerapatan relatif pasir diberikan pada Tabel 10.6. Nilai-nilai ini merupakan perkiraan, terutama karena tekanan beban efektif dan riwayat tegangan tanah secara signifikan memengaruhi nilai N_{60} pasir.

Baru-baru ini, Hatanaka dan Feng (2006) mengusulkan hubungan berikut antara kerapatan relatif (D_r) dan $(N_1)_{60}$ untuk pasir halus hingga sedang.

$$D_r(\%) = 1.55(N_1)_{60} + 40 [\text{for } 0 \leq (N_1)_{60} \leq 25] \quad (10.8a)$$

$$D_r(\%) = 0.84(N_1)_{60} + 58.8 [\text{for } 25 \leq (N_1)_{60} \leq 50] \quad (10.8b)$$

Untuk pasir halus sampai sedang dengan fines (yaitu, % lolos saringan No. 200, F_c) antara 15% dan 20%, $(N_1)_{60}$ dalam persamaan (10.8a dan 10.8b) dapat dimodifikasi sebagai berikut:

$$(N_1)_{60} = (N_{60} + 12.9) \left(\frac{98}{\sigma'_o}\right)^{0.5} \quad (10.9)$$

di mana σ'_o adalah tegangan efektif vertikal dalam kN/m².

Sudut gesek puncak efektif tanah granular, ϕ' , dikorelasikan dengan angka penetrasi standar terkoreksi oleh Peck, Hanson, dan Thornburn (1974). Mereka memberikan korelasi antara $(N_1)_{60}$ dan ϕ' dalam bentuk grafik, yang dapat didekati sebagai.

$$\phi'(\text{deg}) = 27.1 + 0.3(N_1)_{60} - 0.00054[(N_1)_{60}]^2 \quad (10.10)$$

Schmertmann (1975) menunjukkan korelasi antara N_{60} , s_r , dan ϕ' . Korelasi tersebut dapat didekati sebagai.

$$\phi' = \tan^{-1} \left[\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)} \right] \quad (10.11)$$

di mana

N_{60} = angka penetrasi standar lapangan

s_r = tekanan efektif lapisan tanah penutup

p_a = tekanan atmosfer dalam satuan yang sama dengan σ'_o (≈ 100 kN/m²)

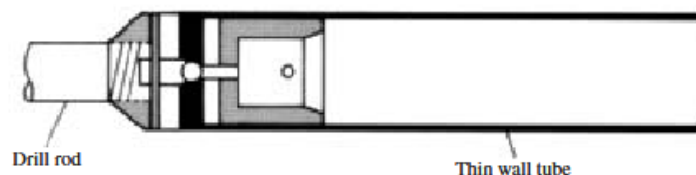
ϕ' = sudut gesek tanah (efektif)

Baru-baru ini, Hatanaka dan Uchida (1996) memberikan korelasi sederhana antara ϕ' dan $(N_1)_{60}$, yang dapat dinyatakan sebagai

$$\phi' = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20 \quad (10.12)$$

Tabel 10.6 Hubungan antara nilai N yang dikoreksi dan kepadatan relatif dalam pasir

Angka Penetrasi Standar, $(N_1)_{60}$	Kepadatan Relatif Perkiraan, $D_r(\%)$
0–5	0–5
5–10	5–30
10–30	30–60
30–50	60–95



Gambar 10.7 Tabung Dinding Tipis

Ketika nilai resistansi penetrasi standar digunakan dalam korelasi sebelumnya untuk memperkirakan parameter tanah, kualifikasi berikut perlu diperhatikan:

1. Persamaan tersebut merupakan perkiraan dan sebagian besar empiris.

2. Karena tanah tidak homogen, nilai N_{60} yang diperoleh dari lubang bor tertentu sangat bervariasi.
3. Pada endapan tanah yang mengandung bongkahan batu besar dan kerikil, angka penetrasi standar mungkin tidak menentu dan tidak dapat diandalkan.

Meskipun korelasinya merupakan perkiraan, dengan interpretasi yang tepat, uji penetrasi standar memberikan evaluasi yang baik terhadap sifat-sifat tanah. Sumber utama kesalahan dalam uji penetrasi standar adalah pembersihan lubang bor yang tidak memadai, pengukuran jumlah pukulan yang ceroboh, pukulan palu eksentrik pada batang bor, dan pemeliharaan muka air yang tidak memadai di lubang bor.

Tabung Dinding Tipis

Tabung dinding tipis terkadang disebut tabung *Shelby*. Tabung ini terbuat dari baja tanpa sambungan dan umumnya digunakan untuk mendapatkan tanah lempung yang tidak terganggu. Pengambil sampel tabung berdinding tipis yang umum digunakan memiliki diameter luar 50,8 mm dan 76,2 mm. Ujung bawah tabung diruncingkan. Tabung ini dapat dipasang pada batang bor (Gambar 10.7). Batang bor dengan pengambil sampel yang terpasang diturunkan ke dasar lubang bor, dan pengambil sampel didorong ke dalam tanah. Sampel tanah di dalam tabung kemudian ditarik keluar. Kedua ujung pengambil sampel disegel, dan dikirim ke laboratorium untuk diuji.

Sampel yang diperoleh dengan cara ini dapat digunakan untuk uji konsolidasi atau uji geser. Tabung berdinding tipis dengan diameter luar 50,8 mm memiliki diameter dalam sekitar 47,63 mm. Rasio luasnya adalah

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

$$= \frac{(50.8)^2 - (47.63)^2}{(47.63)^2} (100)$$

$$= 13.75\%$$

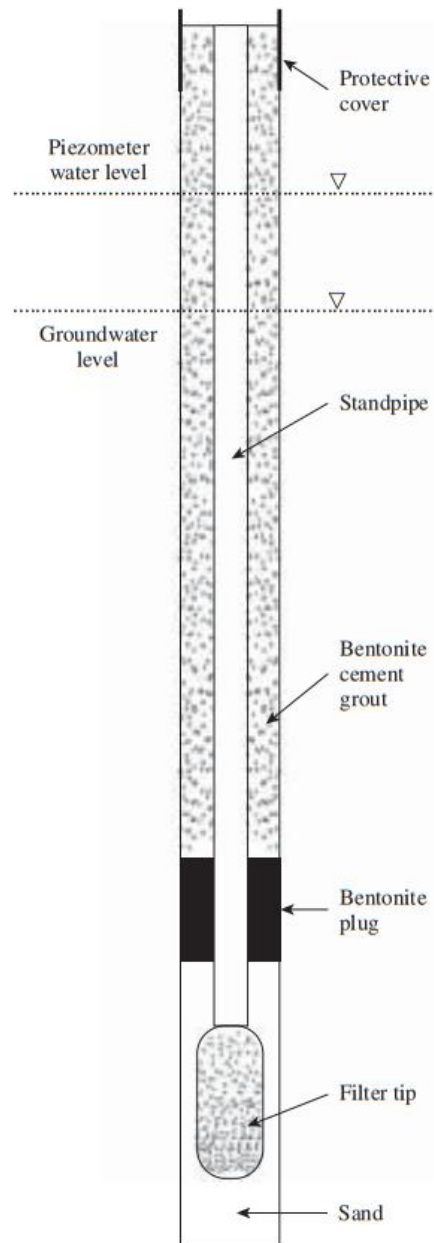
Peningkatan diameter sampel akan meningkatkan biaya perolehannya.

10.4 PENGAMATAN MUKA AIR

Keberadaan muka air tanah di dekat fondasi secara signifikan memengaruhi daya dukung dan penurunan fondasi. Muka air akan berubah secara musiman. Dalam banyak kasus, penetapan muka air tanah tertinggi dan terendah selama masa proyek mungkin diperlukan.



Gambar 10.9 Komponen-komponen piezometer tipe Casagrande.



Gambar 10.8 Piezometer tipe Casagrande

Jika ditemukan air di dalam lubang bor selama eksplorasi lapangan, hal tersebut harus dicatat. Pada tanah dengan konduktivitas hidrolik tinggi, muka air di dalam lubang bor akan stabil sekitar 24 jam setelah pengeboran selesai. Kedalaman muka air tanah kemudian dapat dicatat dengan menurunkan rantai atau pita pengukur ke dalam lubang bor. Pada lapisan yang

sangat kedap air, muka air di dalam lubang bor mungkin tidak stabil selama beberapa minggu. Dalam kasus seperti itu, jika diperlukan pengukuran muka air yang akurat, piezometer dapat digunakan.

Piezometer yang paling sederhana (Gambar 10.8) adalah piezometer pipa tegak atau piezometer tipe Casagrande. Piezometer ini terdiri dari pipa riser yang dihubungkan ke ujung filter yang ditempatkan di pasir. Segel bentonit ditempatkan di atas pasir untuk mengisolasi tekanan air pori di ujung filter. Ruang annular antara pipa riser dan lubang bor ditimbun kembali dengan nat semen bentonit untuk mencegah migrasi air vertikal. Hal ini memungkinkan pemeriksaan berkala hingga permukaan air stabil. Gambar 10.9 menunjukkan komponen-komponen piezometer tipe Casagrande.

10.5 UJI GESER BALING-BALING

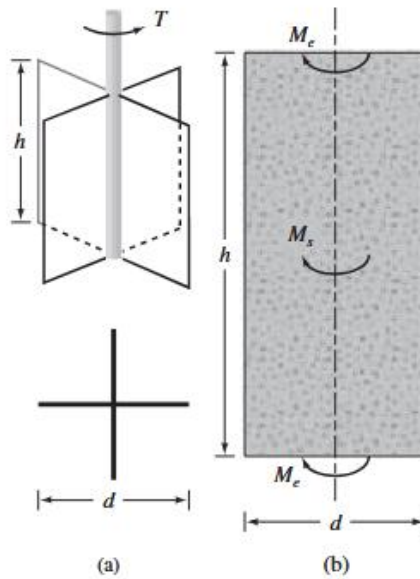
Hasil yang cukup andal untuk kuat geser tak terdrainase in situ, c_u (*konsep* $\phi = 0$) tanah kohesif plastis lunak dapat diperoleh langsung dari uji geser baling-baling selama operasi pengeboran (Penunjukan Uji ASTM 2573). Baling-baling geser biasanya terdiri dari empat pelat baja tipis berukuran sama yang dilas ke batang torsi baja (Gambar 10.10a). Pertama, baling-baling didorong ke dalam tanah. Kemudian torsi diberikan pada bagian atas batang torsi untuk memutar baling-baling dengan kecepatan seragam. Silinder tanah dengan tinggi h dan diameter d akan menahan torsi tersebut hingga tanah runtuh. Kekuatan geser tak terdrainase tanah dapat dihitung sebagai berikut.

Jika T adalah torsi maksimum yang diberikan pada kepala batang torsi untuk menyebabkan kegagalan, torsi tersebut harus sama dengan jumlah momen penahan gaya geser di sepanjang permukaan samping silinder tanah (M_s) dan momen penahan gaya geser di setiap ujung (M_e) (Gambar 10.10b):

$$T = M_s + \underbrace{M_e + M_e}_{\text{Two ends}} \quad (10.13)$$

Momen tahanan M_s dapat diberikan sebagai

$$M_s = \underbrace{(\pi dh)c_u}_{\text{Surface area}} \underbrace{(d/2)}_{\text{Moment arm}} \quad (10.14)$$



Gambar 10.10 Uji Geser Sudu

Geometri sudu lapangan persegi panjang dan meruncing sebagaimana direkomendasikan oleh ASTM ditunjukkan pada Gambar 10.11. Dimensi sudu yang digunakan di lapangan diberikan pada Tabel 10.7. Laju standar penerapan torsi adalah $0,1^\circ/\text{detik}$. Torsi maksimum T yang diterapkan untuk menyebabkan kegagalan dapat diberikan sebagai berikut:

$$T = f(c_u, h, \text{ dan } d) \quad (10.15)$$

Atau

$$c_u = \frac{T}{K} \quad (10.16)$$

di mana T dalam $\text{N} \cdot \text{m}$, dan c_u dalam kN/m^2

K = konstanta dengan besaran yang bergantung pada dimensi dan bentuk sudut

$$K = \left(\frac{\pi}{10^6}\right) \left(\frac{d^2 h}{2}\right) \left(1 + \frac{d}{3h}\right) \quad (10.17)$$

di mana

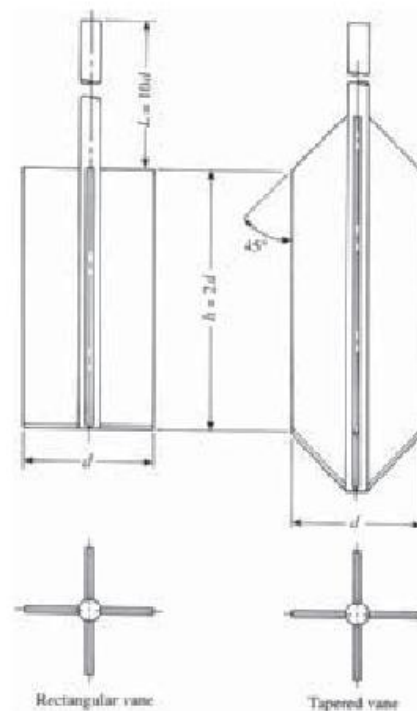
d = diameter baling-baling (cm)

h = tinggi baling-baling yang diukur (cm)

Jika $h/d = 2$, Persamaan (10.17) menghasilkan

$$K = 366 \times 10^{-8} d^3 \quad (10.18)$$

↑
(cm)



Gambar 10.11 Geometri Field Vane

Uji geser field vane cukup cepat dan ekonomis serta digunakan secara luas dalam program eksplorasi tanah lapangan. Uji ini memberikan hasil yang baik pada lempung lunak dan lempung dengan kekakuan sedang, dan juga merupakan uji yang sangat baik untuk menentukan sifat-sifat lempung sensitif.

Tabel 10.7 Dimensi Field Vane yang Direkomendasikan ASTM*

Ukuran Selubung	Diameter, d (mm)	Tinggi, h(mm)	Ketebalan Mata Pisau/Balik	Diameter Batang
AX	38.1	76.2	1.6	12.7
BX	50.8	101.6	1.6	12.7
NX	63.5	127.0	3.2	12.7
101.6 mm [†]	92.1	184.1	3.2	12.7

* Pemilihan ukuran bilah berkaitan langsung dengan konsistensi tanah yang diuji; artinya, semakin lunak tanahnya, semakin besar diameter bilah yang seharusnya.

† Diameter dalam.

Sumber kesalahan signifikan dalam uji geser bilah lapangan adalah kalibrasi pengukuran torsi yang buruk dan bilah yang rusak. Kesalahan lain dapat terjadi jika laju putaran bilah tidak dikontrol dengan baik.

Skempton (1957) memberikan koreksi empiris untuk c_u yang diperoleh dari uji geser bilah lapangan yang berbentuk

$$\frac{c_{a(VST)}}{\sigma'_o} = 0.11 + 0.0037(PI) \quad (10.19)$$

di mana

σ'_o = tekanan beban efektif

PI = indeks plastisitas, dalam persen

Gambar 10.12 menunjukkan perbandingan variasi c_u dengan kedalaman yang diperoleh dari uji geser baling-baling lapangan, uji kompresi tak terkekang, dan uji triaksial tak terkonsolidasi-tak terdrainase untuk aluvium baru-baru ini di Morgan City. Terlihat bahwa nilai uji geser baling-baling lebih tinggi dibandingkan dengan yang lain.

juga menunjukkan bahwa, seiring dengan meningkatnya plastisitas tanah, c_u yang diperoleh dari uji geser baling-baling dapat memberikan hasil yang tidak aman untuk desain pondasi. Oleh karena itu, ia menyarankan koreksi

$$C_{u(\text{design})} = \lambda C_{u(\text{vane shear})} \quad (10.20)$$

Dimana

$$\lambda = \text{correction factor} = 1.7 - 0.54 \log(PI) \quad (10.21)$$

PI = plasticity index

Baru-baru ini, Morris dan Williams (1994) memberikan korelasi λ sebagai

$$\lambda = 1.18e^{-0.08(PI)} + 0.57 \quad (\text{for } PI > 5) \quad (10.22)$$

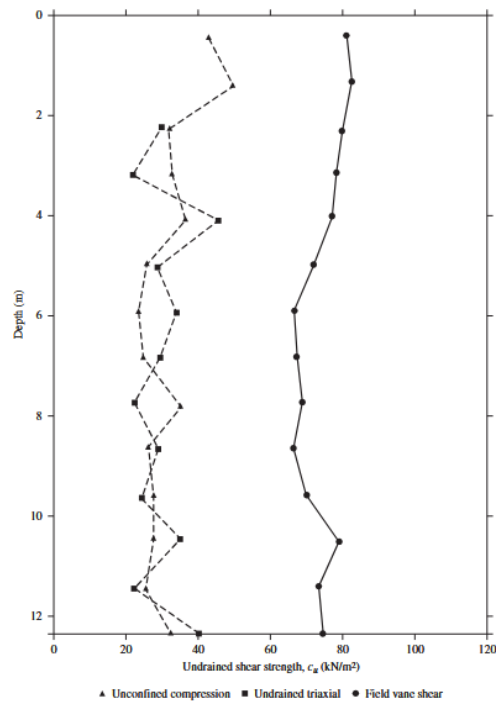
Dan

$$\lambda = 7.01e^{-0.08(LL)} + 0.57 \quad (\text{for } PI > 20) \quad (10.23)$$

di mana LL = batas cair (%).

Uji geser baling-baling dapat dilakukan di laboratorium. Baling-baling geser laboratorium memiliki dimensi sekitar 12,7 mm (diameter) dan 25,4 mm (tinggi). Gambar 10.13 adalah foto peralatan geser baling-baling laboratorium. Baling-baling geser lapangan dengan dimensi berikut digunakan oleh Biro Reklamasi AS:

$d = 50.8 \text{ mm};$	$h = 101.6 \text{ mm}$
$d = 76.2 \text{ mm};$	$h = 152.4 \text{ mm}$
$d = 101.6 \text{ mm};$	$h = 203.2 \text{ mm}$



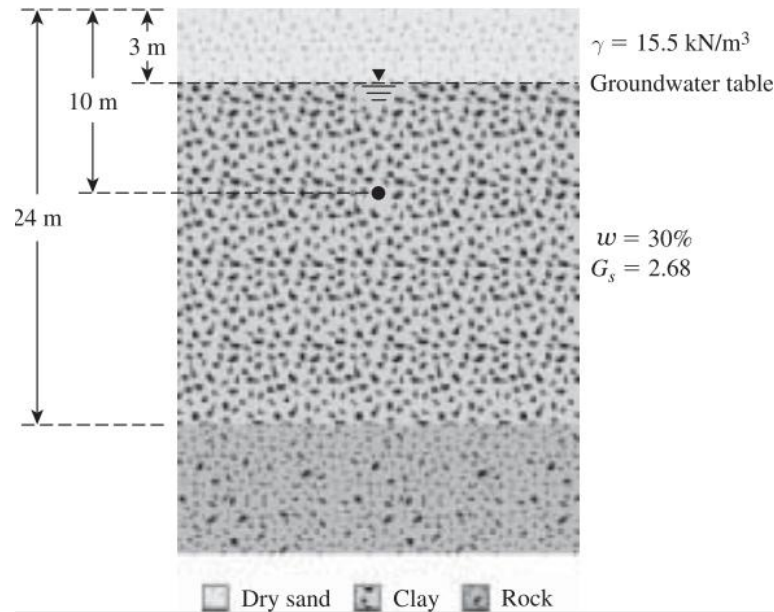
Gambar 10.12 Variasi c_u terhadap kedalaman yang diperoleh dari berbagai pengujian untuk aluvium terkini di Morgan City.



Gambar 10.13 Alat Geser Sudu Laboratorium (*Courtesy of ELE International*)

Contoh 10.1

Profil tanah ditunjukkan pada Gambar 10.14. Lempung terkonsolidasi normal. Batas cairnya adalah 60 dan batas plastisnya adalah 25. Perkirakan kuat tekan bebas lempung pada kedalaman 10 m yang diukur dari permukaan tanah. Gunakan hubungan Skempton dari Persamaan (10.19), (10.20), dan (10.21).



Gambar 10.14

Solusi

Untuk lapisan lempung jenuh, rasio pori adalah

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

Berat satuan efektif adalah

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

Tegangan efektif pada kedalaman 10 m dari permukaan tanah adalah

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

Dari Persamaan (10.19),

$$\begin{aligned} \frac{c_{u(VST)}}{\sigma'_o} &= 0.11 + 0.0037(PI) \\ \frac{c_{u(VST)}}{\sigma'_o} &= 0.11 + 0.0037(60 - 25) \end{aligned}$$

Oleh karena itu

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

Dari Persamaan (10.20) dan (10.21), kita peroleh

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

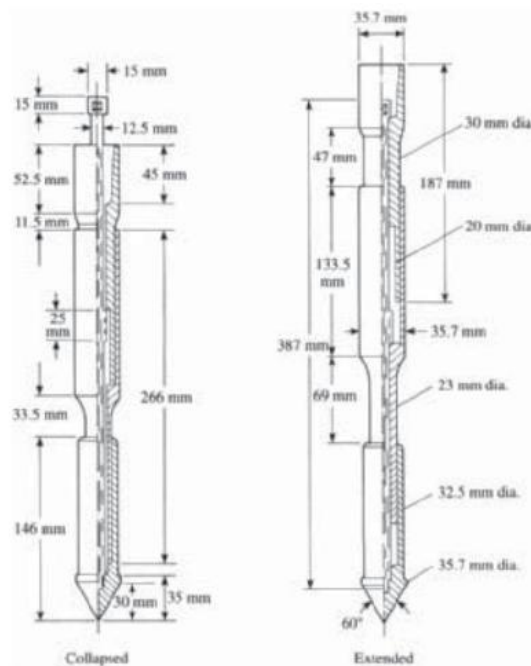
Jadi, kuat tekan bebas adalah

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

10.6 UJI PENETRASI KERUCUT

Uji penetrasi kerucut (CPT), yang awalnya dikenal sebagai uji penetrasi kerucut Belanda, adalah metode pengukuran serbaguna yang dapat digunakan untuk menentukan material dalam profil tanah dan memperkirakan sifat tekniknya. Uji ini juga disebut uji penetrasi statis, dan tidak memerlukan lubang bor untuk melakukannya. Dalam versi aslinya, kerucut 60° dengan luas alas 10 cm² didorong ke dalam tanah dengan kecepatan tetap sekitar 20 mm/detik, dan resistansi terhadap penetrasi (disebut resistansi titik) diukur.

Penetrometer kerucut yang digunakan saat ini mengukur (a) resistansi kerucut, q_c , terhadap penetrasi yang dihasilkan oleh kerucut, yang sama dengan gaya vertikal yang diberikan pada kerucut dibagi dengan luas proyeksi horizontalnya; dan (b) resistansi gesek, f_c , yang merupakan resistansi yang diukur oleh selongsong yang terletak di atas kerucut dengan tanah setempat di sekitarnya. Resistansi gesek sama dengan gaya vertikal yang diberikan pada selongsong dibagi dengan luas permukaannya sebenarnya, jumlah gesekan dan adhesi.



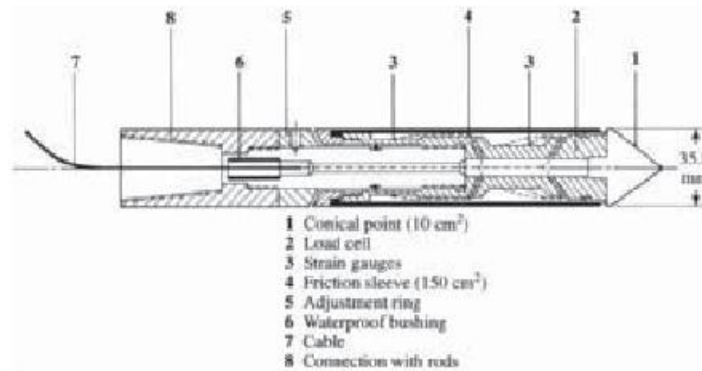
Gambar 10.15 Penetrometer kerucut gesekan mekanis

Umumnya, dua jenis penetrometer digunakan untuk mengukur q_c dan f_c :

1. *Penetrometer kerucut gesek mekanis* (Gambar 10.15). Dalam hal ini, ujung penetrometer dihubungkan ke rangkaian batang bagian dalam. Ujungnya pertama-tama dimajukan sekitar 40 mm, sehingga menghasilkan resistansi kerucut. Dengan dorongan lebih lanjut, ujung tersebut akan menyentuh selongsong gesek. Saat batang

bagian dalam dimajukan, gaya batang sama dengan jumlah gaya vertikal pada kerucut dan selongsong. Pengurangan gaya pada kerucut menghasilkan resistansi samping.

2. *Penetrometer kerucut gesek elektrik* (Gambar 10.16). Dalam hal ini, ujungnya dihubungkan ke seutas batang baja. Ujungnya didorong ke dalam tanah dengan kecepatan 20 mm/detik. Kabel dari transduser dijalin melalui bagian tengah batang dan secara terus-menerus menghasilkan resistansi kerucut dan samping.



Gambar 10.16 Penetrometer Kerucut Gesek Listrik

Gambar 10.17 menunjukkan hasil uji penetrometer pada profil tanah dengan pengukuran gesek menggunakan penetrometer kerucut gesek listrik.

Beberapa korelasi yang berguna dalam memperkirakan sifat-sifat tanah yang ditemukan selama program eksplorasi telah dikembangkan untuk resistansi kerucut, q_c , dan rasio gesek, F_r , yang diperoleh dari uji penetrasi kerucut. Rasio gesek, F_r , didefinisikan sebagai

$$F_r = \frac{\text{frictional resistance}}{\text{cone resistance}} = \frac{f_c}{q_c} \quad (10.24)$$

Dalam penelitian yang lebih baru pada beberapa tanah di Yunani, Anagnostopoulos et al. (2003) menyatakan F_r sebagai

$$F_r(\%) = 1.45 - 1.36 \log D_{50} \text{ (electric cone)} \quad (10.25)$$

Dan

$$F_r(\%) = 0.7811 - 1.611 \log D_{50} \text{ (mechanical cone)} \quad (10.26)$$

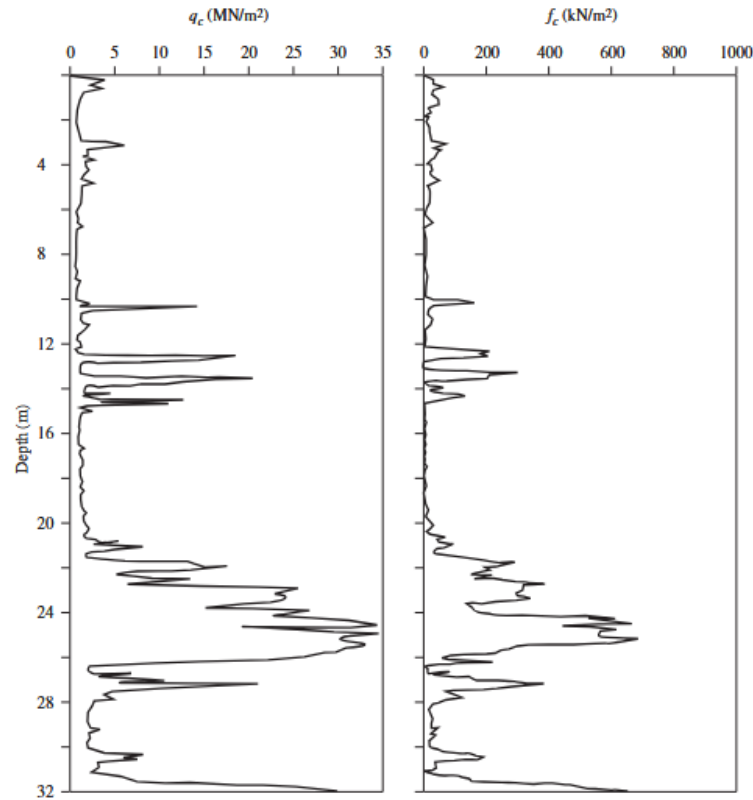
di mana D_{50} = ukuran yang akan dilalui 50% tanah (mm).

D_{50} untuk tanah yang menjadi dasar pengembangan Persamaan (10.25) dan (10.26) berkisar antara 0,001 mm hingga sekitar 10 mm.

Korelasi antara Kepadatan Relatif (D_r) dan q_c untuk Pasir

menunjukkan bahwa kepadatan relatif pasir yang terkonsolidasi normal, D_r , dan q_c dapat dikorelasikan sesuai dengan rumus

$$D_r(\%) = A = B \log_{10} \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_o}} \right) \quad (10.27)$$



Gambar 10.17 Uji Penetrometer dengan pengukuran gesekan

Hubungan sebelumnya dapat ditulis ulang sebagai.

$$D_r(\%) = 68 \left[\log \left(\frac{q_c}{\sqrt{p_o \cdot \sigma'_o}} \right) \right] - 1 \quad (10.28)$$

di mana

p_a = tekanan atmosfer

σ'_o = tegangan efektif vertikal

Baldi, dan Robertson dan Campanella merekomendasikan hubungan empiris yang ditunjukkan pada Gambar 10.18 antara tegangan efektif vertikal (σ'_o), kepadatan relatif (D_r), dan untuk pasir terkonsolidasi normal (q_c).

Kulhawy dan Mayne mengusulkan hubungan berikut untuk mengkorelasikan D_r , q_c , dan tegangan efektif vertikal σ'_o :

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{1}{305 Q_c OCR^{1.8}} \right] \left[\frac{\frac{q_c}{p_a}}{\left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)^{0.5}} \right]} \quad (10.29)$$

Dalam persamaan ini,

OCR = rasio konsolidasi berlebih

p_a = tekanan atmosfer

Q_c = faktor kompresibilitas

Nilai Q_c yang direkomendasikan adalah sebagai berikut:

Pasir yang sangat kompresibel = 0,91

Pasir yang cukup kompresibel = 1,0

Pasir yang kompresibel rendah = 1,09

Korelasi antara q_c dan Sudut Gesek Terdrainase (ϕ') untuk Pasir

Berdasarkan hasil eksperimen, menyarankan variasi D_r , σ'_o , dan ϕ' untuk pasir kuarsa yang terkonsolidasi normal. Hubungan ini dapat dinyatakan sebagai

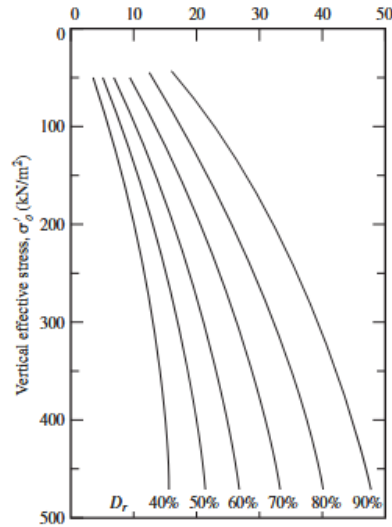
$$\phi' = \tan^{-1} \left[0.1 + 0.38 \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_o} \right) \right] \quad (10.30)$$

Berdasarkan uji penetrasi kerucut pada tanah di Laguna Venesia (Italia), mengusulkan hubungan serupa untuk tanah dengan klasifikasi ML dan SP-SM sebagai

$$\phi' = \tan^{-1} \left[0.38 + 0.27 \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_o} \right) \right] \quad (10.31)$$

Dalam penelitian yang lebih baru, mengembangkan korelasi antara ϕ' , q_c , dan tegangan efektif horizontal (σ'_h) dalam bentuk

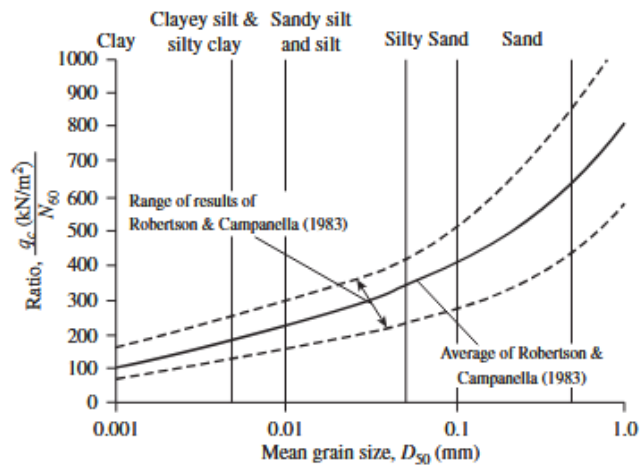
$$\phi' = 15.575 \left(\frac{q_c}{\sigma'_h} \right)^{0.1714} \quad (10.32)$$



Gambar 10.18 Variasi q_c , σ'_o , dan D_r untuk pasir kuarsa terkonsolidasi normal

Korelasi antara q_c dan N_{60}

Gambar 10.19 menunjukkan plot q_c (kN/m^2)/ N_{60} (N_{60} = angka penetrasi standar) terhadap ukuran butir rata-rata (D_{50} dalam mm) untuk berbagai jenis tanah. Plot ini dikembangkan dari hasil uji lapangan oleh Robertson dan Campanella (1983).



Gambar 10.19 Kisaran umum variasi q_c/N_{60} untuk berbagai jenis tanah

Anagnostopoulos. memberikan hubungan serupa yang mengkorelasikan q_c , N_{60} , dan D_{50} . Atau

$$\frac{\left(\frac{q_c}{p_a}\right)}{N_{60}} = 7.6429 D_{50}^{0.26} \quad (10.33)$$

di mana p_a = tekanan atmosfer (satuan yang sama dengan q_c).

Korelasi Jenis Tanah

Robertson dan Campanella (1983) memberikan korelasi yang ditunjukkan pada Gambar 10.20 antara q_c dan rasio gesek [Persamaan (10.24)] untuk mengidentifikasi berbagai jenis tanah yang ditemukan di lapangan.

Korelasi untuk Kuat Geser Tak Terdrainase (c_u), Tekanan Prakonsolidasi (σ'_c), dan Rasio Konsolidasi Berlebih (OCR) untuk Lempung

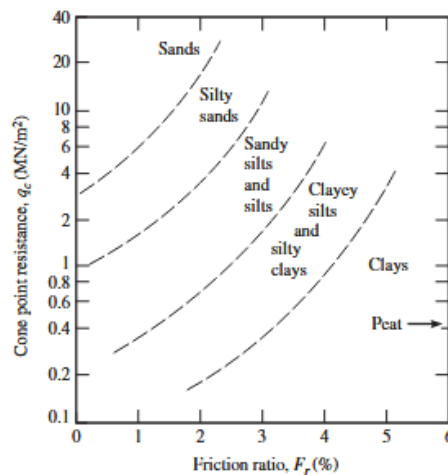
Kuat geser tak terdrainase, c_u , dapat dinyatakan sebagai

$$c_u = \frac{q_c - \sigma'_o}{N_K} \quad (10.34)$$

di mana

σ'_o = tegangan vertikal total

N_K = faktor daya dukung



Gambar 10.20 Korelasi antara q_c , F_r , dan jenis tanah

Faktor daya dukung, N_K , dapat bervariasi dari 11 hingga 19 untuk lempung yang terkonsolidasi normal dan dapat mendekati 25 untuk lempung yang terkonsolidasi berlebihan.

$$N_K = 15(\text{for electric cone})$$

Dan

$$N_K = 20(\text{for electric cone})$$

Faktor daya dukung, N_K , dapat bervariasi antara 11 hingga 19 untuk lempung yang terkonsolidasi normal dan dapat mendekati 25 untuk lempung yang terkonsolidasi berlebihan.

$$N_K = 15 \text{ (untuk kerucut listrik)}$$

dan

$$NK = 20 \text{ (untuk kerucut mekanis)}$$

Berdasarkan uji coba di Yunani, menetapkan

$$NK = 17,2 \text{ (untuk kerucut listrik)}$$

dan

$$NK = 18,9 \text{ (untuk kerucut mekanis)}$$

Uji coba lapangan ini juga menunjukkan bahwa

$$c_u = \frac{f_c}{1.26} \text{ (untuk kerucut mekanis)} \quad (10.35)$$

Dan

$$c_u = f_c \text{ (untuk kerucut listrik)} \quad (10.36)$$

memberikan korelasi untuk tekanan prakonsolidasi (σ'_c) dan rasio konsolidasi berlebih (OCR) sebagai

$$\begin{array}{ccc} \sigma'_c = 0.243(q_c)^{0.96} & & \\ \uparrow & \uparrow & \\ \text{MN/m}^2 & \text{MN/m}^2 & \end{array} \quad (10.37)$$

Dan

$$OCR = 0.37 \left(\frac{q_c - \sigma_o}{\sigma'_o} \right)^{1.01} \quad (10.38)$$

di mana σ_o dan σ'_o masing-masing = tegangan total dan efektif.

10.7 UJI PRESSUREMETER (PMT)

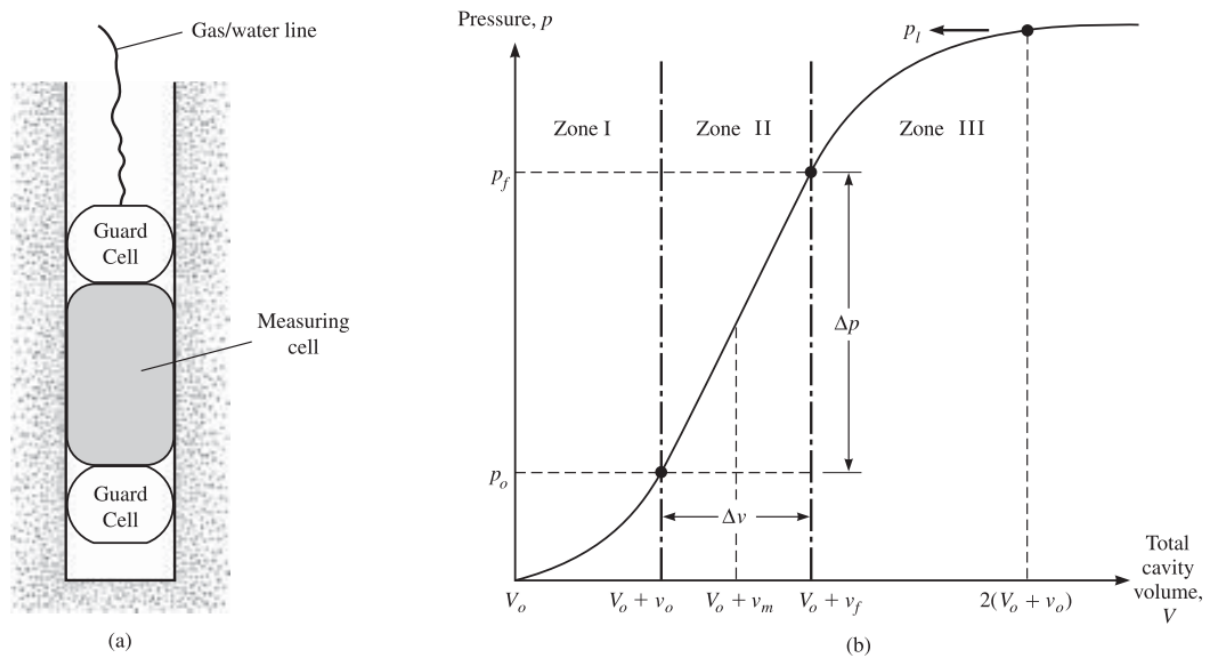
Uji pressuremeter adalah uji in situ yang dilakukan di dalam lubang bor. Uji ini awalnya dikembangkan oleh Menard (1956) untuk mengukur kekuatan dan deformabilitas tanah. Uji ini juga telah diadopsi oleh ASTM sebagai Test Designation 4719. PMT tipe Menard pada dasarnya terdiri dari probe dengan tiga sel. Sel atas dan bawah adalah sel pelindung dan sel tengah adalah sel pengukur, seperti yang ditunjukkan secara skematis pada Gambar 10.21a. Pengujian dilakukan di dalam lubang yang telah dibor sebelumnya. Lubang yang telah dibor sebelumnya harus memiliki diameter antara 1,03 dan 1,2 kali diameter nominal probe. Probe yang paling umum digunakan memiliki diameter 58 mm dan panjang 420 mm. Sel probe dapat diekspansi oleh cairan atau gas. Sel pelindung diekspansi untuk mengurangi efek kondisi akhir pada sel pengukur. Sel pengukur memiliki volume, V_o , sebesar 535 cm³. Tabel 10.8 mencantumkan diameter probe dan diameter lubang bor sesuai rekomendasi ASTM.

Untuk melakukan pengujian, volume sel pengukur, V_o , diukur dan probe dimasukkan ke dalam lubang bor. Tekanan diberikan secara bertahap, dan ekspansi volume sel diukur.

Proses ini berlanjut hingga tanah runtuh atau hingga batas tekanan perangkat tercapai. Tanah dianggap runtuh ketika volume total rongga yang mengembang, V , sekitar dua kali volume rongga awal. Setelah pengujian selesai, probe dikompresikan dan dimajukan untuk pengujian pada kedalaman lain.

Hasil uji pressuremeter dinyatakan dalam bentuk grafik tekanan versus volume pada Gambar 10.21b. Pada gambar ini, Zona I mewakili bagian pembebanan ulang di mana tanah di sekitar lubang bor didorong kembali ke keadaan awal (yaitu, keadaan sebelum pengeboran). Tekanan, p_o , mewakili tegangan horizontal total in situ. Zona II merupakan zona pseudo-elastis di mana hubungan antara volume sel dan tekanan sel praktis bersifat linear. Tekanan, p_f , merupakan tekanan creep, atau luluh. Zona yang ditandai III adalah zona plastis. Tekanan, p_l , merupakan tekanan batas.

Modulus pengukur tekanan, E_p , tanah ditentukan menggunakan teori ekspansi silinder dengan ketebalan tak terhingga. Dengan demikian,



Gambar 10.21 (a) Alat ukur tekanan; (b) plot tekanan terhadap volume rongga total

Tabel 10.8 Diameter probe dan lubang bor untuk uji alat ukur tekanan

Diameter Probe (mm)	Diameter Lubang Bor	
	Nominal (mm)	Maksimum (mm)
44	45	53
58	60	70
74	76	89

$$E_p = 2(1 + \mu_s)(V_o + v_m) \left(\frac{\Delta p}{\Delta v} \right) \quad (10.39)$$

Dimana

$$v_m = \frac{v_o + v_f}{2}$$

$$\Delta p = p_f - p_o$$

$$\Delta v = v_f - v_o$$

μ_s = Rasio Poisson (yang dapat diasumsikan sebagai 0.33)

Tekanan batas, p_l , biasanya diperoleh melalui ekstrapolasi dan bukan pengukuran langsung.

Untuk mengatasi kesulitan dalam mempersiapkan lubang bor dengan ukuran yang tepat, alat ukur tekanan bor otomatis (SBPMT) juga telah dikembangkan. Detail mengenai SBPMT dapat ditemukan dalam karya Baguelin.

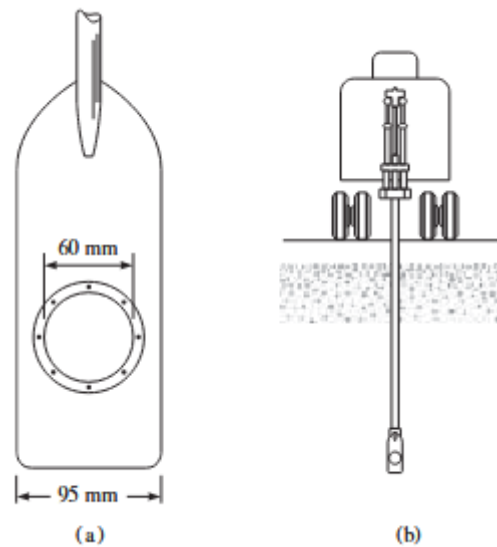
mengkorelasikan E_p dengan angka penetrasi standar lapangan, N_{60} , untuk pasir dan lempung sebagai berikut:

$$clay: E_p(\text{kN/m}^2) = 1930(N_{60})^{0.63} \quad (10.40)$$

$$sand: E_p(\text{kN/m}^2) = 908(N_{60})^{0.66} \quad (10.41)$$

10.8 UJI DILATOMETER

Penggunaan uji dilatometer pelat datar (DMT) relatif baru. Peralatan ini pada dasarnya terdiri dari pelat datar berukuran 220 mm (panjang) × 95 mm (lebar) × 14 mm (tebal). Sebuah membran baja tipis, pipih, dan dapat mengembang berbentuk lingkaran dengan diameter 60 mm ditempatkan rata di tengah salah satu sisi pelat (Gambar 10.22a). Probe dilatometer dimasukkan ke dalam tanah menggunakan alat uji penetrometer kerucut (Gambar 10.22b). Saluran gas dan listrik memanjang dari kotak kontrol permukaan melalui batang penetrometer ke dalam bilah.



Gambar 10.22 (a) Diagram skema dilatometer pelat datar; (b) probe dilatometer yang dimasukkan ke dalam tanah

Pada kedalaman yang dibutuhkan, gas nitrogen bertekanan tinggi digunakan untuk mengembangkan membran. Dua pembacaan tekanan diambil:

1. Tekanan A untuk "mengangkat" membran
2. Tekanan B di mana membran mengembang 1,1 mm ke dalam tanah di sekitarnya

Pembacaan A dan B dikoreksi sebagai berikut:

$$\text{Tegangan kontak, } p_o = 1.05(A + \Delta A - Z_m) - 0.05(B - \Delta B - Z_m) \quad (10.42)$$

$$\text{Tegangan ekspansi, } P_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (10.43)$$

di mana

ΔA = tekanan vakum yang dibutuhkan untuk menjaga membran tetap bersentuhan dengan dudukannya

ΔB = tekanan udara yang dibutuhkan di dalam membran untuk membelokkannya ke luar hingga mencapai ekspansi pusat 1,1 mm

Z_m = deviasi tekanan gauge dari 0 ketika diventilasi ke tekanan atmosfer

Pengujian biasanya dilakukan pada kedalaman 200 hingga 300 mm. Hasil pengujian digunakan untuk menentukan tiga parameter:

1. Indeks material, $I_D = \frac{p_1 - p_o}{p_o - u_o}$
2. Indeks tegangan horizontal, $K_D = \frac{p_1 - p_o}{\sigma'_o}$
3. Modulus dilatometer, $E_D (\text{kN/m}^2) = 34.7[p_1 (\text{kN/m}^2) - p_o (\text{kN/m}^2)]$

di mana

μ_o = tekanan air pori

σ'_o = tegangan efektif vertikal in situ

Gambar 10.23 menunjukkan rangkaian peralatan yang diperlukan untuk uji dilatometer.

melakukan beberapa uji dilatometer di Porto Tolle, Italia. Tanah dasar terdiri dari endapan delta Sungai Po yang baru terbentuk dan terkonsolidasi normal. Lapisan lempung lanau yang tebal ditemukan di bawah kedalaman sekitar 3 m ($c' = 0$; $\phi' \approx 28^\circ$). Hasil yang diperoleh dari uji dilatometer dikorelasikan dengan beberapa sifat tanah. Beberapa korelasi tersebut disajikan di sini:

$$K_o = \left(\frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6 \quad (10.44)$$

$$OCR = (0.5K_D)^{1.6} \quad (10.45)$$

$$\frac{c_u}{\sigma'_o} = 0.22 \text{ (untuk tanah liat yang terkonsolidasi normal)} \quad (10.46)$$

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_o} \right)_{OC} = \left(\frac{c_u}{\sigma'_o} \right)_{NC} (0.5K_D)^{1.25} \quad (10.47)$$

$$E_s = (1 - \mu_s^2)E_D \quad (10.48)$$

di mana

K_o = koefisien tekanan tanah diam

OCR = rasio konsolidasi berlebih

OC = tanah terkonsolidasi berlebih

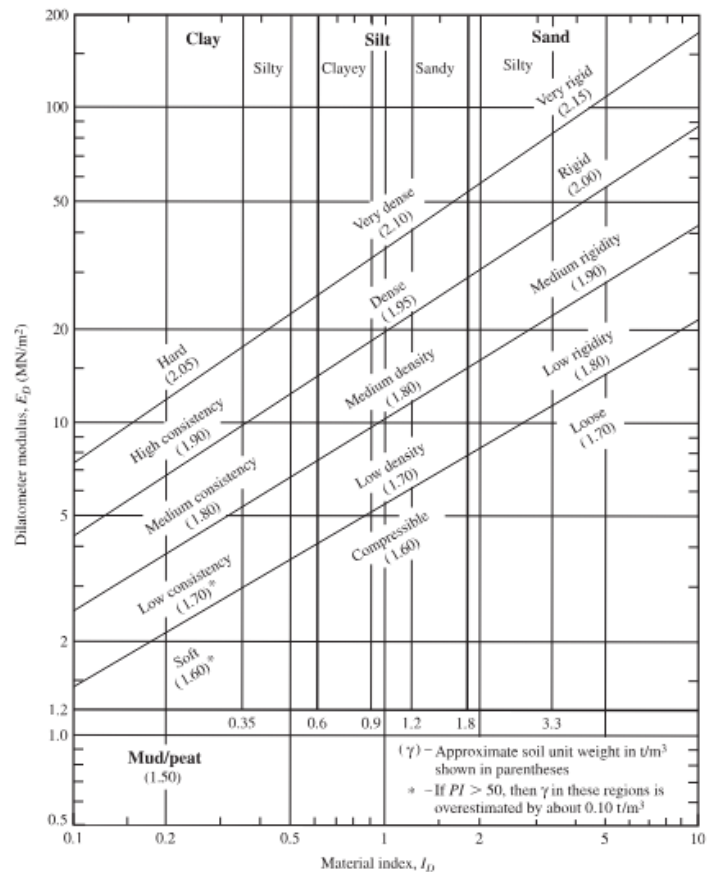
NC = tanah terkonsolidasi normal

E_s = modulus elastisitas

Juga memberikan korelasi antara indeks material, I_D , dan modulus dilatometer, E_D , untuk menentukan deskripsi tanah dan berat satuan, γ . Hubungan ini ditunjukkan pada Gambar 10.24.



Gambar 10.23 Perakitan peralatan untuk uji dilatometer.



Gambar 10.24 Bagan untuk penentuan deskripsi tanah dan berat jenis (Catatan: $1 \text{ t/m}^3 = 9,81 \text{ kN/m}^3$).

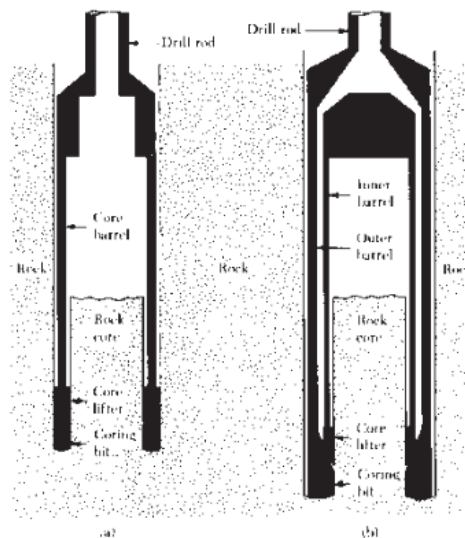
10.9 PENGEBORAN INTI BATUAN

Ketika lapisan batuan ditemukan selama operasi pengeboran, pengambilan inti batuan mungkin diperlukan. Untuk pengambilan inti batuan, sebuah laras inti dipasang pada batang bor. Mata bor inti dipasang di bagian bawah laras inti (Gambar 10.25). Elemen pemotong dapat berupa intan, tungsten, karbida, atau lainnya. Tabel 10.9 merangkum berbagai jenis laras inti dan ukurannya, serta batang bor kompatibel yang umum digunakan untuk eksplorasi pondasi. Pengambilan inti batuan dipercepat dengan pengeboran putar. Air dialirkan melalui batang bor selama pengambilan inti batuan, dan serpihan batuan tercuci.

Terdapat dua jenis inti barrel: inti barrel tabung tunggal (Gambar 10.25a) dan inti barrel tabung ganda (Gambar 10.25b). Inti batuan yang diperoleh dengan inti barrel tabung tunggal dapat mengalami gangguan dan retakan yang parah akibat torsi. Inti batuan yang lebih kecil dari ukuran BX cenderung mengalami retakan selama proses pengambilan inti.

Tabel 10.9 Ukuran standar dan penunjukan casing, core barrel, dan batang bor yang kompatibel

Penandaan Casing dan Core Barrel	Diameter Luar Mata Core Barrel (mm)	Penandaan Batang Bor	Diameter Luar Batang Bor (mm)	Diameter Lubang Bor (mm)	Diameter Sampel Inti (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



Gambar 10.25 Pengambilan inti batuan: (a) laras inti tabung tunggal; (b) laras inti tabung ganda

Tabel 10.10 Hubungan antara kualitas batuan in situ dan RQD

RQD	Mutu Batuan
0–0.25	Sangat Buruk
0.25–0.5	Buruk
0.5–0.75	Sedang/Cukup
0.75–0.9	Baik
0.9–1	Sangat Baik/Istimewa

Ketika sampel inti batuan diambil, kedalaman pengambilan harus dicatat dengan benar untuk evaluasi lebih lanjut di laboratorium. Berdasarkan panjang inti batuan yang diambil dari setiap pengambilan, kuantitas berikut dapat dihitung untuk evaluasi umum kualitas batuan yang ditemukan:

$$\text{rasio pemulihan} = \frac{\text{panjang inti yang dipulihkan}}{\text{panjang teoritis inti batuan}} \quad (10.49)$$

$$\text{penunjukan kualitas batuan (RQD)} = \frac{\sum \text{panjang potongan yang ditemukan sama dengan atau lebih besar dari 101,6 mm}}{\text{panjang teoritis inti batuan}} \quad (10.50)$$

Rasio perolehan 1 menunjukkan keberadaan batuan utuh; untuk batuan yang sangat rekah, rasio perolehan mungkin 0,5 atau kurang. Tabel 10.10 menyajikan hubungan umum antara *RQD* dan kualitas batuan in situ.

10.10 PERSIAPAN LOG PENGEBORAN

Informasi detail yang dikumpulkan dari setiap lubang bor disajikan dalam bentuk grafik yang disebut log pengeboran. Saat lubang bor dimajukan ke bawah, pengebor umumnya harus mencatat informasi berikut dalam catatan standar:

1. Nama dan alamat perusahaan pengeboran
2. Nama pengebor
3. Uraian dan nomor pekerjaan
4. Nomor dan jenis pengeboran serta lokasi pengeboran
5. Tanggal pengeboran
6. Stratifikasi bawah permukaan, yang dapat diperoleh melalui pengamatan visual tanah yang diambil dengan auger, split-spoon sampler, dan thin wall Shelby tube sampler
7. Ketinggian muka air tanah dan tanggal pengamatan, penggunaan casing dan kehilangan lumpur, dan sebagainya
8. Ketahanan penetrasi standar dan kedalaman
9. Jumlah, jenis, dan kedalaman sampel tanah yang diambil
10. Dalam hal pengambilan inti batuan, jenis core barrel yang digunakan dan, untuk setiap pengambilan, panjang inti aktual, panjang pengambilan inti, dan *RQD*

Informasi ini tidak boleh dilupakan karena tidak mencatat data sering kali mengakibatkan kesalahan pencatatan pengeboran.

Setelah menyelesaikan semua uji laboratorium yang diperlukan, insinyur geoteknik menyiapkan catatan akhir yang mencakup catatan dari catatan lapangan pengebor dan hasil uji yang dilakukan di laboratorium. Gambar 10.26 menunjukkan catatan pengeboran tipikal. Catatan ini harus dilampirkan pada laporan eksplorasi tanah akhir yang diserahkan kepada

Boring Log

Name of the Project Two-story apartment building

Location Johnson & Olive St Date of Boring March 2, 2006

Boring No. 3 Type of Boring Hollow stem auger Ground Elevation 60.9 m

Soil description	Depth (m)	Soil sample type and number	N_{60}	u_w (%)	Comments
Light brown clay (fcl)	1				
Silty sand (SM)	2	SS-1	9	8.2	
*G.W.T. 3.5 m	3	SS-2	12	17.6	L.L. = 38 P.I. = 11
Light gray clayey silt (ML)	4				
	5	ST-1		20.4	L.L. = 36 $q_u = 112 \text{ kN/m}^2$
	6	SS-3	11	20.6	
Sand with some gravel (SP)	7				
End of boring @ 8 m	8	SS-4	27	9	

N_{60} = standard penetration number (blows/305 mm)
 u_w = natural moisture content
 L.L. = liquid limit, P.I. = plasticity index
 q_u = unconfined compression strength
 SS = split-spoon sample; ST = Shelby tube sample

*Groundwater table observed after 1 week of drilling

Gambar 10.26 Catatan pengeboran

klien. Perhatikan bahwa Gambar 10.26 juga mencantumkan klasifikasi tanah di kolom sebelah kiri, beserta deskripsi masing-masing tanah (berdasarkan Sistem Klasifikasi Tanah Terpadu).

10.11 LAPORAN EKSPLORASI TANAH

Di akhir semua program eksplorasi tanah, spesimen tanah dan/atau batuan yang dikumpulkan di lapangan akan menjalani pengamatan visual dan pengujian laboratorium yang sesuai. Setelah semua informasi yang diperlukan dikumpulkan, laporan eksplorasi tanah disusun untuk digunakan oleh kantor desain dan sebagai referensi selama pekerjaan konstruksi selanjutnya. Meskipun detail dan urutan informasi dalam laporan dapat bervariasi hingga taraf tertentu, bergantung pada struktur yang dipertimbangkan dan orang yang menyusun laporan, setiap laporan harus mencakup hal-hal berikut:

1. Cakupan investigasi
2. Deskripsi struktur yang diusulkan untuk eksplorasi lapisan tanah bawah
3. Deskripsi lokasi situs, termasuk struktur di dekatnya, kondisi drainase situs, sifat vegetasi di situs dan sekitarnya, dan fitur lain yang unik untuk situs tersebut
4. Tata letak geologi situs
5. Detail eksplorasi lapangan yaitu, jumlah pengeboran, kedalaman pengeboran, jenis pengeboran, dan sebagainya
6. Gambaran umum kondisi lapisan tanah bawah sebagaimana ditentukan dari spesimen tanah dan dari uji laboratorium terkait, ketahanan penetrasi standar dan ketahanan penetrasi kerucut, dan sebagainya
7. Kondisi muka air tanah
8. Rekomendasi pondasi, termasuk jenis pondasi yang direkomendasikan, tekanan dukung yang diizinkan, dan prosedur konstruksi khusus yang mungkin diperlukan; Prosedur desain pondasi alternatif juga harus dibahas di bagian laporan ini.
9. Kesimpulan dan keterbatasan investigasi

Presentasi grafis berikut harus dilampirkan pada laporan:

- 10.1. Peta lokasi
- 10.2. Tampak denah lokasi pengeboran sehubungan dengan struktur yang diusulkan dan struktur yang ada di dekatnya
- 10.3. Catatan pengeboran
- 10.4. Hasil uji laboratorium
- 10.5. Presentasi grafis khusus lainnya

Laporan eksplorasi harus direncanakan dan didokumentasikan dengan baik. Laporan ini akan membantu dalam menjawab pertanyaan dan memecahkan masalah pondasi yang mungkin timbul di kemudian hari selama desain dan konstruksi.

Soal

- 10.1 Sebuah tabung Shelby memiliki diameter luar 50,8 mm dan diameter dalam 47,6 mm.

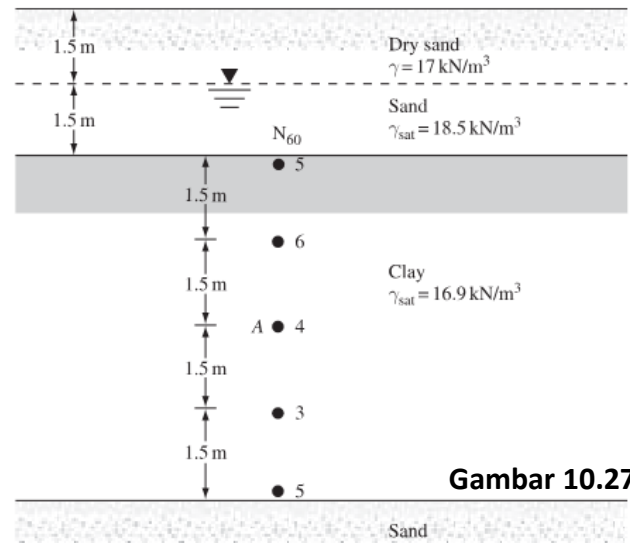
- a. Berapa rasio luas tabung tersebut?
- b. Jika diameter luar tetap sama, berapakah diameter dalam tabung agar rasio luasnya 10%?

10.2 Profil tanah ditunjukkan pada Gambar 10.27 beserta angka penetrasi standar pada lapisan lempung. Gunakan Persamaan 10.6 untuk menentukan dan memplot variasi c_u terhadap kedalaman.

10.3 Nilai rata-rata angka penetrasi standar lapangan pada lapisan lempung jenuh adalah 6. Perkirakan kuat tekan bebas lempung. Gunakan Persamaan (10.5) ($K \approx 4,2 \text{ kN/m}^2$).

10.4 Tabel berikut menunjukkan variasi angka penetrasi standar lapangan, N_{60} , pada endapan pasir:

Kedalaman (m)	N_{60}
1.5	5
3	7
4.5	9
6	8
7.5	12
9	11



Gambar 10.27

Muka air tanah terletak pada kedalaman 5,5 m. Berat satuan kering pasir dari kedalaman 0 hingga 5,5 m adalah $18,08 \text{ kN/m}^3$, dan berat satuan jenuh pasir untuk kedalaman 5,5 hingga 10,5 m adalah $19,34 \text{ kN/m}^3$. Gunakan hubungan Liao dan Whitman yang diberikan pada Tabel 10.5 untuk menghitung angka penetrasi terkoreksi.

10.5 Angka penetrasi standar lapangan untuk endapan pasir kering diberikan di bawah ini. Untuk pasir, dengan $\gamma = 18,7 \text{ kN/m}^3$. Tentukan variasi $(N_1)_{60}$ terhadap kedalaman. Gunakan faktor koreksi Skempton yang diberikan pada Tabel 10.5.

Kedalaman (m)	N_{60}
1.5	9
3.0	9
4.5	12
6.0	12

- 10.6 Untuk profil tanah yang dijelaskan pada Soal 10.5, perkirakan sudut gesek tanah puncak rata-rata. Gunakan Persamaan (10.10).
- 10.7 Tabel berikut memberikan angka penetrasi standar yang ditentukan dari endapan tanah berpasir di lapangan:

Kedalaman (m)	Berat Volume Tanah (kN/m^3)	N_{60}
3.0	16.7	7
4.5	16.7	9
6.0	16.7	11
7.5	18.6	16
9.0	18.6	18
10.5	18.6	20
12.0	18.6	22

Dengan menggunakan Persamaan (10.11), tentukan variasi sudut gesek tanah puncak, ϕ' . Perkirakan nilai rata-rata ϕ' untuk desain pondasi dangkal. Catatan: Untuk kedalaman lebih dari 6 m, berat satuan tanah adalah $18,6 \text{ kN/m}^3$.

- 10.8 Ulangi Soal 10.7 menggunakan hubungan Skempton yang diberikan pada Tabel 10.5 dan Persamaan (10.12).
- 10.9 Detail untuk endapan tanah dalam pasir diberikan dalam tabel:

Kedalaman (m)	Tegangan Overburden Efektif (kN/m^2)	Angka Penetrasi Standar Lapangan, N_{60}
3.0	55.1	9
4.5	82.7	11
6.0	97.3	12

Endapan pasir memiliki rata-rata 18% butiran halus. Gunakan Persamaan (10.8) dan (10.9) dan perkirakan kerapatan relatif rata-rata pasir antara kedalaman 3 m dan 6 m.

- 10.10 Lihat Gambar 10.27. Uji geser baling-baling dilakukan pada lapisan lempung. Dimensi baling-baling adalah $63,5 \text{ mm } (d) \times 127 \text{ mm } (h)$. Untuk pengujian di A, torsi yang diperlukan untuk menyebabkan kegagalan adalah $0,051 \text{ N} \cdot \text{m}$. Untuk lempung, batas cair adalah 46 dan batas plastis adalah 21. Perkirakan kohesi tak terdrainase lempung untuk digunakan dalam desain dengan menggunakan setiap persamaan:
- Hubungan λ Bjerrum (Persamaan 10.21)
 - Hubungan λ dan PI Morris dan Williams (Persamaan 10.22)
 - Hubungan λ dan LL Morris dan Williams (Persamaan 10.23)
- 10.11 a. Uji geser baling-baling dilakukan pada lempung jenuh. Tinggi dan diameter baling-baling masing-masing adalah $101,6 \text{ mm}$ dan $50,8 \text{ mm}$. Selama pengujian, torsi

maksimum yang diberikan adalah 0,0168 N·m. Tentukan kuat geser tak terdrainase lempung tersebut.

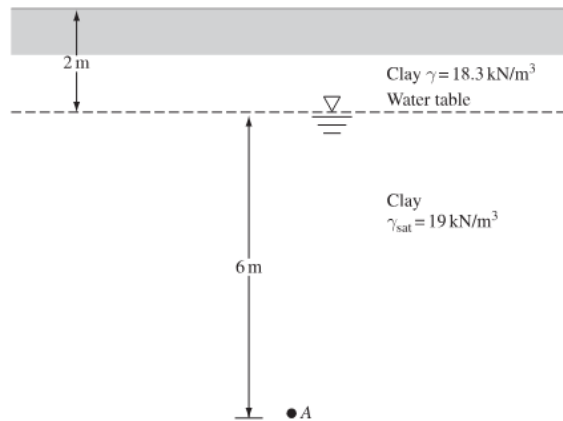
b. Tanah lempung yang dijelaskan pada bagian (a) memiliki batas cair 64 dan batas plastis 29. Berapa kuat geser tak terdrainase lempung yang telah dikoreksi untuk tujuan perancangan? Gunakan hubungan Bjerrum untuk λ (Persamaan 10.21).

- 10.12 Pada endapan pasir kering yang terkonsolidasi normal, uji penetrasi kerucut dilakukan. Tabel berikut memberikan hasilnya:

Kedalaman (m)	Tahanan Ujung Kerucut, q_c (MN/m ²)
1.5	2.05
3.0	4.23
4.5	6.01
6.0	8.18
7.5	9.97
9.0	12.42

Asumsikan berat jenis kering pasir adalah 15,5 kN/m³.

- Perkirakan sudut gesek puncak rata-rata, ϕ' , dari pasir. Gunakan Persamaan (10.30).
- Perkirakan kerapatan relatif rata-rata pasir. Gunakan Persamaan (10.29) dan $Q_c = 1$.



Gambar 10.28

- 10.13. Lihat profil tanah yang ditunjukkan pada Gambar 10.28. Asumsikan tahanan penetrasi kerucut, q_c , pada titik A sebagaimana ditentukan oleh penetrometer gesek kerucut listrik adalah 0,6 MN/m².
- Tentukan kohesi tak terdrainase, c_u .
 - Tentukan rasio konsolidasi berlebih, OCR .

- 10.14. Pertimbangkan uji pressuremeter pada lempung jenuh lunak. Mengukur volume sel, $V_o = 535 \text{ cm}^3$

$$\begin{array}{ll} p_o = 42,4 \text{ kN/m}^2 & v_o = 46 \text{ cm}^3 \\ p_f = 326,5 \text{ kN/m}^2 & v_f = 180 \text{ cm}^3 \end{array}$$

Dengan asumsi rasio Poisson, μ_s , sebesar 0,5 dan mengacu pada Gambar 10.21, hitunglah modulus pengukur tekanan, E_p .

- 10.15. Uji dilatometer dilakukan pada endapan lempung. Muka air tanah berada pada kedalaman 3 m di bawah permukaan tanah. Pada kedalaman 8 m di bawah permukaan tanah, tekanan kontak, p_o , adalah 280 kN/m^2 dan tegangan ekspansi, p_1 , adalah 350 kN/m^2 .

- Tentukan koefisien tekanan tanah diam, K_o .
- Tentukan rasio konsolidasi berlebih, OCR .
- Berapa modulus elastisitas, E_s ?

Asumsikan σ'_o pada kedalaman 8 m sebesar 95 kN/m^2 dan $\mu_s = 0,35$.

- 10.16. Selama eksplorasi lapangan, diperlukan pengambilan inti batuan. Inti barel dimajukan 1,5 m selama pengambilan inti. Panjang inti yang diperoleh adalah 0,98 m. Berapa rasio perolehannya?

BAB 11

TEKANAN TANAH LATERAL

Struktur penahan, seperti dinding penahan, dinding basement, dan sekat, umumnya dijumpai dalam rekayasa pondasi, dan dapat menopang lereng massa tanah. Desain dan konstruksi struktur ini yang tepat memerlukan pengetahuan menyeluruh tentang gaya lateral yang bekerja antara struktur penahan dan massa tanah yang ditahan. Gaya lateral ini disebabkan oleh tekanan tanah lateral. Bab ini dikhususkan untuk mempelajari berbagai teori tekanan tanah.

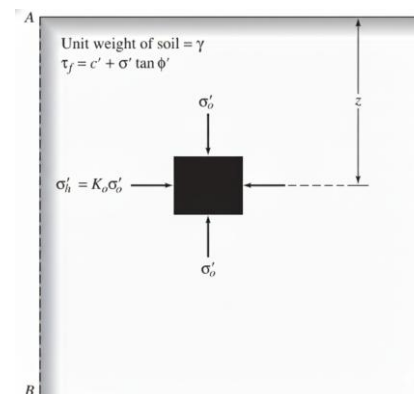
11.1 TEKATAN TANAH DALAM KEADAAN DIAM

Mari kita perhatikan massa tanah yang ditunjukkan pada Gambar 11.1. Massa tersebut dibatasi oleh dinding AB tanpa gesekan yang memanjang hingga kedalaman tak terhingga. Elemen tanah yang terletak pada kedalaman z dikenai tekanan vertikal dan horizontal *efektif* masing-masing sebesar σ'_o dan σ'_h . Untuk kasus ini, karena tanah kering, kita memiliki

$$\sigma'_o = \sigma_o$$

Dan

$$\sigma'_h = \sigma_h$$



Gambar 11.1 Tekanan Tanah Saat Diam

di mana σ'_o dan σ'_h = tekanan vertikal dan horizontal *total*, masing-masing. Perhatikan juga bahwa tidak ada tegangan geser pada bidang vertikal dan horizontal.

Jika dinding AB statis—yaitu, jika tidak bergerak ke kanan maupun ke kiri dari posisi awalnya—massa tanah akan berada dalam keadaan *kesetimbangan elastis*; artinya, regangan horizontalnya adalah 0. Rasio tegangan horizontal efektif terhadap tegangan vertikal disebut *koefisien tekanan tanah diam*, K_o , atau

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} \quad (11.1)$$

Karena $\sigma'_o = \gamma z$, kita memiliki

$$\sigma'_h = K_o(\gamma z) \quad (11.2)$$

Untuk tanah berbutir kasar, koefisien tekanan tanah saat diam dapat diperkirakan berdasarkan hubungan empiris.

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad (11.3)$$

di mana $\phi' =$ sudut gesek terdrainase.

Untuk tanah berbutir kasar yang terkonsolidasi berlebihan, Persamaan (11.3) dapat dimodifikasi menjadi

$$K_o = (1 - \sin \phi')(OCR)^{\sin \phi'} \quad (11.4)$$

di mana $OCR =$ rasio konsolidasi berlebih. Rasio konsolidasi berlebih didefinisikan dalam Bab 7 sebagai

$$OCR = \frac{\text{preconsolidation pressure}}{\text{present effective overburden pressure}} \quad (11.5)$$

Untuk tanah berbutir halus dan terkonsolidasi normal, Massarsch menyarankan persamaan berikut untuk K_o :

$$K_o = 0.44 + 0.42 \left[\frac{PI(\%)}{100} \right] \quad (11.6)$$

Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi berlebihan, koefisien tekanan tanah pada saat diam dapat diperkirakan sebagai

$$K_{o(\text{overconsolidated})} = K_{o(\text{normally consolidated})} \sqrt{OCR} \quad (11.7)$$

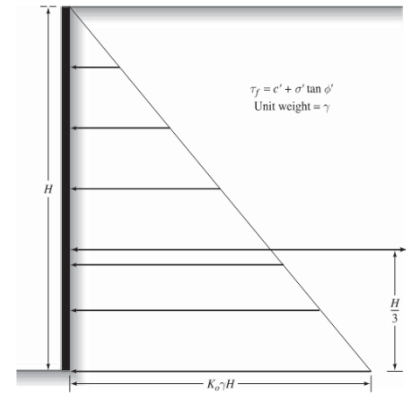
Besarnya K_o pada sebagian besar tanah berkisar antara 0,5 dan 1,0, dengan nilai yang mungkin lebih tinggi untuk lempung yang sangat terkonsolidasi.

Gambar 11.2 menunjukkan distribusi tekanan tanah diam pada dinding dengan tinggi H . Gaya total per satuan panjang dinding, P_o , sama dengan luas diagram tekanan, sehingga

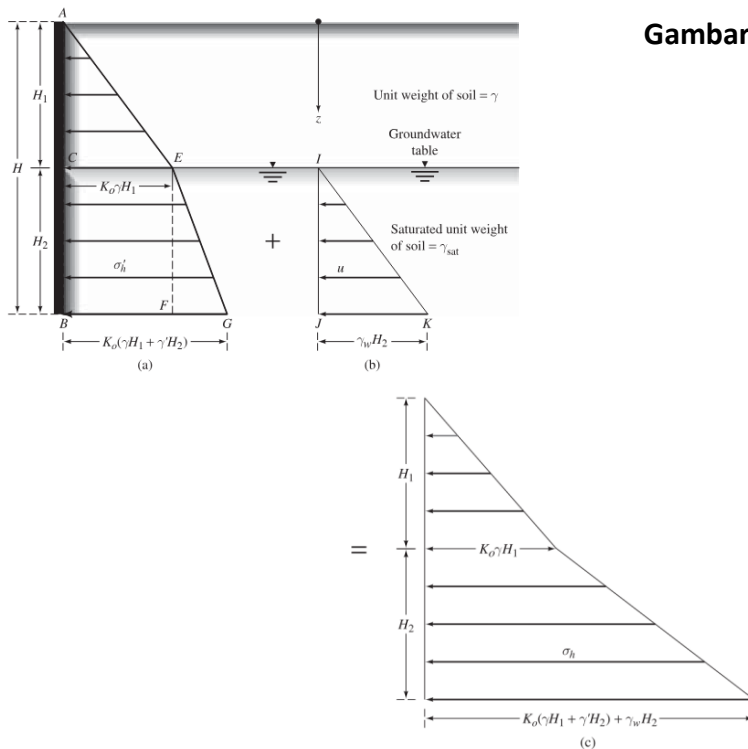
$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \quad (11.8)$$

Tekanan Tanah Diam untuk Tanah yang Terendam Sebagian

Gambar 11.3a menunjukkan dinding dengan tinggi H . Muka air tanah berada pada kedalaman H_1 di bawah permukaan tanah, dan tidak ada air kompensasi di sisi lain dinding. Untuk $z \leq H_1$, tekanan tanah lateral total diam dapat dinyatakan sebagai $\sigma'_h = K_o \gamma z$. Variasi σ'_h terhadap kedalaman ditunjukkan oleh segitiga ACE pada Gambar 11.3a. Namun, untuk $z \geq H_1$ (yaitu, di bawah muka air tanah),



Gambar 11.2 Distribusi Tekanan Tanah



Gambar 11.3 Distribusi Tekanan Tanah Diam Pada Tanah Yang Terendam Sebagian

tekanan pada dinding dihitung dari komponen tegangan efektif dan tekanan air pori dengan cara berikut:

$$\text{effective vertical pressure} = \sigma'_o = \gamma H_1 + \gamma'(z - H_1) \quad (11.9)$$

di mana $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ = berat satuan efektif tanah. Jadi, tekanan lateral efektif saat diam adalah:

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_o = K_o [\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] \quad (11.10)$$

Variasi σ'_h terhadap kedalaman ditunjukkan oleh $CEGB$ pada Gambar 11.3a. Sekali lagi, tekanan lateral dari air pori adalah

$$u = \gamma_w(z - H_1) \quad (11.11)$$

Variasi u terhadap kedalaman ditunjukkan pada Gambar 11.3b.

Oleh karena itu, tekanan lateral total dari tanah dan air pada kedalaman berapa pun $z \geq H_1$ sama dengan

$$\begin{aligned} \sigma_h &= \sigma'_h + u \\ &= K_0[\gamma H_1 + \gamma(z - H_1)] + \gamma_w(z - H_1) \end{aligned} \quad (11.12)$$

Gaya per satuan panjang dinding dapat ditemukan dari jumlah luas diagram tekanan pada Gambar 11.3a dan b dan sama dengan

$$P_o = \underbrace{\frac{1}{2} K_0 \gamma H_1^2}_{\text{Area } ACE} + \underbrace{K_0 \gamma H_1 H_2}_{\text{Area } CEFB} + \underbrace{\frac{1}{2} (K_0 \gamma' + \gamma_w) H_2^2}_{\text{Areas } EFG \text{ and } IJK} \quad (11.13)$$

Atau

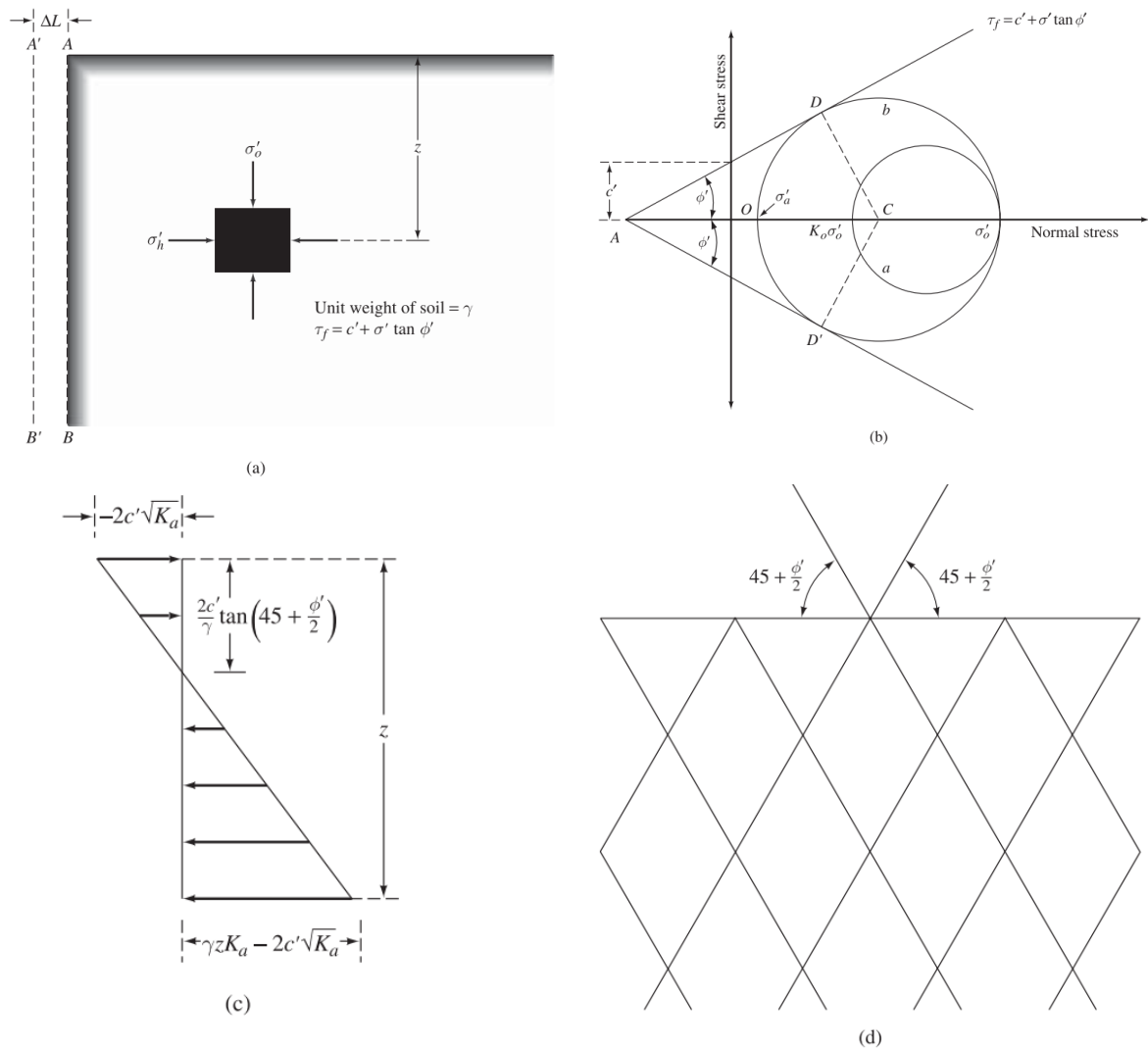
$$P_o = \frac{1}{2} K_0 [\gamma H_1^2 + 2\gamma H_1 H_2 + \gamma' H_2^2] + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad (11.14)$$

11.2 TEORI TEKanan TANAH AKTIF DAN PASIF RANKINE

Istilah *kesetimbangan plastis* dalam tanah mengacu pada kondisi di mana setiap titik dalam massa tanah berada di ambang kegagalan. Rankine (1857) menyelidiki kondisi tegangan dalam tanah pada keadaan kesetimbangan plastis. Bagian ini membahas teori tekanan tanah Rankine.

Keadaan Aktif Rankine

Gambar 11.4a menunjukkan massa tanah yang sama yang diilustrasikan pada Gambar 11.1. Itu dibatasi oleh dinding tanpa gesekan AB yang memanjang hingga kedalaman tak terhingga. Tegangan utama efektif vertikal dan horizontal pada elemen tanah pada kedalaman z adalah σ'_o , dan σ'_h , berturut-turut. Seperti yang kita lihat di Bagian 11.1, jika dinding AB tidak dibiarkan bergerak sama sekali, maka $\sigma'_h = K_0 \sigma'_o$.



Gambar 11.4 Tekanan Tanah Aktif Rankine

Kondisi tegangan pada elemen tanah dapat direpresentasikan oleh lingkaran Mohr *a* pada Gambar 11.4b. Namun, jika dinding *AB* dibiarkan menjauh dari massa tanah secara bertahap, maka tegangan utama efektif horizontal akan berkurang. Akhirnya akan tercapai keadaan di mana kondisi tegangan pada elemen tanah dapat direpresentasikan oleh lingkaran Mohr *b*, keadaan kesetimbangan plastis, dan kegagalan tanah akan terjadi. Keadaan ini adalah keadaan aktif Rankine, dan tekanan σ'_o pada bidang vertikal (yang merupakan bidang utama) adalah *tekanan tanah aktif Rankine*. Berikut ini adalah turunan untuk menyatakan σ'_a dalam bentuk γ , z , c' , dan ϕ' . Dari Gambar 11.4b, kita memperoleh

$$\sin \phi' = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC}$$

Tetapi

$$CD = \text{radius of the failure circle} = \frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}$$

$$AO = c' \cot \phi'$$

Dan

$$OC = \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}$$

Jadi

$$\sin \phi' = \frac{\frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}}{c' \cot \phi' + \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}}$$

Atau

$$c' \cos \phi' + \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2} \sin \phi' = \frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}$$

Atau

$$\sigma'_a = \sigma'_o \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} - 2c' \frac{\cos \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (11.15)$$

Tapi

$$\sigma'_o = \text{vertical effective overburden pressure} = \gamma z$$

$$\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

Dan

$$\frac{\cos \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

Dengan mensubstitusikan persamaan di atas ke dalam persamaan (11.15), kita peroleh

$$\sigma'_a = \gamma z \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (11.16)$$

Variasi σ'_a terhadap kedalaman ditunjukkan pada Gambar 11.4c. Untuk tanah tanpa kohesi, $c' = 0$ dan

$$\sigma'_a = \sigma'_o \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (11.17)$$

Rasio σ'_a terhadap σ'_o disebut *koefisien tekanan tanah aktif Rankine*, K_a , atau

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_o} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (11.18)$$

Sekali lagi, dari Gambar 11.4b, kita dapat melihat bahwa bidang keruntuhan di dalam tanah membentuk sudut $\pm(45 + \phi'/2)$ derajat terhadap arah bidang utama utama—yaitu,

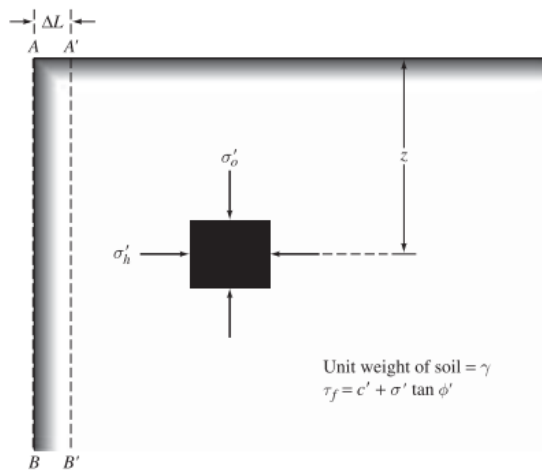
bidang horizontal. Bidang keruntuhan ini disebut *bidang gelincir*. Bidang-bidang gelincir ditunjukkan pada Gambar 11.4d.

Keadaan Pasif Rankine

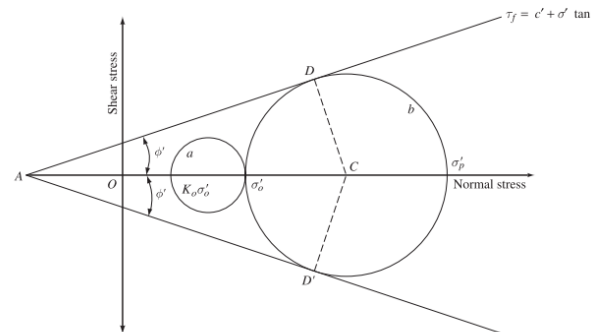
Keadaan pasif Rankine diilustrasikan pada Gambar 11.5. AB adalah dinding tanpa gesekan (Gambar 11.5a) yang memanjang hingga kedalaman tak terhingga. Kondisi tegangan awal pada elemen tanah direpresentasikan oleh lingkaran Mohr a pada Gambar 11.5b. Jika dinding secara bertahap didorong ke dalam massa tanah, tegangan utama efektif σ'_h akan meningkat. Pada akhirnya, dinding akan mencapai keadaan di mana kondisi tegangan pada elemen tanah dapat direpresentasikan oleh lingkaran Mohr b . Pada saat ini, keruntuhan tanah akan terjadi. Ini disebut sebagai *keadaan pasif Rankine*. Tekanan tanah lateral efektif σ'_p , yang merupakan tegangan utama, disebut *tekanan tanah pasif Rankine*. Dari Gambar 11.5b, dapat ditunjukkan bahwa

$$\begin{aligned}\sigma'_p &= \sigma'_o \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \\ &= \gamma z \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)\end{aligned}\quad (11.19)$$

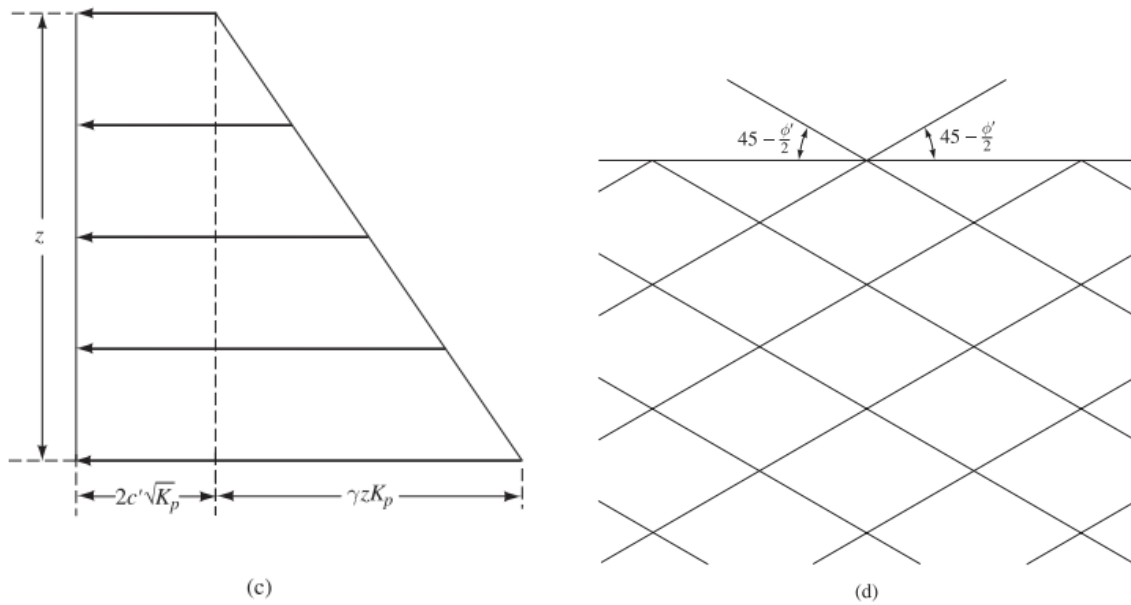
Turunannya mirip dengan keadaan aktif Rankine.



(a)



(b)



Gambar 11.5 Tekanan Tanah Pasif Rankine

Gambar 11.5c menunjukkan variasi tekanan pasif terhadap kedalaman. Untuk tanah tanpa kohesi ($c' = 0$), kita memiliki

$$\sigma'_p = \sigma'_o \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Atau

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} = K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (11.20)$$

K_p dalam persamaan sebelumnya disebut sebagai *koefisien tekanan tanah pasif Rankine*.

Titik D dan D' pada lingkaran keruntuhan (Gambar 11.5b) bersesuaian dengan bidang gelincir di dalam tanah. Untuk keadaan pasif Rankine, bidang gelincir membentuk sudut $\pm(45 - \phi'/2)$ derajat terhadap arah bidang utama minor—yaitu, dalam arah horizontal. Gambar 11.5d menunjukkan distribusi bidang gelincir di dalam massa tanah.

Pengaruh Lelehan Dinding

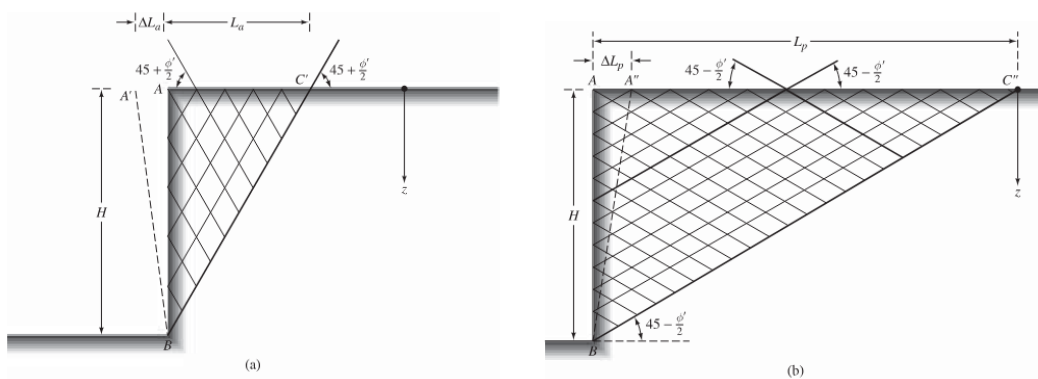
Dari pembahasan sebelumnya, kita mengetahui bahwa pergerakan dinding yang cukup diperlukan untuk mencapai keadaan kesetimbangan plastis. Namun, distribusi tekanan tanah lateral terhadap dinding sangat dipengaruhi oleh cara dinding tersebut meleleh. Pada sebagian besar dinding penahan sederhana, pergerakan dapat terjadi melalui translasi sederhana atau, lebih sering, melalui rotasi di sekitar bagian bawah.

Untuk analisis teoretis awal, mari kita pertimbangkan dinding penahan tanpa gesekan yang direpresentasikan oleh bidang AB , seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.6a. Jika dinding AB berputar cukup terhadap dasarnya hingga mencapai posisi $A'B$, maka massa tanah segitiga ABC' yang berdekatan dengan dinding akan mencapai keadaan aktif Rankine. Karena bidang gelincir dalam keadaan aktif Rankine membentuk sudut $\pm(45 + \phi'/2)$ derajat

terhadap bidang utama utama, massa tanah dalam keadaan kesetimbangan plastis dibatasi oleh bidang BC' , yang membentuk sudut $(45 + \phi'/2)$ derajat terhadap horizontal. Tanah di dalam zona ABC' mengalami deformasi satuan yang sama pada arah horizontal di mana pun, yaitu sebesar $\Delta L_a/L_a$. Tekanan tanah lateral pada dinding pada setiap kedalaman z dari permukaan tanah dapat dihitung dengan Persamaan (11.16).

Dengan cara yang sama, jika dinding tanpa gesekan AB (Gambar 11.6b) berotasi cukup ke dalam massa tanah hingga mencapai posisi $A''B$, maka massa tanah segitiga ABC'' akan mencapai keadaan pasif Rankine. Bidang gelincir BC'' yang membatasi irisan tanah yang berada dalam keadaan kesetimbangan plastis membentuk sudut $(45 - \phi'/2)$ derajat terhadap horizontal. Setiap titik tanah di zona segitiga ABC'' mengalami deformasi satuan yang sama pada arah horizontal, yaitu sebesar $\Delta L_p/L_p$. Tekanan pasif pada dinding pada setiap kedalaman z dapat dievaluasi menggunakan Persamaan (11.19).

Nilai tipikal kemiringan dinding minimum (ΔL_a dan ΔL_p) yang diperlukan untuk mencapai keadaan Rankine diberikan pada Tabel 11.1.



Gambar 11.6 Rotasi Dinding Tanpa Gesekan Terhadap Dasar

Tabel 11.1 Nilai Tipikal $\Delta L_a/H$ Dan $\Delta L_p/H$ Untuk Keadaan Rankine

Jenis Tanah	$\Delta L_a/H$	$\Delta L_p/H$
Pasir lepas	0.001–0.002	0.01
Pasir padat	0.0005–0.001	0.005
Lempung lunak	0.02	0.04
Lempung kaku	0.01	0.02

11.3 DIAGRAM DISTRIBUSI TEKATAN TANAH LATERAL TERHADAP DINDING PENAHAN Timbunan Tanah—Tanah Tanpa Kohesi dengan Permukaan Tanah Horizontal Kasus Aktif

Gambar 11.7a menunjukkan dinding penahan tanah dengan timbunan tanah tanpa kohesi yang memiliki permukaan tanah horizontal. Berat satuan dan sudut gesek tanah masing-masing adalah γ dan ϕ' . Untuk keadaan aktif Rankine, tekanan tanah pada setiap kedalaman terhadap dinding penahan dapat diberikan oleh Persamaan (11.16):

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_a \gamma z \quad (\text{Note: } c' = 0)$$

σ_a meningkat secara linier terhadap kedalaman, dan di bagian bawah dinding, akan menjadi

$$\sigma_a = K_a \gamma H \quad (11.21)$$

Total gaya, P_a , per satuan panjang dinding sama dengan luas diagram tekanan, jadi

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (11.22)$$

Kasus Pasif

Distribusi tekanan lateral terhadap dinding penahan dengan tinggi H untuk keadaan pasif Rankine ditunjukkan pada Gambar 11.7b. Tekanan tanah lateral pada setiap kedalaman z [Persamaan (11.20), $c' = 0$] adalah

$$\sigma_p = \sigma'_p = K_p \gamma H \quad (11.23)$$

Gaya total, P_p , per satuan panjang dinding adalah

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (11.24)$$

Timbunan—Tanah Kohesi Terendam Sebagian yang Mendukung Beban Tambahan Kasus Aktif

Gambar 11.8a menunjukkan dinding penahan tanah tanpa gesekan dengan tinggi H dan timbunan tanah tanpa kohesi. Muka air tanah berada pada kedalaman H_1 di bawah permukaan tanah, dan timbunan tersebut mendukung tekanan beban tambahan sebesar q per satuan luas. Dari Persamaan (11.18), kita mengetahui bahwa tekanan tanah aktif efektif pada setiap kedalaman dapat diberikan oleh

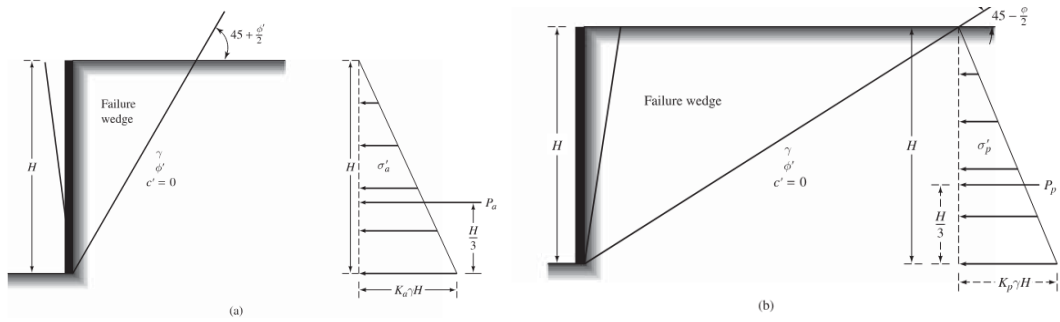
$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o \quad (11.25)$$

di mana σ'_o dan σ'_a masing-masing adalah tekanan vertikal dan tekanan lateral efektif. Pada $z = 0$,

$$\sigma_o = \sigma'_o = q \quad (11.26)$$

Dan

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_a q \quad (11.27)$$



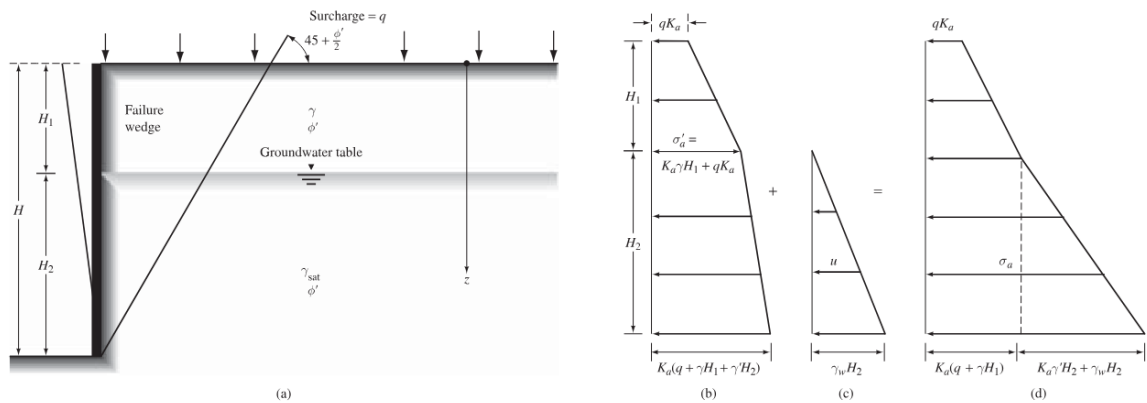
Gambar 11.7 Distribusi Tekanan Terhadap Dinding Penahan Untuk Timbunan Tanah Tanpa Kohesi Dengan Permukaan Tanah Horizontal: (A) Keadaan Aktif Rankine; (B) Keadaan Pasif Rankine

Pada kedalaman $z = H_1$,

$$\sigma_o = \sigma'_o = (q + \gamma H_1) \quad (11.28)$$

Dan

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_a(q + \gamma H_1) \quad (11.29)$$



Gambar 11.8 Distribusi Tekanan Tanah Aktif Rankine Terhadap Dinding Penahan Dengan Timbunan Tanah Non-Kohesi Yang Terendam Sebagian Yang Menopang Beban Tambahan

Pada kedalaman $z = H$,

$$\sigma'_o = (q + \gamma H_1 + \gamma' H_2) \quad (11.30)$$

Dan

$$\sigma'_a = K_a(q + \gamma H_1 + \gamma' H_2) \quad (11.31)$$

di mana $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$. Variasi sr terhadap kedalaman ditunjukkan pada Gambar 11.8b.

Tekanan lateral pada dinding dari air pori antara $z = 0$ dan H_1 adalah 0, dan untuk $z > H_1$, tekanan tersebut meningkat secara linear terhadap kedalaman (Gambar 11.8c). Pada $z = H$,

$$u = \gamma_w H_2$$

Diagram tekanan lateral total, σ'_a , (Gambar 11.8d) merupakan penjumlahan diagram tekanan yang ditunjukkan pada Gambar 11.8b dan c. Gaya aktif total per satuan panjang dinding adalah luas diagram tekanan total. Dengan demikian,

$$P_a = K_a qH + \frac{1}{2} K_a \gamma H_1^2 + K_a \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} (K_a \gamma' + \gamma_w) H_2^2 \quad (11.32)$$

Kasus Pasif

Gambar 11.9a menunjukkan dinding penahan yang sama seperti pada Gambar 11.8a. Tekanan pasif Rankine (efektif) pada setiap kedalaman terhadap dinding dapat diberikan oleh Persamaan (11.20):

$$\sigma'_p = K_p \sigma'_o$$

Dengan menggunakan persamaan sebelumnya, kita dapat menentukan variasi σ'_p terhadap kedalaman, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.9b. Variasi tekanan pada dinding dari air terhadap kedalaman ditunjukkan pada Gambar 11.9c. Gambar 11.9d menunjukkan distribusi tekanan total, σ'_p , terhadap kedalaman. Gaya pasif lateral total per satuan panjang dinding adalah luas diagram yang diberikan pada Gambar 11.9d, atau

$$P_p = K_p qH + \frac{1}{2} K_p \gamma H_1^2 + K_p \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} (K_p \gamma' + \gamma_w) H_2^2 \quad (11.33)$$

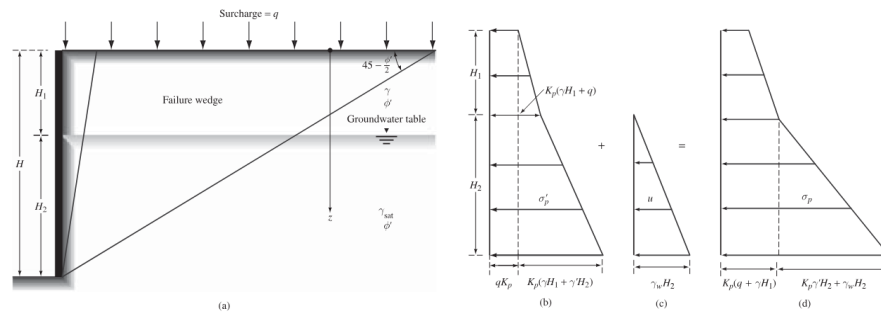
Timbunan—Tanah Kohesif dengan Timbunan Horizontal Kasus Aktif

Gambar 11.10a menunjukkan dinding penahan tanpa gesekan dengan timbunan tanah kohesif. Tekanan aktif terhadap dinding pada setiap kedalaman di bawah permukaan tanah dapat dinyatakan sebagai [Persamaan (11.15)]

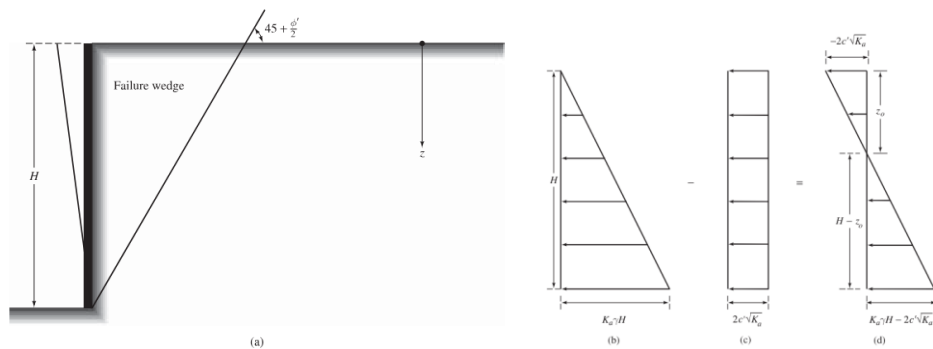
$$\sigma'_a = K_a \gamma z - 2c' \sqrt{K_a}$$

Variasi $K_a \gamma z$ terhadap kedalaman ditunjukkan pada Gambar 11.10b, dan variasi $2c' \sqrt{K_a}$ terhadap kedalaman ditunjukkan pada Gambar 11.10c. Perhatikan bahwa $2c' \sqrt{K_a}$ bukan fungsi z , sehingga Gambar 11.10c merupakan persegi panjang. Variasi nilai bersih σ'_a terhadap kedalaman diplot pada Gambar 11.10d. Perhatikan juga bahwa, karena efek kohesi, σ'_a bernilai negatif di bagian atas dinding penahan. Kedalaman z_o di mana tekanan aktif menjadi sama dengan 0 dapat ditemukan dari Persamaan (11.16) sebagai berikut:

$$K_a \gamma z_o - 2c' \sqrt{K_a} = 0$$



Gambar 11.9 Distribusi Tekanan Tanah Pasif Rankine: Dinding Penahan, Tanah Kohesif Terendam, Beban Tambahan



Gambar 11.10 Distribusi Tekanan Tanah Aktif Rankine: Dinding Penahan, Tanah Kohesif

Atau

$$z_o = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad (11.34)$$

Untuk kondisi tak terdrainase—yaitu, $\phi = 0$, $K_a = \tan^2 45 = 1$, dan $c = c_u$ (kohesi tak terdrainase)—kita memiliki

$$z_o = \frac{2c_u}{\gamma} \quad (11.35)$$

Dengan demikian, seiring waktu, retakan tarik pada antarmuka tanah-dinding akan berkembang hingga kedalaman z_o .

Gaya aktif total per satuan panjang dinding dapat ditemukan dari luas diagram tekanan total (Gambar 11.10d), atau

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2\sqrt{K_a} c H \quad (11.36)$$

Untuk kondisi $\phi = 0$,

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 - 2c_u H \quad (11.37)$$

Untuk perhitungan gaya aktif total, praktik umum adalah memperhitungkan retak tarik. Karena tidak ada kontak antara tanah dan dinding hingga kedalaman z_o setelah terjadinya retak tarik, hanya distribusi tekanan aktif terhadap dinding antara $z = 2c'/(\gamma\sqrt{K_a})$ dan H (Gambar 11.10d) yang dipertimbangkan. Dalam hal ini,

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2}(K_a\gamma H - 2\sqrt{K_a}c')\left(H - \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}}\right) \\ &= \frac{1}{2}K_a\gamma H^2 - 2\sqrt{K_a}c'H + 2\frac{c'^2}{\gamma} \end{aligned} \quad (11.38)$$

Untuk kondisi $\phi = 0$,

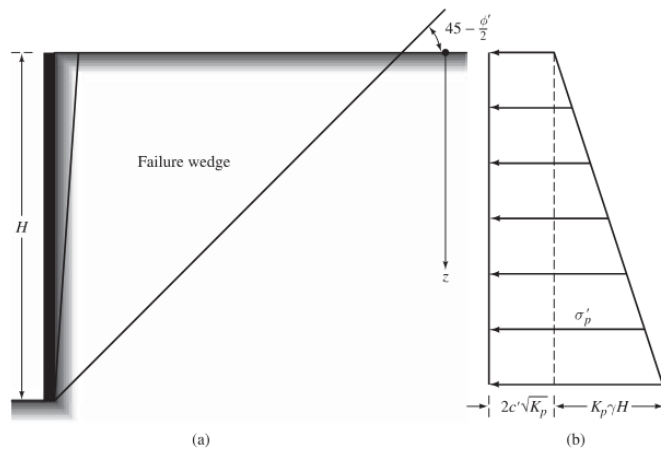
$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 - 2c_u H + 2\frac{c_u^2}{\gamma} \quad (11.39)$$

Perhatikan bahwa, pada Persamaan (11.39), γ adalah berat satuan jenuh tanah.

Kasus Pasif

Gambar 11.11a menunjukkan dinding penahan yang sama dengan timbunan yang serupa dengan yang dibahas pada Gambar 11.10a. Tekanan pasif Rankine terhadap dinding pada kedalaman z dapat diberikan oleh [Persamaan (11.19)]

$$\sigma'_p = K_p\gamma z + 2\sqrt{K_p}c'$$



Gambar 11.11 Distribusi Tekanan Tanah Pasif Rankine: Dinding Penahan, Tanah Kohesif

Pada $z = 0$,

$$\sigma_p = \sigma'_p = 2\sqrt{K_p c'} \quad (11.40)$$

dan pada $z = H$,

$$\sigma_p = \sigma'_p = K_p \gamma H + 2\sqrt{K_p c'} \quad (11.41)$$

Variasi $\sigma_p = \sigma'_p$ terhadap kedalaman ditunjukkan pada Gambar 11.11b. Gaya pasif per satuan panjang dinding dapat ditemukan dari luas diagram tekanan sebagai

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2\sqrt{K_p c'} H \quad (11.42)$$

Untuk kondisi $\phi = 0$, $K_p = 1$ dan

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2c_u H \quad (11.43)$$

Pada Persamaan (11.43), γ adalah berat satuan jenuh tanah.

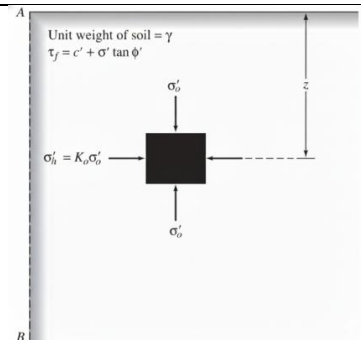
Contoh 11.1

Jika dinding penahan yang ditunjukkan pada Gambar 11.12 ditahan agar tidak bergerak, berapakah gaya lateral per satuan panjang dinding tersebut? Gunakan $\phi' = 20^\circ$.

Solusi

Jika dinding ditahan agar tidak bergerak, timbunan akan memberikan tekanan tanah diam. Dengan demikian,

$$\sigma'_h = \sigma_h = K_0 \sigma'_o = K_0 (\gamma z) \quad [\text{Eq. (11.2)}]$$



Gambar 11.12

Dari Persamaan (11.4),

$$K_0 = (1 - \sin \phi') (OCR)^{\sin \phi'} = (1 - \sin 20^\circ) (2)^{\sin 20^\circ} = 0.834$$

dan pada $z = 0$, $\sigma'_h = 0$; at 5 m, $\sigma'_h = (0.834)(5)(16) = 66.72 \text{ kN/m}^2$.

Diagram distribusi tekanan total akan serupa dengan yang ditunjukkan pada Gambar 11.2.

$$P_o = \frac{1}{2} (5)(66.72) = \mathbf{166.8 \text{ kN/m}}$$

Contoh 11.2

Hitung gaya aktif dan pasif Rankine per satuan panjang dinding yang ditunjukkan pada Gambar 11.12, dan tentukan juga lokasi resultannya. Gunakan $\phi' = 32^\circ$

Solusi

Untuk menentukan gaya aktif, karena $c' = 0$, kita memiliki

$$\begin{aligned}\sigma'_a &= K_a \sigma'_o = K_a \gamma z \\ K_a &= \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \frac{1 - \sin 32^\circ}{1 + \sin 32^\circ} = 0.307\end{aligned}$$

Pada $z = 0$, $\sigma'_a = 0$; at $z = 5$ m, $\sigma'_a = (0.307)(16)(5) = 24.56 \text{ kN/m}^2$.

Diagram distribusi tekanan aktif akan serupa dengan yang ditunjukkan pada Gambar 11.7a.

$$\begin{aligned}\text{Active force, } P_a &= \frac{1}{2}(5)(24.56) \\ &= \mathbf{61.4 \text{ kN/m}}\end{aligned}$$

Distribusi tekanan total berbentuk segitiga, sehingga P_a akan bekerja pada jarak $5/3 = 1.67$ m di atas dasar dinding.

Untuk menentukan gaya pasif, kita diberikan $c' = 0$, sehingga

$$\begin{aligned}\sigma'_p &= \sigma_p = K_p \sigma'_o = K_p \gamma z \\ K_p &= \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \frac{1 + 0.53}{1 - 0.53} = 3.26\end{aligned}$$

Pada $z = 0$, $\sigma'_p = 0$; at $z = 5$ m, $\sigma'_p = 3.26(16)(5) = 260.8 \text{ kN/m}^2$.

Distribusi tekanan pasif total terhadap dinding akan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.7b.

$$P_p = \frac{1}{2}(5)(260.8) = \mathbf{652 \text{ kN/m}}$$

Resultannya akan bekerja pada jarak $5/3 = 1.67$ m di atas dasar tembok.

Contoh 11.3

Dinding penahan tanah dengan timbunan lempung lunak dan jenuh ditunjukkan pada Gambar 11.13. Untuk kondisi timbunan tanpa drainase ($\phi = 0$), tentukan nilai-nilai berikut:

- Kedalaman maksimum retak tarik
- P_a sebelum retak tarik terjadi
- P_a setelah retak tarik terjadi

Solusi

Untuk $\phi = 0$, $k_a = \tan^2 45 = 1$ and $c = c_u$. dari Persamaan (11.16), untuk kondisi tak terdrainase, kita peroleh

$$\sigma_a = \gamma z - 2c_u$$

Pada $z = 0$,

$$\sigma_a = -2c_u = -(2)(17) = 34 \text{ kN/m}^2$$

Pada $z = 6 \text{ m}$,

$$\sigma_a = (15.7)(6) - (2)(17) = 60.2 \text{ kN/m}^2$$

Variasi σ_a terhadap kedalaman ditunjukkan pada Gambar 11.13b.

Bagian a.

Dari Persamaan (11.35), kedalaman retak tarik sama dengan

$$z_o = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{(2)(17)}{15.7} = 2.17 \text{ m}$$

Bagian b.

Sebelum retak tarik terjadi [Persamaan (11.37)],

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2c_u H$$

Atau

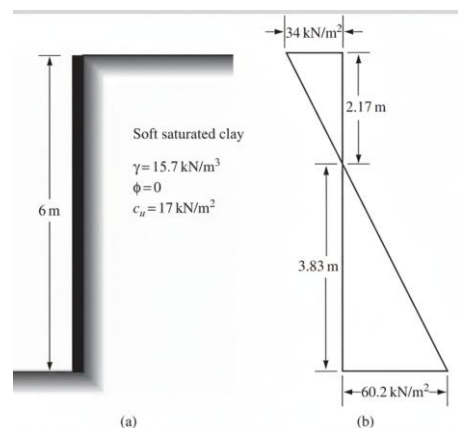
$$P_a = \frac{1}{2} (15.7)(6)^2 - 2(17)(6) = 78.6 \text{ kN/m}$$

Bagian c.

Setelah retak tarik terjadi,

$$P_a = \frac{1}{2} (6 - 2.17)(60.2) = 115.3 \text{ kN/m}$$

Catatan: P_a sebelumnya juga dapat diperoleh dengan mensubstitusikan nilai yang tepat ke dalam Persamaan (11.39).



Gambar 11.13

Contoh 11.4

Sebuah dinding penahan ditunjukkan pada Gambar 11.14. Tentukan gaya aktif Rankine, P_a , per satuan panjang dinding. Tentukan juga lokasi resultannya.

Penyelesaian

Dengan $c' = 0$, kita tahu bahwa $\sigma'_a = K_a \sigma'_o$. Untuk lapisan tanah atas, koefisien tekanan tanah aktif Rankine adalah

$$K_a = K_{a(1)} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = \frac{1}{3}$$

Untuk lapisan bawah,

$$K_a = K_{a(2)} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = \frac{0.4264}{1.5736} = 0.271$$

Pada $z = 0$, $\sigma'_o = 0$. Pada $z = 1,2$ m (tepat di dalam bagian bawah lapisan atas), $\sigma'_o = (1,2)(16,5) = 19,8$ kN/m². Jadi

$$\sigma'_a = K_{a(1)} \sigma'_o = \frac{1}{3} (19,8) = 6,6 \text{ kN/m}^2$$

Sekali lagi, pada $z = 1,2$ m (di lapisan bawah), $\sigma'_o = (1,2)(16,5) = 19,8$ kN/m², dan

$$\sigma'_a = K_{a(2)} \sigma'_o = (0,271)(19,8) = 5,37 \text{ kN/m}^2$$

Pada $z = 6$ m,

$$\sigma'_o = (1,2)(16,5) + (4,8)(19,2 - 9,81) = 64,87 \text{ kN/m}^2$$

↑
 γ_w

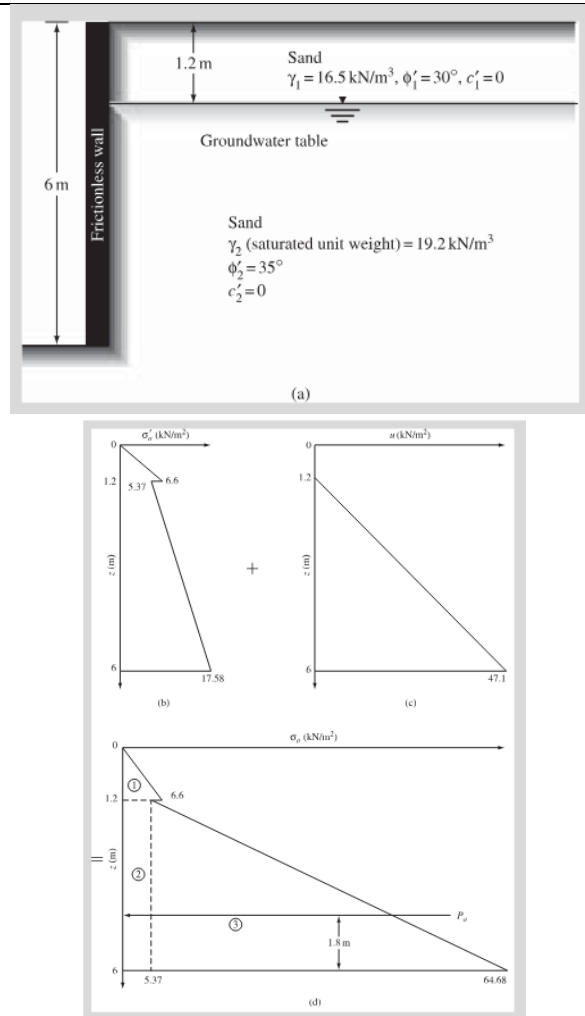
Dan

$$\sigma'_a = K_{a(2)} \sigma'_o = (0,271)(64,87) = 17,58 \text{ kN/m}^2$$

Variasi σ'_a terhadap kedalaman ditunjukkan pada Gambar 11.14b.

Tekanan lateral dari air pori adalah sebagai berikut:

- Pada $z = 0, u = 0$
- Pada $z = 1,2$ m, $u = 0$
- Pada $z = 6$ m, $u = (4,8)(\gamma_w) = (4,8)(9,81) = 47,1$ kN/m²



Gambar 11.14

Variasi u terhadap kedalaman ditunjukkan pada Gambar 11.14c, dan variasi untuk σ_a (tekanan aktif total) ditunjukkan pada Gambar 11.14d. Dengan demikian,

$$P_a = \left(\frac{1}{2}\right)(6.6)(1.2) + (4.8)(5.37) + \left(\frac{1}{2}\right)(4.8)(64.68 - 5.37) \\ = 3.96 + 25.78 + 142.34 = \mathbf{172.08 \text{ kN/m}}$$

Lokasi resultan dapat ditemukan dengan mengambil momen terhadap dasar dinding. Jadi,

$$\bar{z} = \frac{3.96 \left(4.8 + \frac{1.2}{3}\right) + (25.78)(2.4) + (142.34) \left(\frac{4.8}{3}\right)}{172.08} = \mathbf{1.8 \text{ m}}$$

Contoh 11.5

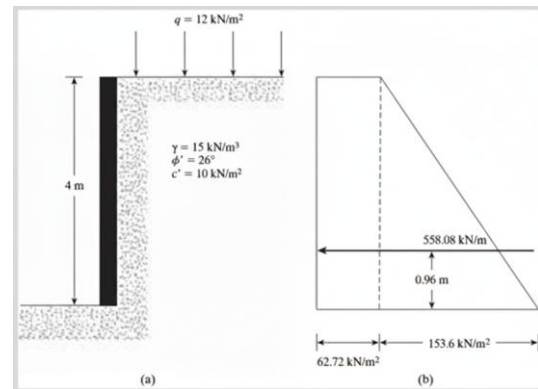
Dinding penahan tanpa gesekan ditunjukkan pada Gambar 11.15a. Tentukan resistansi pasif (P_p) akibat timbunan, dan lokasi gaya pasif resultan.

Solusi

Resistensi Pasif

Diberikan: $\phi' = 26^\circ$,

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \frac{1 + \sin 26^\circ}{1 - \sin 26^\circ} = \frac{1.4384}{0.5616} = 2.56$$



Gambar 11.15

Dari Persamaan (11.19),

$$\sigma'_p = K_p \sigma'_o + 2\sqrt{K_p} c'$$

Pada $z = 0$, $\sigma'_o = 12 \text{ kN/m}^2$

$$\begin{aligned} \sigma'_p &= \sigma_p = (2.56)(12) + 2\sqrt{2.56}(10) \\ &= 30.72 + 32 = 62.72 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Sekali lagi, pada $z = 4 \text{ m}$, $\sigma'_p = (12 + 4 \times 15) = 72 \text{ kN/m}^2$. Jadi

$$\begin{aligned} \sigma'_p &= \sigma_p = (2.56)(72) + 2\sqrt{2.56}(10) \\ &= 216.32 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Distribusi tekanan ditunjukkan pada Gambar 11.15b. Hambatan pasif per satuan panjang dinding:

$$\begin{aligned} P_p &= (62.72)(4) + \frac{1}{2}(4)(153.6) \\ &= 250.88 + 307.2 = \mathbf{558.08 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

Lokasi Resultan

Mengambil momen diagram tekanan di sekitar bagian bawah dinding,

$$\begin{aligned} \bar{z} &= \frac{(30.72 + 32) \left(\frac{4}{2}\right) + \frac{1}{2}(153.6)(4) \left(\frac{4}{3}\right)}{558.08} \\ &= \frac{125.44 + 409.6}{558.08} = \mathbf{0.96 \text{ m}} \end{aligned}$$

11.4 TEKATAN AKTIF DAN PASIF RANKINE DENGAN TIMBUNAN MIRING

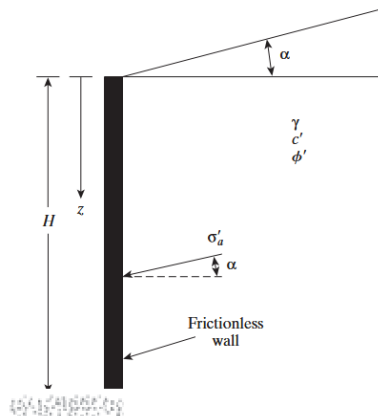
Pada Bagian 11.2, kami mempertimbangkan dinding penahan dengan punggung vertikal dan timbunan horizontal. Namun, dalam beberapa kasus, timbunan dapat miring terus menerus pada sudut α terhadap horizontal seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.16 untuk kasus tekanan aktif. Dalam kasus tersebut, arah tekanan aktif atau pasif Rankine tidak lagi horizontal. Sebaliknya, arah tekanan miring pada sudut α terhadap horizontal. Jika timbunan berupa tanah granular dengan sudut gesek terdrainase ϕ' , dan $c' = 0$, maka

$$\sigma'_a = \gamma z K_a$$

Di mana

K_a = Rankine's active pressure coefficient

$$= \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} \quad (11.44)$$



Gambar 11.16 Dinding Penahan Vertikal Tanpa Gesekan Dengan Timbunan Miring

Gaya aktif per satuan panjang dinding dapat dinyatakan sebagai

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (11.45)$$

Garis aksi resultan bekerja pada jarak $H/3$ diukur dari dasar dinding. Tabel 11.2 memberikan nilai K_a untuk berbagai kombinasi α dan ϕ' .

Dengan cara yang sama, *tekanan tanah pasif Rankine* untuk dinding setinggi H dengan timbunan miring granular dapat direpresentasikan oleh persamaan

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (11.46)$$

Tabel 11.2 Nilai K_a [Persamaan (11.44)]

$\downarrow \alpha(\text{deg})$	$\phi'(\text{deg}) \rightarrow$						
	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
10	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235

20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275

Di mana

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (11.46)$$

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} \quad (11.47)$$

adalah koefisien tekanan tanah pasif.

Sebagaimana gaya aktif, gaya resultan P_p membentuk sudut α terhadap horizontal dan memotong dinding pada jarak $H/3$ yang diukur dari dasar dinding. Nilai K_p (koefisien tekanan tanah pasif) untuk berbagai nilai α dan ϕ' diberikan pada Tabel 11.3.

Tanah $c' - \phi'$

Analisis sebelumnya dapat diperluas untuk menentukan tekanan tanah Rankine aktif dan pasif untuk timbunan miring dengan tanah $c' - \phi'$. Rincian derivasi matematis diberikan oleh Mazindrani dan Ganjali. Untuk timbunan $c' - \phi'$, tekanan aktif diberikan oleh

$$\sigma'_a = \gamma z K_a = \gamma z K''_a \cos \alpha \quad (11.48)$$

dimana K_a = Koefisien tekanan tanah aktif Rankine dan

$$K''_a = \frac{K_a}{\cos \alpha} \quad (11.49)$$

Tekanan pasif diberikan oleh

$$\sigma'_p = \gamma z K_p = \gamma z K''_p \cos \alpha \quad (11.50)$$

dimana K_p = Koefisien tekanan tanah pasif Rankine dan

$$K''_p = \frac{K_p}{\cos \alpha} \quad (11.51)$$

Tabel 11.3 Koefisien Tekanan Tanah Pasif, K_p [Persamaan (11.47)]

$\downarrow \alpha (\text{deg})$	$\phi' (\text{deg}) \rightarrow$						
	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

Juga,

$$K_a'', K_p'' = \frac{1}{\cos^2 \phi'} \times \left\{ 2 \cos^2 \alpha + 2 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right) \cos \phi' \sin \phi' \right. \\ \left. \pm \sqrt{4 \cos^2 \alpha (\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi') + 4 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right)^2 \cos^2 \phi' + 8 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right) \cos^2 \alpha \sin \phi' \cos \phi'} \right\} - 1 \quad (11.52)$$

Tabel 11.4 dan 11.5 masing-masing memberikan variasi K_a'' dan K_p'' dengan α , $c'/\gamma z$, dan ϕ' . Untuk kasus aktif, kedalaman retak tarik dapat diberikan sebagai

$$z_o = \frac{2c'}{\gamma} \sqrt{\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}} \quad (11.53)$$

Tabel 11.4 Variasi K_a'' dengan α , $c'/\gamma z$, dan ϕ'

$\alpha(\text{deg})$	$\phi'(\text{deg})$	$c'/\gamma z$			
		0	0.025	0.050	0.100
0	15	0.589	0.550	0.512	0.435
	20	0.490	0.455	0.420	0.351
	25	0.406	0.374	0.342	0.278
	30	0.333	0.305	0.276	0.218
	35	0.271	0.245	0.219	0.167
	40	0.217	0.194	0.171	0.124
5	15	0.607	0.566	0.525	0.445
	20	0.502	0.465	0.429	0.357
	25	0.413	0.381	0.348	0.283
	30	0.339	0.309	0.280	0.221
	35	0.275	0.248	0.222	0.169
	40	0.220	0.196	0.173	0.126
10	15	0.674	0.621	0.571	0.477
	20	0.539	0.497	0.456	0.377
	25	0.438	0.402	0.366	0.296
	30	0.355	0.323	0.292	0.230
	35	0.286	0.258	0.230	0.175
	40	0.228	0.203	0.179	0.130
15	15	1.000	0.776	0.683	0.546
	20	0.624	0.567	0.514	0.417
	25	0.486	0.443	0.401	0.321
	30	0.386	0.350	0.315	0.246
	35	0.307	0.276	0.246	0.186
	40	0.243	0.216	0.190	0.137

Tabel 11.5 Variasi K_p'' dengan α , $c'/\gamma z$, dan ϕ'

$\alpha(\text{deg})$	$\phi'(\text{deg})$	$c'/\gamma z$
----------------------	---------------------	---------------

		0	0.025	0.050	0.100
0	15	1.698	1.764	1.829	1.959
	20	2.040	2.111	2.182	2.325
	25	2.464	2.542	2.621	2.778
	30	3.000	3.087	3.173	3.346
	35	3.690	3.786	3.882	4.074
	40	4.599	4.706	4.813	5.028
5	15	1.674	1.716	1.783	1.916
	20	1.994	2.067	2.140	2.285
	25	2.420	2.499	2.578	2.737
	30	2.954	3.042	3.129	3.303
	35	3.641	3.738	3.834	4.027
	40	5.545	4.652	4.760	4.975
10	15	1.484	1.564	1.641	1.788
	20	1.854	1.932	2.010	2.162
	25	2.285	2.368	2.450	2.614
	30	2.818	2.907	2.996	3.174
	35	3.495	3.593	3.691	3.887
	40	4.383	4.491	4.600	4.817
15	15	1.000	1.251	1.370	1.561
	20	1.602	1.696	1.786	1.956
	25	2.058	2.147	2.236	2.409
	30	2.500	2.684	2.777	2.961
	35	3.255	3.356	3.456	3.656
	40	4.117	4.228	4.338	4.558

Contoh 11.6

Lihat Gambar 11.16. Diketahui $H = 6.1 \text{ m}$, $\alpha = 5^\circ$, $\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 20^\circ$, $c' = 10 \text{ kN/m}^2$, tentukan gaya aktif Rankine Pa pada dinding penahan setelah retak tarik terjadi.

Penyelesaian

Dari Persamaan (11.53), kedalaman retak tarik adalah

$$z_o = \frac{2c'}{\gamma} \sqrt{\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}} = \frac{(2)(10)}{16.5} \sqrt{\frac{1 + \sin 20^\circ}{1 - \sin 20^\circ}} = 1.73 \text{ m}$$

Jadi

- Pada $z = 0$, $\sigma'_a = 0$
- Pada $z = 6.1 \text{ m}$, $\sigma'_a = \gamma z K''_a \cos \alpha$

$$\frac{c'}{\gamma z} = \frac{10}{(16.5)(6.1)} \approx 0.1$$

Dari Tabel 11.4, untuk $\alpha = 5^\circ$ dan $c'/\gamma z = 0.1$, besarnya $K''_a = 0.357$. Jadi

$$\sigma'_a = (16.5)(6.1)(0.357)(\cos 5^\circ) = 35.8 \text{ kN/m}^2$$

Karena itu,

$$P_a = \frac{1}{2}(H - z_o)(35.8) = \frac{1}{2}(6.1 - 1.73)(35.8) = 78.2 \text{ kN/m}$$

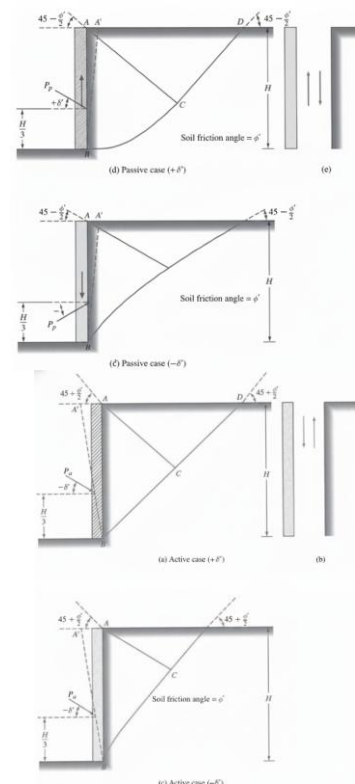
11.5 DINDING PENAHAN DENGAN GESEKAN

Sejauh ini dalam studi kita tentang tekanan tanah aktif dan pasif, kita telah mempertimbangkan kasus dinding tanpa gesekan. Pada kenyataannya, dinding penahan tanah bersifat kasar, dan gaya geser terbentuk antara permukaan dinding dan timbunan. Untuk memahami pengaruh gesekan dinding pada permukaan runtuh, mari kita pertimbangkan dinding penahan tanah kasar AB dengan timbunan granular horizontal, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.17.

Dalam kasus aktif (Gambar 11.17a), ketika dinding AB bergerak ke posisi $A'B$, massa tanah di zona aktif akan teregang ke luar. Hal ini akan menyebabkan gerakan tanah ke bawah relatif terhadap dinding. Gerakan ini menyebabkan geser ke bawah pada dinding (Gambar 11.17b), dan disebut *gesekan dinding positif dalam kasus aktif*. Jika δ' adalah sudut gesekan antara dinding dan timbunan, maka resultan gaya aktif, P_a , akan miring pada sudut δ' terhadap garis normal yang ditarik ke permukaan belakang dinding penahan. Studi lanjutan menunjukkan bahwa permukaan keruntuhan pada timbunan dapat direpresentasikan oleh BCD , seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.17a. Bagian BC melengkung, dan bagian CD dari permukaan keruntuhan merupakan garis lurus. Keadaan aktif Rankine terdapat di zona ACD .

Dalam kondisi tertentu, jika dinding yang ditunjukkan pada Gambar 11.17a dipaksa ke bawah relatif terhadap timbunan, maka arah gaya aktif, P_a , akan berubah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.17c. Ini merupakan situasi gesekan *dinding negatif dalam kasus aktif* ($-\delta'$). Gambar 11.17c juga menunjukkan sifat permukaan keruntuhan pada timbunan.

Pengaruh gesekan dinding terhadap keadaan pasif ditunjukkan pada Gambar 11.17d dan e. Ketika dinding AB didorong ke posisi $A'B$ (Gambar 11.17d), tanah di zona pasif akan terkompresi. Hasilnya adalah gerakan ke atas relatif terhadap dinding. Gerakan tanah ke atas akan menyebabkan geser ke atas pada dinding penahan (Gambar 11.17e). Hal ini disebut sebagai *gesekan dinding positif dalam kasus pasif*. Gaya pasif resultan, P_p , akan miring pada



Gambar 11.17 Pengaruh Gesekan Dinding Terhadap Permukaan Kegagalan

sudut δ' terhadap garis normal yang ditarik ke permukaan belakang dinding. Permukaan runtuh dalam tanah memiliki bagian bawah melengkung BC dan bagian atas lurus CD . Keadaan pasif Rankine terjadi di zona ACD .

Jika dinding yang ditunjukkan pada Gambar 11.17d dipaksa ke atas relatif terhadap timbunan, maka arah gaya pasif, P_p , akan berubah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.17f. Ini adalah *gesekan dinding negatif dalam kasus pasif* ($-\delta'$). Gambar 11.17f juga menunjukkan sifat permukaan runtuh pada timbunan dalam kondisi seperti itu.

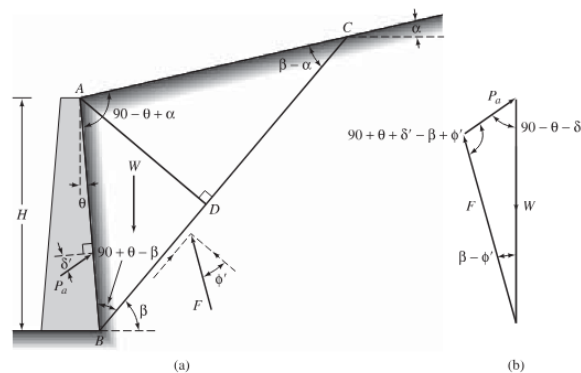
Untuk pertimbangan praktis, dalam kasus timbunan granular lepas, sudut gesekan dinding δ' dianggap sama dengan sudut gesekan tanah, ϕ' . Untuk timbunan granular padat, δ' lebih kecil dari ϕ' dan berada dalam kisaran $\phi'/2 \leq \delta' \leq (2/3)\phi'$.

11.6 TEORI TEKanan TANAH COULOMB

Lebih dari 200 tahun yang lalu, Coulomb mengajukan teori untuk tekanan tanah aktif dan pasif terhadap dinding penahan. Dalam teori ini, Coulomb mengasumsikan bahwa permukaan runtuh adalah bidang datar. Gesekan dinding diperhitungkan. Prinsip umum derivasi teori tekanan tanah Coulomb untuk timbunan tanpa kohesi (kekuatan geser didefinisikan oleh persamaan $\tau_f = \sigma' \tan \phi'$) diberikan di bagian ini.

Kasus Aktif

Misalkan AB (Gambar 11.18a) adalah permukaan belakang dinding penahan yang menopang tanah granular, yang permukaannya selalu miring pada sudut α terhadap horizontal. BC



Gambar 11.18 Tekanan Aktif Coulomb: (A) Irisan Kegagalan Uji; (B) Poligon Gaya

adalah permukaan runtuh uji. Dalam pertimbangan stabilitas baji runtuh ABC yang mungkin terjadi, gaya-gaya berikut terlibat (per satuan panjang dinding):

1. W , berat efektif baji tanah.
2. F , resultan gaya geser dan gaya normal pada permukaan runtuh, BC . Gaya ini membentuk sudut ϕ' terhadap garis normal yang ditarik pada bidang BC .
3. P_a , gaya aktif per satuan panjang dinding. Arah P_a membentuk sudut δ' terhadap garis normal yang ditarik pada permukaan dinding yang menopang tanah. δ' adalah sudut gesek antara tanah dan dinding.

Segitiga gaya untuk baji ditunjukkan pada Gambar 11.18b. Dari hukum sinus, kita peroleh

$$\frac{W}{\sin(90^\circ + \theta + \delta' - \beta + \phi')} = \frac{P_a}{\sin(\beta - \phi')} \quad (11.53)$$

Atau

$$P_a = \frac{\sin(\beta - \phi')}{\sin(90^\circ + \theta + \delta' - \beta + \phi')} W \quad (11.54)$$

Persamaan sebelumnya dapat ditulis dalam bentuk

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\cos(\theta - \beta) \cos(\theta - \alpha) \sin(\beta - \phi')}{\cos^2 \theta \sin(\beta - \alpha) \sin(90^\circ + \theta + \delta' - \beta + \phi')} \right] \quad (11.55)$$

di mana γ = berat satuan timbunan. Nilai $\gamma, H, \theta, \alpha, \phi'$, dan δ' adalah konstanta, dan adalah satu-satunya variabel. Untuk menentukan nilai kritis β untuk P_a maksimum, kita memiliki

$$\frac{dP_a}{d\beta} = 0 \quad (11.56)$$

Setelah menyelesaikan Persamaan (11.56), ketika hubungan β disubstitusikan ke Persamaan (11.55), kita memperoleh tekanan tanah aktif Coulomb sebagai

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (11.57)$$

di mana K_a adalah koefisien tekanan tanah aktif Coulomb, diberikan oleh

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta' + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta' + \phi') \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (11.58)$$

Perhatikan bahwa ketika $\alpha = 0^\circ, \theta = 0^\circ$, dan $\delta' = 0^\circ$, koefisien tekanan tanah aktif Coulomb menjadi sama dengan $(1 - \sin \phi')/(1 + \sin \phi')$, yang sama dengan koefisien tekanan tanah Rankine yang diberikan sebelumnya dalam bab ini.

Variasi nilai K_a untuk dinding penahan dengan punggung vertikal ($\theta = 0$) dan timbunan horizontal ($\alpha = 0$) diberikan dalam Tabel 11.6. Dari tabel ini, perhatikan bahwa untuk nilai ϕ' tertentu, efek gesekan dinding adalah sedikit mengurangi koefisien tekanan tanah aktif.

Tabel 11.7 dan 11.8 memberikan nilai K_a [Persamaan (11.58)] untuk $\delta' = \frac{2}{3}\phi'$ dan $\delta' = \phi'/2$. Tabel-tabel ini mungkin berguna dalam desain dinding penahan (lihat Bab 13).

Tabel 11.6 Nilai K_a [Persamaan (11.58)] untuk $\theta = 0^\circ$, $\alpha = 0^\circ$

$\downarrow \phi'(\text{deg})$	$\delta'(\text{deg}) \rightarrow$					
	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	0.2089	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

Tabel 11.7 Nilai K_a [Persamaan (11.58)]. Catatan: $\delta' = \frac{2}{3}\phi'$

$\alpha(\text{deg})$	$\phi'(\text{deg})$	$\theta(\text{deg})$					
		0	5	10	15	20	25
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
	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
20	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
	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

Tabel 11.8 Nilai K_a [Persamaan (11.58)]. Catatan: $\delta' = \phi' / 2$

α (deg)	ϕ' (deg)	θ (deg)					
		0	5	10	15	20	25
0	28	0.3264	0.3629	0.4034	0.4490	0.5011	0.5616
	29	0.3137	0.3502	0.3907	0.4363	0.4886	0.5492
	30	0.3014	0.3379	0.3784	0.4241	0.4764	0.5371
	31	0.2896	0.3260	0.3665	0.4121	0.4645	0.5253
	32	0.2782	0.3145	0.3549	0.4005	0.4529	0.5137
	33	0.2671	0.3033	0.3436	0.3892	0.4415	0.5025
	34	0.2564	0.2925	0.3327	0.3782	0.4305	0.4915
	35	0.2461	0.2820	0.3221	0.3675	0.4197	0.4807

	36	0.2362	0.2718	0.3118	0.3571	0.4092	0.4702
	37	0.2265	0.2620	0.3017	0.3469	0.3990	0.4599
	38	0.2172	0.2524	0.2920	0.3370	0.3890	0.4498
	39	0.2081	0.2431	0.2825	0.3273	0.3792	0.4400
	40	0.1994	0.2341	0.2732	0.3179	0.3696	0.4304
	41	0.1909	0.2253	0.2642	0.3087	0.3602	0.4209
	42	0.1828	0.2168	0.2554	0.2997	0.3511	0.4117
5	28	0.3477	0.3879	0.4327	0.4837	0.5425	0.6115
	29	0.3337	0.3737	0.4185	0.4694	0.5282	0.5972
	30	0.3202	0.3601	0.4048	0.4556	0.5144	0.5833
	31	0.3072	0.3470	0.3915	0.4422	0.5009	0.5698
	32	0.2946	0.3342	0.3787	0.4292	0.4878	0.5566
	33	0.2825	0.3219	0.3662	0.4166	0.4750	0.5437
	34	0.2709	0.3101	0.3541	0.4043	0.4626	0.5312
	35	0.2596	0.2986	0.3424	0.3924	0.4505	0.5190
	36	0.2488	0.2874	0.3310	0.3808	0.4387	0.5070
	37	0.2383	0.2767	0.3199	0.3695	0.4272	0.4954
	38	0.2282	0.2662	0.3092	0.3585	0.4160	0.4840
	39	0.2185	0.2561	0.2988	0.3478	0.4050	0.4729
	40	0.2090	0.2463	0.2887	0.3374	0.3944	0.4620
	41	0.1999	0.2368	0.2788	0.3273	0.3840	0.4514
	42	0.1911	0.2276	0.2693	0.3174	0.3738	0.4410
10	28	0.3743	0.4187	0.4688	0.5261	0.5928	0.6719
	29	0.3584	0.4026	0.4525	0.5096	0.5761	0.6549
	30	0.3432	0.3872	0.4368	0.4936	0.5599	0.6385
	31	0.3286	0.3723	0.4217	0.4782	0.5442	0.6225
	32	0.3145	0.3580	0.4071	0.4633	0.5290	0.6071
	33	0.3011	0.3442	0.3930	0.4489	0.5143	0.5920
	34	0.2881	0.3309	0.3793	0.4350	0.5000	0.5775
	35	0.2757	0.3181	0.3662	0.4215	0.4862	0.5633
	36	0.2637	0.3058	0.3534	0.4084	0.4727	0.5495
	37	0.2522	0.2938	0.3411	0.3957	0.4597	0.5361
	38	0.2412	0.2823	0.3292	0.3833	0.4470	0.5230
	39	0.2305	0.2712	0.3176	0.3714	0.4346	0.5103
	40	0.2202	0.2604	0.3064	0.3597	0.4226	0.4979
	41	0.2103	0.2500	0.2956	0.3484	0.4109	0.4858
	42	0.2007	0.2400	0.2850	0.3375	0.3995	0.4740
15	28	0.4095	0.4594	0.5159	0.5812	0.6579	0.7498
	29	0.3908	0.4402	0.4964	0.5611	0.6373	0.7284
	30	0.3730	0.4220	0.4777	0.5419	0.6175	0.7080
	31	0.3560	0.4046	0.4598	0.5235	0.5985	0.6884
	32	0.3398	0.3880	0.4427	0.5059	0.5803	0.6695
	33	0.3244	0.3721	0.4262	0.4889	0.5627	0.6513
	34	0.3097	0.3568	0.4105	0.4726	0.5458	0.6338
	35	0.2956	0.3422	0.3953	0.4569	0.5295	0.6168
	36	0.2821	0.3282	0.3807	0.4417	0.5138	0.6004
	37	0.2692	0.3147	0.3667	0.4271	0.4985	0.5846
	38	0.2569	0.3017	0.3531	0.4130	0.4838	0.5692
	39	0.2450	0.2893	0.3401	0.3993	0.4695	0.5543
	40	0.2336	0.2773	0.3275	0.3861	0.4557	0.5399
	41	0.2227	0.2657	0.3153	0.3733	0.4423	0.5258
	42	0.2122	0.2546	0.3035	0.3609	0.4293	0.5122
20	28	0.4614	0.5188	0.5844	0.6608	0.7514	0.8613
	29	0.4374	0.4940	0.5586	0.6339	0.7232	0.8313

Untuk dinding tanpa gesekan dengan permukaan belakang vertikal yang menopang timbunan tanah granular dengan permukaan horizontal (yaitu, $\theta = 0^\circ$, $\alpha = 0^\circ$, dan $\delta' = 0^\circ$), Persamaan (11.60) menghasilkan

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Hubungan ini sama dengan yang diperoleh untuk koefisien tekanan tanah pasif dalam kasus Rankine yang diberikan oleh Persamaan (11.20).

Tabel 11.9 Nilai K_p [Persamaan (11.60)] untuk $\theta = 0^\circ$ dan $\alpha = 0^\circ$

$\downarrow \phi' (\text{deg})$	$\delta' (\text{deg}) \rightarrow$					
	0	5	10	15	20	25
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735	15
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525	20
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597	25
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105	30
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324	35
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772	40

Variasi K_p dengan ϕ' dan δ' (untuk $\theta = 0$ dan $\alpha = 0$) diberikan pada Tabel 11.9. Dapat diamati dari tabel ini bahwa, untuk nilai α dan ϕ' yang diberikan, nilai K_p meningkat seiring dengan gesekan dinding. *Perhatikan bahwa asumsi bahwa permukaan runtuh adalah bidang dalam teori Coulomb sangat melebih-lebihkan resistansi pasif dinding, terutama untuk $\delta' > \phi'/2$.* Kesalahan ini agak tidak aman untuk semua tujuan desain.

11.7 TEKanan PASIF DENGAN ASUMSI PERMUKAAN RUNTUH MELENGKUNG DI TANAH

Sebagaimana disebutkan pada Bagian 11.6, teori Coulomb melebih-lebihkan resistansi pasif untuk $\delta' > \phi'/2$. Beberapa penelitian telah dilakukan sebelumnya untuk mendapatkan K_p dengan asumsi permukaan runtuh melengkung di tanah. Pada bagian ini, solusi yang diberikan oleh Caquot dan Kerisel akan disajikan.

Gambar 11.20 menunjukkan dinding penahan dengan punggung miring dan timbunan horizontal. Untuk kasus ini, tekanan pasif per satuan panjang dinding dapat dihitung sebagai berikut:

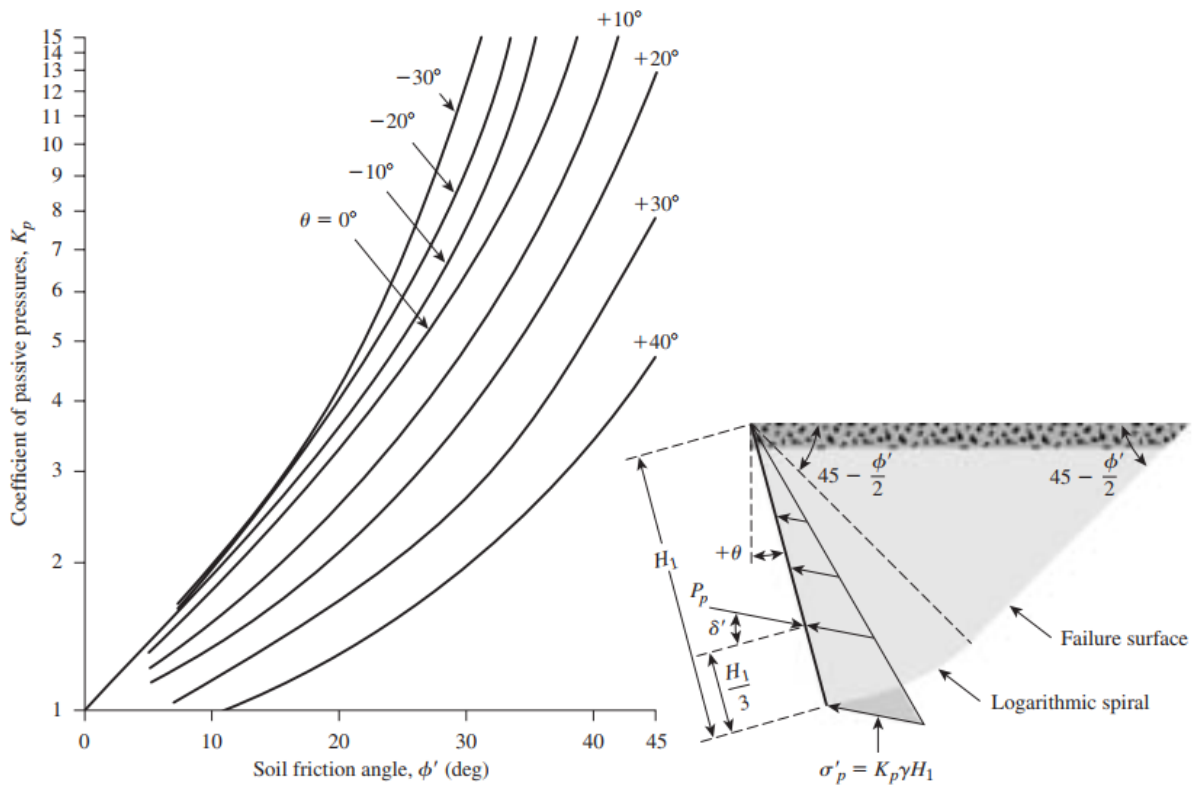
$$p_p = \frac{1}{2} \gamma H_1^2 K_p \quad (11.61)$$

di mana K_p = koefisien tekanan pasif

Untuk definisi H_1 , lihat Gambar 11.20. Variasi K_p yang ditentukan oleh Caquot dan Kerisel (1948) juga ditunjukkan pada Gambar 11.20. Perlu dicatat bahwa nilai K_p yang ditampilkan adalah untuk $\delta'/\phi' = 1$. Jika $\delta'/\phi' \neq 1$, prosedur berikut harus digunakan untuk menentukan K_p .

1. Asumsikan δ' dan ϕ' .
2. Hitung δ'/ϕ' .
3. Dengan menggunakan rasio δ'/ϕ' (Langkah 2), tentukan faktor reduksi, R , dari Tabel 11.10.
4. Tentukan K_p dari Gambar 11.20 untuk $\delta'/\phi' = 1$.
5. Hitung K_p untuk δ'/ϕ' yang dibutuhkan sebagai

$$K_p = (R) \left[K_{p(\delta'/\phi' = 1)} \right] \quad (11.62)$$



Gambar 11.20 Solusi Caquot Dan Kerisel Untuk K_p [Persamaan (11.61)]

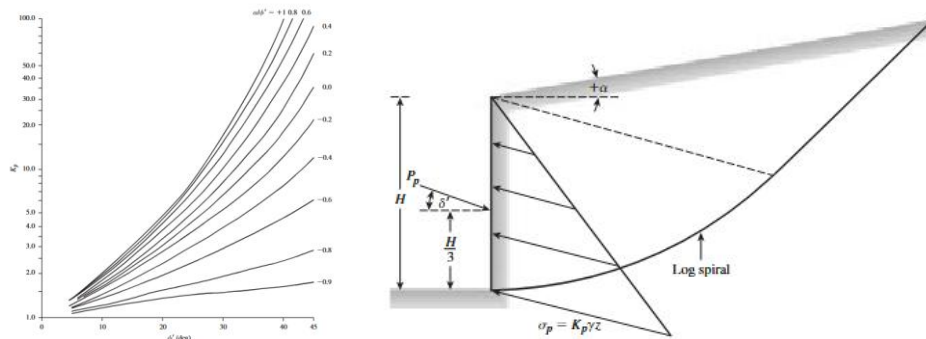
Gambar 11.21 menunjukkan dinding penahan vertikal dengan timbunan granular miring. Untuk kasus ini,

$$p_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (11.63)$$

Tabel 11.10 Faktor Reduksi Caquot dan Kerisel, R , untuk Perhitungan Tekanan Pasif

ϕ'	δ'/ϕ'							
	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0
10	0.978	0.962	0.946	0.929	0.912	0.898	0.881	0.864
15	0.961	0.934	0.907	0.881	0.854	0.830	0.803	0.775
20	0.939	0.901	0.862	0.824	0.787	0.752	0.716	0.678
25	0.912	0.860	0.808	0.759	0.711	0.666	0.620	0.574
30	0.878	0.811	0.746	0.686	0.627	0.574	0.520	0.467

35	0.836	0.752	0.674	0.603	0.536	0.475	0.417	0.362
40	0.783	0.682	0.592	0.512	0.439	0.375	0.316	0.262
45	0.718	0.600	0.500	0.414	0.339	0.276	0.221	0.174



Gambar 11.21 Solusi Caquot Dan Kerisel Untuk K_p [Persamaan (11.63)]

Solusi Caquot dan Kerisel (1948) untuk K_p untuk digunakan dalam Pers. (11.63) diberikan pada Gambar 11.21 untuk $\delta'/\phi' = 1$. Untuk menggunakan Gambar 11.21, langkah-langkah berikut perlu diambil:

Langkah 1: Tentukan α/ϕ' (perhatikan tanda α)

Langkah 2: Setelah mengetahui ϕ' dan α/ϕ' , gunakan Gambar 11.21 untuk menentukan K_p untuk $\delta'/\phi' = 1$

Langkah 3: Hitung δ'/ϕ'

Langkah 4: Lihat Tabel 11.10 untuk menentukan faktor reduksi, R

Langkah 5:

$$K_p = (R) \left[K_{p(\delta'/\phi'=1)} \right] \quad (11.64)$$

LATIHAN SOAL

11.1 Dengan asumsi bahwa dinding yang ditunjukkan pada Gambar 11.22 tertahan agar tidak luluh, tentukan besar dan letak gaya lateral resultan per satuan panjang dinding untuk kasus-kasus berikut:

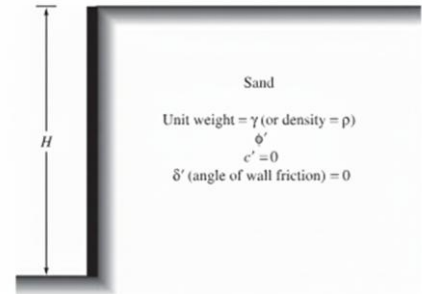
- $H = 5 \text{ m}$, $\gamma = 14.4 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 31^\circ$, $\text{OCR} = 2.5$
- $H = 4 \text{ m}$, $\gamma = 13.4 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 28^\circ$, $\text{OCR} = 1.5$

11.2 Gambar 11.22 menunjukkan dinding penahan dengan timbunan tanah non-kohesi. Untuk kasus-kasus berikut, tentukan gaya aktif total per satuan panjang dinding untuk keadaan Rankine dan lokasi resultannya.

- $H = 4.5 \text{ m}$, $\gamma = 17.6 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 36^\circ$
- $H = 5 \text{ m}$, $\gamma = 17.0 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 38^\circ$
- $H = 4 \text{ m}$, $\gamma = 19.95 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 42^\circ$

11.3 Dari Gambar 11.22, tentukan gaya pasif, P_p , per satuan panjang dinding untuk kasus Rankine. Nyatakan juga tekanan pasif Rankine di dasar dinding. Perhatikan kasus-kasus berikut:

- $H = 2.45 \text{ m}$, $\gamma = 16.67 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 33^\circ$
- $H = 4 \text{ m}$, $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$, $\phi' = 38^\circ$



Gambar 11.22

11.4 Sebuah dinding penahan ditunjukkan pada Gambar 11.23. Tentukan gaya aktif Rankine, P_a , per satuan panjang dinding dan lokasi resultannya pada setiap kasus berikut:

- $H = 6 \text{ m}$, $H_1 = 2 \text{ m}$, $\gamma_1 = 16 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_1 = 32^\circ$, $\phi'_2 = 36^\circ$, $q = 15 \text{ kN/m}^2$
- $H = 5 \text{ m}$, $H_1 = 1.5 \text{ m}$, $\gamma_1 = 17.2 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_2 = 20.4 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_1 = 30^\circ$, $\phi'_2 = 34^\circ$, $q = 19.15 \text{ kN/m}^2$

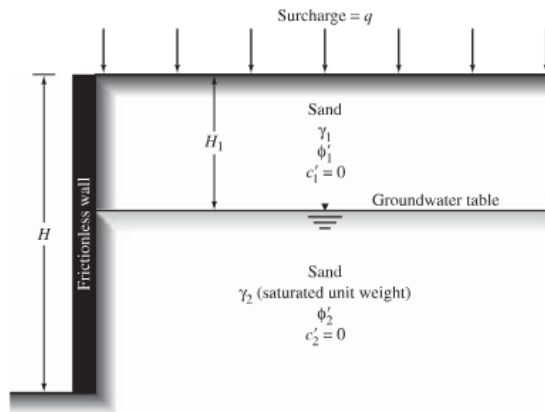
11.5 Sebuah dinding penahan setinggi 6 m dengan permukaan belakang vertikal menahan lempung lunak jenuh homogen. Berat satuan lempung jenuh adalah 19 kN/m^3 . Uji laboratorium menunjukkan bahwa kuat geser tak terdrainase, c_u , dari lempung adalah 16.8 kN/m^2 .

- Lakukan perhitungan yang diperlukan dan gambarkan variasi tekanan aktif Rankine pada dinding terhadap kedalaman.
- Tentukan kedalaman hingga retak tarik dapat terjadi.
- Tentukan gaya aktif total per satuan panjang dinding sebelum retak tarik terjadi.
- Tentukan gaya aktif total per satuan panjang dinding setelah retak tarik terjadi. Tentukan juga lokasi resultannya.

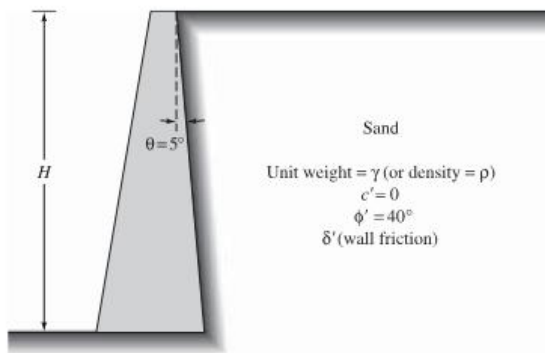
11.6 Ulangi Soal 11.5 dengan asumsi bahwa timbunan tersebut menahan beban tambahan sebesar 9.6 kN/m^2 .

11.7 Ulangi Soal 11.5 dengan nilai-nilai berikut:

$$\begin{aligned} \text{tinggi dinding} &= 6 \text{ m} \\ \gamma_{\text{sat}} &= 19.8 \text{ kN/m}^3 \\ c_u &= 14.7 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



Gambar 11.23



Gambar 11.24

- 11.8 Sebuah dinding penahan setinggi 6 m dengan permukaan belakang vertikal memiliki tanah $c' - \phi'$ untuk timbunan. Untuk timbunan, $\gamma = 18,1 \text{ kN/m}^3$, $c' = 29 \text{ kN/m}^2$, dan $\phi' = 18^\circ$. Dengan mempertimbangkan keberadaan retak tarik, tentukan gaya aktif, P_a , per satuan panjang dinding untuk keadaan aktif Rankine.
- 11.9 Untuk dinding yang dijelaskan pada Soal 11.8, tentukan gaya pasif, P_p , per satuan panjang untuk keadaan pasif Rankine.
- 11.10 Sebuah dinding penahan ditunjukkan pada Gambar 11.24. Tinggi dinding adalah 6 m, dan berat satuan timbunan adalah $18,9 \text{ kN/m}^3$. Hitung gaya aktif, P_a , pada dinding menggunakan persamaan Coulomb untuk nilai sudut gesek dinding berikut:
- $\delta' = 0^\circ$
 - $\delta' = 20^\circ$
 - $\delta' = 26,7^\circ$
- Berikan komentar tentang arah dan lokasi resultan gaya tersebut.
- 11.11 Untuk dinding yang dijelaskan pada Soal 11.10, tentukan gaya pasif, P_p , per satuan panjang dinding menggunakan solusi Caquot dan Kerisel.

BAB 12

DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI DANGKAL

Bagian terbawah suatu struktur umumnya disebut sebagai *fondasi*. Fungsinya adalah untuk menyalurkan beban struktur ke tanah tempatnya berada. Fondasi yang dirancang dengan baik adalah fondasi yang menyalurkan beban ke seluruh tanah tanpa memberikan tekanan berlebih. Tekanan berlebih pada tanah dapat mengakibatkan penurunan yang berlebihan atau kegagalan geser tanah, yang keduanya dapat menyebabkan kerusakan pada struktur. Oleh karena itu, insinyur geoteknik dan struktur yang merancang fondasi harus mengevaluasi daya dukung tanah.

Tergantung pada struktur dan tanah yang dihadapi, berbagai jenis fondasi digunakan. *Pondasi sebar* hanyalah perluasan dinding atau kolom penahan beban yang memungkinkan penyebaran beban struktur ke area tanah yang lebih luas. Pada tanah dengan daya dukung beban rendah, ukuran pondasi sebar yang dibutuhkan terlalu besar dan tidak praktis. Dalam hal ini, akan lebih ekonomis untuk membangun seluruh struktur di atas bantalan beton. Ini disebut *fondasi tikar*.

Pondasi tiang pancang dan *poros bor* digunakan untuk struktur yang lebih berat ketika kedalaman yang besar diperlukan untuk mendukung beban. Tiang pancang adalah anggota struktural yang terbuat dari kayu, beton, atau baja yang menyalurkan beban bangunan atas ke lapisan tanah yang lebih rendah. Menurut bagaimana mereka menyalurkan beban mereka ke tanah bawah, tiang pancang dapat dibagi menjadi dua kategori: tiang gesek dan tiang penopang ujung. Dalam kasus tiang gesek, beban bangunan atas ditahan oleh tegangan geser yang dihasilkan di sepanjang permukaan tiang. Pada tiang penopang ujung, beban yang dibawa oleh tiang ditransmisikan di ujungnya ke lapisan yang kokoh.

Dalam kasus poros bor, poros dibor ke tanah bawah dan kemudian diisi dengan beton. Casing logam dapat digunakan saat poros sedang dibor. Casing dapat dibiarkan di tempatnya atau ditarik selama pengecoran beton. Umumnya, diameter poros bor jauh lebih besar daripada tiang pancang. Perbedaan antara tiang pancang dan poros bor menjadi kabur pada diameter sekitar 1 m, dan kemudian definisi serta nomenklturnya menjadi tidak akurat.

Pondasi sebar dan pondasi mat umumnya disebut sebagai pondasi dangkal, sedangkan pondasi tiang pancang dan poros bor diklasifikasikan sebagai pondasi dalam. Dalam pengertian yang lebih umum, pondasi dangkal adalah pondasi yang memiliki rasio kedalaman tanam terhadap lebar kurang dari empat. Ketika rasio kedalaman tanam terhadap lebar suatu pondasi lebih besar dari empat, pondasi tersebut dapat diklasifikasikan sebagai pondasi dalam.

Dalam bab ini, kami membahas daya dukung tanah untuk pondasi dangkal. Sebagaimana telah disebutkan sebelumnya, agar pondasi berfungsi dengan baik, (1) penurunan tanah akibat beban harus berada dalam batas toleransi, dan (2) kegagalan geser

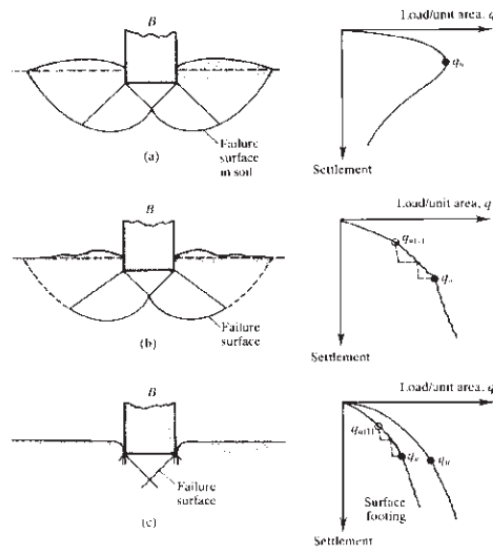
tanah yang menopang pondasi tidak boleh terjadi. Kompresibilitas tanah akibat konsolidasi diperkenalkan pada Bab 7. Bab ini memperkenalkan kapasitas menahan beban pondasi dangkal berdasarkan kriteria kegagalan geser dalam tanah; dan juga penurunan elastis.

12.1 KONSEP UMUM DAYA DUKUNG ULTIMATE PONDASI DANGKAL

Pertimbangkan sebuah pondasi strip (yaitu, secara teoritis panjangnya tak terhingga) yang bertumpu pada permukaan tanah berpasir padat atau tanah kohesif kaku, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 12.1a, dengan lebar B . Jika beban diberikan secara bertahap pada pondasi, penurunan akan meningkat. Variasi beban per satuan luas pada pondasi, q , dengan penurunan pondasi juga ditunjukkan pada Gambar 12.1a. Pada titik tertentu—ketika beban per satuan luas sama dengan q_u —akan terjadi keruntuhan mendadak pada tanah yang menopang pondasi, dan permukaan keruntuhan pada tanah tersebut akan meluas hingga ke permukaan tanah. Beban per satuan luas ini, q_u , biasanya disebut sebagai *daya dukung ultimat pondasi*. Ketika keruntuhan mendadak pada tanah seperti ini terjadi, hal tersebut disebut *keruntuhan geser umum*.

Jika pondasi yang dipertimbangkan bertumpu pada tanah pasir atau lempung dengan pemadatan sedang (Gambar 12.1b), peningkatan beban pada pondasi juga akan disertai dengan peningkatan penurunan. Namun, dalam kasus ini permukaan kegagalan dalam tanah secara bertahap akan meluas ke luar dari pondasi, seperti yang ditunjukkan oleh garis-garis padat pada Gambar 12.1b. Ketika beban per satuan luas pada pondasi sama dengan $q_{u(1)}$, pergerakan pondasi akan disertai dengan sentakan tiba-tiba. Pergerakan pondasi yang cukup besar kemudian diperlukan agar permukaan kegagalan dalam tanah meluas ke permukaan tanah (seperti yang ditunjukkan oleh garis putus-putus pada Gambar 12.1b). Beban per satuan luas di mana hal ini terjadi adalah *daya dukung ultimit*, q_u . Melewati titik ini, peningkatan beban akan disertai dengan peningkatan besar penurunan pondasi. Beban per satuan luas pondasi, $q_{u(1)}$, disebut sebagai *beban kegagalan pertama*. Perhatikan bahwa nilai puncak q tidak terjadi pada jenis kegagalan ini, yang disebut *kegagalan geser lokal pada tanah*.

Jika pondasi ditopang oleh tanah yang cukup gembur, plot beban-penurunan akan seperti pada Gambar 12.1c. Dalam hal ini, permukaan kegagalan pada tanah tidak akan meluas hingga ke permukaan tanah. Di luar beban kegagalan ultimit, q_u , plot beban-penurunan akan curam dan praktis linear. Jenis kegagalan pada tanah ini disebut *kegagalan geser pelubang*.



Gambar 12.1 Sifat Kegagalan Daya Dukung Tanah: (A) Kegagalan Geser Umum; (B) Kegagalan Geser Lokal; (C) Kegagalan Geser Tekan

Berdasarkan hasil eksperimen, Vesic mengusulkan hubungan untuk modulus kegagalan daya dukung pondasi yang bertumpu pada pasir. Gambar 12.2 menunjukkan hubungan ini, yang melibatkan notasi berikut:

D_r = kepadatan relatif pasir

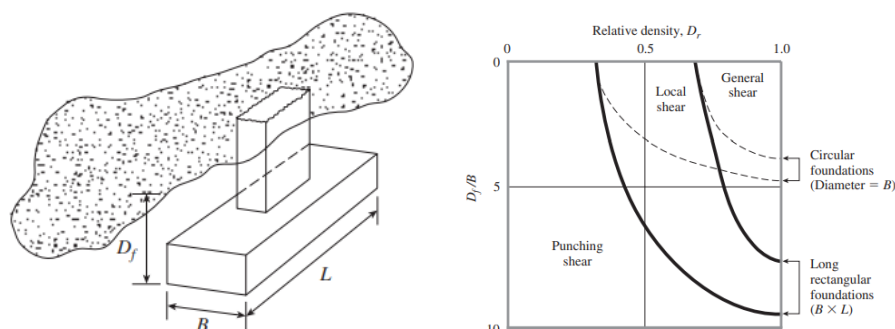
D_f = kedalaman pondasi diukur dari permukaan tanah

B = lebar pondasi

L = panjang pondasi

Dari Gambar 12.2 dapat dilihat bahwa

$$\text{Sifat kegagalan tanah} = f\left(D_r, \frac{D_f}{B}, \frac{B}{L}\right) \quad (12.1)$$



Gambar 12.2 Hasil Uji Vesic Untuk Mode Kegagalan Pondasi Pada Tanah Pasir

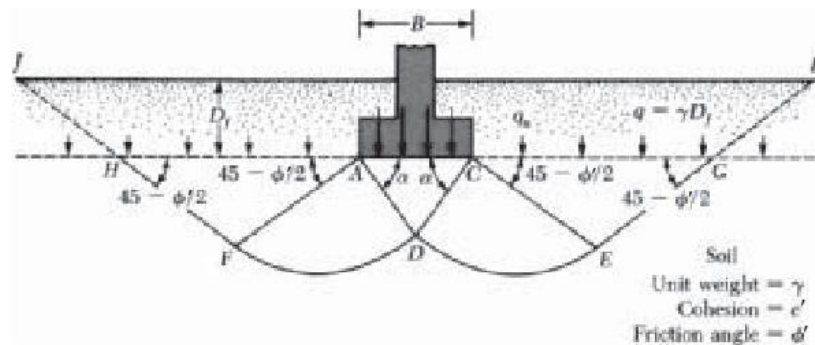
Untuk pondasi pada kedalaman dangkal (yaitu, D_f/B kecil), beban ultimit dapat terjadi pada penurunan pondasi sebesar 4% hingga 10% dari B . Kondisi ini terjadi pada kegagalan

geser umum di dalam tanah; namun, pada kegagalan geser lokal atau punching, beban ultimit dapat terjadi pada penurunan sebesar 15% hingga 25% dari lebar pondasi (B). Perhatikan bahwa

$$B^* = \frac{2BL}{B + L} \quad (12.2)$$

12.2 TEORI DAYA DUKUNG ULTIMATE

Terzaghi adalah orang pertama yang menyajikan teori komprehensif untuk mengevaluasi daya dukung ultimate pondasi dangkal kasar. Menurut teori ini, suatu pondasi dikatakan *dangkal* jika kedalaman, D_f (Gambar 12.3), pondasi kurang dari atau sama dengan lebar pondasi. Namun, para peneliti selanjutnya menyarankan bahwa pondasi dengan D_f sama dengan 3 hingga 4 kali lebar pondasi dapat didefinisikan sebagai *pondasi dangkal*.



Gambar 12.3 Kegagalan Daya Dukung Tanah Pada Pondasi Kaku Kontinu Kasar

Terzaghi menyarankan bahwa untuk *pondasi kontinu*, atau *strip* (yaitu, rasio lebar terhadap panjang pondasi mendekati 0), permukaan keruntuhan dalam tanah pada beban ultimate dapat diasumsikan serupa dengan yang ditunjukkan pada Gambar 12.3. (Perhatikan bahwa ini adalah kasus keruntuhan geser umum sebagaimana didefinisikan pada Gambar 12.1a.) Pengaruh tanah di atas dasar pondasi juga dapat diasumsikan digantikan oleh beban tambahan yang setara, $q = \gamma D_f$ (di mana γ = berat satuan tanah). Zona keruntuhan di bawah pondasi dapat dibagi menjadi tiga bagian (lihat Gambar 12.3):

1. *Zona segitiga ACD* tepat di bawah pondasi
2. *Zona geser radial ADF* dan *CDE*, dengan kurva *DE* dan *DF* merupakan busur spiral logaritmik
3. Dua *zona pasif Rankine segitiga AFH* dan *CEG*

Sudut *CAD* dan *ACD* diasumsikan sama dengan sudut gesek tanah (yaitu, $\alpha = \phi'$). Perhatikan bahwa, dengan penggantian tanah di atas dasar pondasi dengan muatan tambahan ekuivalen q , tahanan geser tanah di sepanjang permukaan keruntuhan *GI* dan *HJ* diabaikan.

Dengan menggunakan analisis keseimbangan, Terzaghi menyatakan daya dukung ultimit dalam bentuk

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{strip foundation}) \quad (12.3)$$

di mana

c' = kohesi tanah

γ = berat satuan tanah

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = faktor daya dukung yang tidak berdimensi dan hanya merupakan fungsi dari sudut gesek tanah, ϕ'

Untuk tapak pondasi persegi dan lingkaran, Terzaghi menyarankan persamaan berikut untuk kapasitas dukung tanah ultimit:

Pola pondasi persegi adalah

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (12.4)$$

Pondasi melingkar adalah

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (12.5)$$

di mana B = diameter pondasi.

Variasi N_c, N_q , dan N_γ dengan ϕ' diberikan pada Tabel 12.1.

Tabel 12.1 Faktor Daya Dukung Terzaghi— N_c, N_q , dan N_γ —Persamaan (12.3), (12.4), dan (12.5).

ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ' (deg)	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				

Dari Kumbhojkar

Modifikasi Persamaan Daya Dukung Terzaghi

Berdasarkan studi laboratorium dan lapangan tentang daya dukung, sifat dasar permukaan keruntuhan tanah yang disarankan oleh Terzaghi kini tampaknya benar (Vesic, 1973). Namun, sudut α yang ditunjukkan pada Gambar 12.3 lebih mendekati $45 + \phi'/2$ daripada ϕ' , sebagaimana yang awalnya diasumsikan oleh Terzaghi. Dengan $\alpha = 45 + \phi'/2$, hubungan untuk N_c dan N_q dapat diturunkan sebagai

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} \quad (12.6)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (12.7)$$

Persamaan untuk N_c yang diberikan oleh Persamaan (12.7) awalnya diturunkan oleh Prandtl (1921), dan hubungan untuk N_q [Persamaan (12.6)] disajikan oleh Reissner. Caquot dan Kerisel (1953) dan Vesic (1973) memberikan hubungan untuk N_γ sebagai

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad (12.8)$$

Tabel 12.2 menunjukkan variasi faktor daya dukung sebelumnya terhadap sudut gesek tanah.

Bentuk Persamaan (12.3), yang untuk pondasi strip yang dibebani vertikal, dapat digeneralisasi dengan mempertimbangkan hal-hal berikut:

- Tahanan geser sepanjang permukaan runtuh pada tanah di atas dasar pondasi (bagian permukaan runtuh yang ditandai sebagai GI dan HJ pada Gambar 12.3);
- Rasio lebar terhadap panjang pondasi persegi panjang; dan
- Kemiringan beban.

Dengan demikian, persamaan daya dukung ultimit akan berbentuk

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (12.9)$$

di mana

c' = kohesi

q = tegangan efektif pada tingkat dasar pondasi

γ = berat jenis tanah

B = lebar pondasi (= diameter untuk pondasi lingkaran)

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = faktor bentuk

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = faktor kedalaman

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = faktor kemiringan beban

N_c, N_q, N_γ = faktor daya dukung [Persamaan (12.6), (12.7), dan (12.8)]

Tabel 12.2 Faktor daya dukung [Persamaan (12.6), (12.7), dan (12.8)]

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	23	18.05	8.66	8.20
1	5.38	1.09	0.07	24	19.32	9.60	9.44
2	5.63	1.20	0.15	25	20.72	10.66	10.88
3	5.90	1.31	0.24	26	22.25	11.85	12.54
4	6.19	1.43	0.34	27	23.94	13.20	14.47
5	6.49	1.57	0.45	28	25.80	14.72	16.72
6	6.81	1.72	0.57	29	27.86	16.44	19.34
7	7.16	1.88	0.71	30	30.14	18.40	22.40
8	7.53	2.06	0.86	31	32.67	20.63	25.99
9	7.92	2.25	1.03	32	35.49	23.18	30.22
10	8.35	2.47	1.22	33	38.64	26.09	35.19
11	8.80	2.71	1.44	34	42.16	29.44	41.06
12	9.28	2.97	1.69	35	46.12	33.30	48.03
13	9.81	3.26	1.97	36	50.59	37.75	56.31
14	10.37	3.59	2.29	37	55.63	42.92	66.19
15	10.98	3.94	2.65	38	61.35	48.93	78.03
16	11.63	4.34	3.06	39	67.87	55.96	92.25
17	12.34	4.77	3.53	40	75.31	64.20	109.41
18	13.10	5.26	4.07	41	83.86	73.90	130.22
19	13.93	5.80	4.68	42	93.71	85.38	155.55
20	14.83	6.40	5.39	43	105.11	99.02	186.54
21	15.82	7.07	6.20	44	118.37	115.31	224.64
22	16.88	7.82	7.13	45	133.88	134.88	271.76

Hubungan antara faktor bentuk, faktor kedalaman, dan faktor kemiringan yang direkomendasikan untuk digunakan diberikan pada Tabel 12.3.

Daya Dukung Netral Ultimate

Daya dukung netral ultimate didefinisikan sebagai tekanan ultimit per satuan luas pondasi yang dapat ditopang oleh tanah yang melebihi tekanan yang disebabkan oleh tanah di sekitarnya pada permukaan pondasi.

Tabel 12.3 Faktor bentuk, kedalaman, dan kemiringan yang direkomendasikan untuk digunakan

Faktor	Hubungan	Sumber
Bentuk*	$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi'$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	De Beer (1970)

	dimana L = panjang pondasi ($L > B$)	
Kedalaman†	Kondisi (a): $D_f/B \leq 1$ $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$ Kondisi (b): $D_f/B > 1$ $F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
kemiringan	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'} \right)^2$ di mana β = kemiringan beban pada pondasi sehubungan dengan vertikal	Meyerhof ; Hanna dan Meyerhof

*Faktor bentuk ini merupakan hubungan empiris berdasarkan uji laboratorium yang ekstensif.

† Faktor $\tan^{-1} (D_f/B)$ dinyatakan dalam radian.

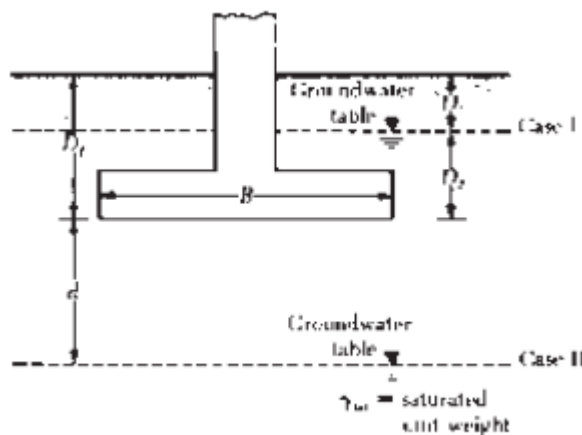
Jika selisih antara berat satuan beton yang digunakan pada pondasi dan berat satuan tanah di sekitar pondasi diasumsikan dapat diabaikan, maka

$$q_{\text{net}(u)} = q_u - q \quad (12.10)$$

di mana $q_{\text{net}(u)}$ = kapasitas dukung netto.

12.3 MODIFIKASI PERSAMAAN DAYA DUKUNG MUKA AIR TANAH

Persamaan (12.3), (12.4), (12.5), dan (12.9) dikembangkan untuk menentukan daya dukung ultimit berdasarkan asumsi bahwa muka air tanah terletak jauh di bawah fondasi.



Gambar 12.4 Modifikasi Persamaan Daya Dukung Untuk Muka Air Tanah

Namun, jika muka air tanah dekat dengan fondasi, beberapa modifikasi persamaan daya dukung diperlukan, tergantung pada lokasi muka air tanah (lihat Gambar 12.4).

Kasus I: Jika muka air tanah terletak sedemikian rupa sehingga $0 \leq D_1 \leq D_f$, maka faktor q pada persamaan daya dukung tanah akan berbentuk

$$q = \text{effective surcharge} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \quad (12.11)$$

di mana

γ_{sat} = berat satuan tanah jenuh

γ_w = berat satuan air

Selain itu, nilai γ pada suku terakhir persamaan harus diganti dengan $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$.

Kasus II: Untuk muka air tanah yang terletak sedemikian rupa sehingga $0 \leq d \leq B$,

$$q = \gamma D_f \quad (12.12)$$

Faktor γ pada suku terakhir persamaan daya dukung harus diganti dengan faktor

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \quad (12.13)$$

Modifikasi sebelumnya didasarkan pada asumsi bahwa tidak ada gaya rembesan di dalam tanah.

Kasus III: Ketika muka air tanah berada pada posisi $d \geq B$, air tidak akan berpengaruh pada daya dukung ultimit.

12.4 FAKTOR KEAMANAN

Penghitungan daya dukung bruto yang diizinkan untuk pondasi dangkal memerlukan penerapan faktor keamanan (FS) terhadap daya dukung bruto ultimit, atau

$$q_{\text{all}} = \frac{q_u}{FS} \quad (12.14)$$

Namun, beberapa insinyur yang berpraktik lebih suka menggunakan faktor keamanan sebesar

$$\text{net stress increase on soil} = \frac{\text{net ultimate bearing capacity}}{FS} \quad (12.15)$$

Kapasitas dukung bersih didefinisikan dalam Persamaan (12.10) sebagai

$$q_{\text{net}(u)} = q_u - q$$

Substitusikan persamaan ini ke persamaan (12.15) menghasilkan peningkatan tegangan bersih pada tanah

= beban dari bangunan atas per satuan luas pondasi.

$$= q_{\text{all}(\text{net})} = \frac{q_u - q}{FS} \quad (12.16)$$

Faktor keamanan yang ditentukan oleh Persamaan (12.16) mungkin setidaknya 3 dalam semua kasus.

Contoh 12.1

Sebuah pondasi persegi berukuran $1,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$ dalam denah. Tanah yang menopang pondasi memiliki sudut gesek $\phi' = 20^\circ$, dan $c' = 15,2 \text{ kN/m}^2$. Berat satuan tanah, γ , adalah $17,8 \text{ kN/m}^3$. Tentukan beban kotor yang diizinkan pada pondasi dengan faktor keamanan (FS) 4. Asumsikan kedalaman pondasi (D_f) adalah 1 meter dan gunakan Persamaan (12.4) dan Tabel 12.1.

Solusi

Dari Persamaan (12.4),

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

Dari Tabel 12.1, untuk $\phi' = 20^\circ$,

$$N_c = 17.69$$

$$N_q = 7.44$$

$$N_\gamma = 3.64$$

Dengan demikian,

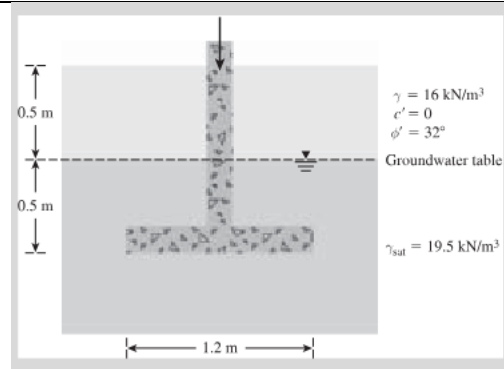
$$\begin{aligned} q_u &= (1.3)(15.2)(17.69) + (1 \times 17.8)(7.44) + (0.4)(17.8)(1.5)(3.64) \\ &= 349.55 + 132.43 + 38.87 = 520.85 \approx 521 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Jadi beban yang diijinkan per satuan luas pondasi adalah

$$q_{\text{all}} = \frac{q_u}{FS} = \frac{521}{4} = 130.25 \text{ kN/m}^2 \approx \mathbf{130 \text{ kN/m}^2}$$

Contoh 12.2

Sebuah tapak persegi ditunjukkan pada Gambar 12.5. Tentukan beban kotor aman (faktor keamanan 3) yang dapat ditanggung tapak tersebut. Gunakan Persamaan (12.9).



Gambar 12.5

Solusi

Dari Persamaan (12.9) dengan $c' = 0$, $F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$ (beban vertikal),

$$q_u = q N_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

Untuk $\phi' = 32^\circ$, Tabel 12.2 memberikan $N_q = 23,18$ dan $N_\gamma = 30,22$.

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi' = 1 + \left(\frac{1.2}{1.2}\right) \tan 32 = 1.625$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 2 \tan 32 (1 - \sin 32)^2 \left(\frac{1}{1.2}\right) = 1.23$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4 \left(\frac{1.2}{1.2}\right) = 0.6$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$q = (0.5)(16) + (0.5)(19.5 - 9.81) = 12.845 \text{ kN/m}^2$$

Dengan demikian,

$$q_u = (12.845)(23.18)(1.625)(1.23) + \frac{1}{2} (19.5 - 9.81)(1.2)(30.22)(0.6)(1) = 700.54 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{all}} = \frac{q_u}{3} = \frac{700.54}{3} = 233.51 \text{ kN/m}^2$$

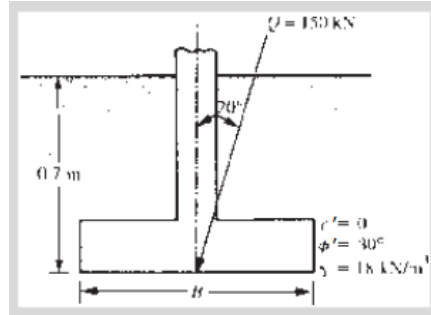
$$Q = q_{\text{all}} B^2 = (233.51)(1.2 \times 1.2) \approx \mathbf{336 \text{ kN}}$$

Contoh 12.3

Pondasi kolom persegi yang akan dibangun di atas tanah berpasir harus memikul beban total bruto yang diizinkan sebesar 150 kN. Kedalaman pondasi adalah 0,7 m. Beban akan miring pada sudut 20° terhadap vertikal (Gambar 12.6). Tahanan penetrasi standar, N_{60} , yang diperoleh dari eksplorasi lapangan tercantum dalam tabel.

Kedalaman (m)	N_{60}
1.5	3
3.0	6
4.5	9
6	10
7.5	10

Asumsikan berat satuan tanah adalah 18 kN/m^3 . Tentukan lebar pondasi, B . Gunakan faktor keamanan 3, dan Persamaan (12.9).



Gambar 12.6

Solusi

Resistansi penetrasi standar dapat dikoreksi menggunakan Persamaan (10.7) dan persamaan Liao dan Whitman yang diberikan pada Tabel 10.5. Lihat tabel berikut.

Kedalaman (m)	Tekanan timbunan efektif σ'_0 (kN/m^2)	C_N	N_{60}	$(N_1)_{60} = N_{60} C_N$
1.5	27	1.88	3	≈ 6
3.0	54	1.33	6	≈ 8
4.5	81	1.09	9	≈ 10
6	108	0.94	10	≈ 9
7.5	135	0.84	10	≈ 8
9	162	0.77	8	≈ 6

Nilai rata-rata $(N_1)_{60}$ yang dikoreksi yang diperoleh adalah sekitar 8. Sekarang, mengacu pada Persamaan (10.10), kita dapat secara konservatif mengasumsikan sudut gesek tanah ϕ' menjadi sekitar 30° . Dengan $c' = 0$, daya dukung ultimit [Persamaan (12.9)] menjadi

$$q_u = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q = (0.7)(18) = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

Dari Tabel 12.2, untuk $\phi' = 30^\circ$, kita menemukan

$$N_q = 18.4$$

$$N_\gamma = 22.4$$

Dari Tabel 12.3,

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi' = 1 + 0.577 = 1.577$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) = 0.6$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{B} = 1 + \frac{0.202}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2 = \left(1 - \frac{20}{90}\right)^2 = 0.605$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi'}\right)^2 = \left(1 - \frac{20}{30}\right)^2 = 0.11$$

Karena itu,

$$\begin{aligned} q_u &= (12.6)(18.4)(1.577) \left(1 + \frac{0.202}{B}\right) (0.605) + (0.5)(18)(B)(22.4)(0.6)(1)(0.11) \\ &= 221.2 + \frac{44.68}{B} + 13.3B \quad (a) \end{aligned}$$

Dengan demikian,

$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = 73.73 + \frac{14.89}{B} + 4.43B \quad (b)$$

Untuk Q = beban total yang diijinkan = $q_{all} \times B^2$ atau

$$q_{all} = \frac{150}{B^2} \quad (c)$$

Menyamakan sisi kanan persamaan (b) dan (c) menghasilkan

$$\frac{150}{B^2} = 73.73 + \frac{14.89}{B} + 4.43B$$

Melalui coba-coba, kita peroleh $B \approx 1,3 \text{ m}$.

12.5 PONDASI DENGAN BEBAN EKSENTRIK

Seperti halnya dasar dinding penahan, terdapat beberapa kasus di mana pondasi menerima momen selain beban vertikal, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 12.7a. Dalam kasus tersebut, distribusi tekanan pondasi terhadap tanah tidak merata. Distribusi tekanan nominal

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L} \quad (12.17)$$

Dan

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \quad (12.18)$$

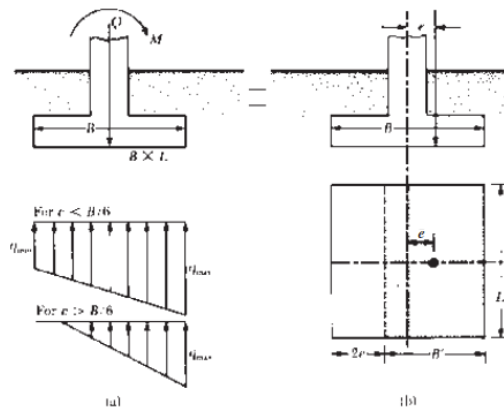
di mana

Q = beban vertikal total

M = momen pada pondasi

Distribusi tekanan yang tepat sulit diperkirakan.

Faktor keamanan untuk jenis pembebanan tersebut terhadap kegagalan daya dukung dapat dievaluasi menggunakan prosedur yang disarankan oleh Meyerhof, yang umumnya disebut sebagai metode luas *efektif*.



Gambar 12.7 Pondasi Dengan Beban Eksentrik

Berikut ini adalah prosedur langkah demi langkah Meyerhof untuk menentukan beban ultimit yang dapat ditopang oleh tanah dan faktor keamanan terhadap kegagalan daya dukung.

1. Gambar 12.7b menunjukkan sistem gaya yang ekuivalen dengan yang ditunjukkan pada Gambar 12.6a. Jarak e adalah eksentrisitas, atau

$$e = \frac{M}{Q} \quad (12.19)$$

Substitusikan Persamaan (12.19) ke Persamaan (12.17) dan (12.18) menghasilkan

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (12.20)$$

Dan

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (12.21)$$

Perhatikan bahwa, dalam persamaan ini, ketika eksentrisitas e menjadi $B/6$, q_{min} bernilai 0. Untuk $e > B/6$, q_{min} akan bernilai negatif, yang berarti akan terjadi tegangan. Karena tanah tidak dapat menahan tegangan, akan terjadi pemisahan antara pondasi dan tanah di bawahnya. Sifat distribusi tekanan pada tanah akan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 12.7a. Nilai q_{max} dengan demikian adalah

$$q_{max} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)} \quad (12.22)$$

2. Tentukan dimensi efektif pondasi sebagai berikut:

$$B' = \text{lebar efektif} = B - 2e$$

$$L' = \text{panjang efektif} = L$$

Perhatikan bahwa, jika eksentrisitas searah dengan panjang pondasi, maka nilai L' akan sama dengan $L - 2e$. Nilai B' akan sama dengan B . Dimensi yang lebih kecil dari kedua dimensi (yaitu, L' dan B') adalah lebar efektif pondasi.

3. Gunakan Persamaan (12.9) untuk daya dukung ultimit sebagai

$$q'_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (12.23)$$

Untuk mengevaluasi F_{cs} , F_{qs} , dan $F_{\gamma s}$, gunakan Tabel 12.2 dengan *dimensi panjang efektif* dan *lebar efektif*, bukan L dan B . Untuk menentukan F_{cd} , F_{qd} , dan $F_{\gamma d}$, gunakan Tabel 12.2 (*jangan ganti B dengan B'*).

4. Beban ultimit total yang dapat ditanggung oleh pondasi adalah

$$Q_{ult} = \frac{A'}{q'_u(B')(L')} \quad (12.24)$$

dimana $A' = \text{luas efektif}$.

5. Faktor keamanan terhadap kegagalan daya dukung adalah

$$FS = \frac{Q_{ult}}{Q} \quad (12.25)$$

Pondasi dengan Eksentrisitas Dua Arah

Pertimbangkan situasi di mana pondasi dibebani beban ultimit vertikal Q_{ult} dan momen M , seperti ditunjukkan pada Gambar 12.8a dan b. Untuk kasus ini, komponen momen, M , terhadap sumbu x dan y dapat ditentukan masing-masing sebagai M_x dan M_y (Gambar 12.8c). Kondisi ini setara dengan beban Q_{ult} yang ditempatkan secara eksentrik pada pondasi dengan $x = e_B$ dan $y = e_L$ (Gambar 12.8d). Perhatikan bahwa

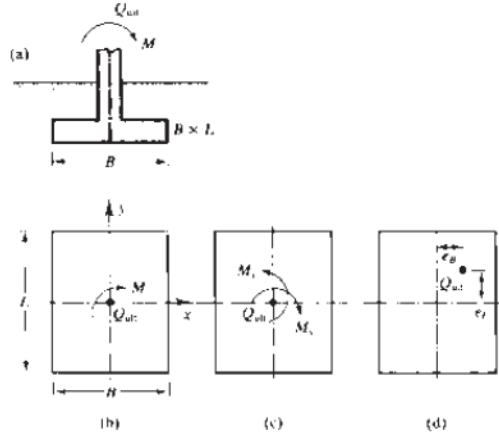
$$e_B = \frac{M_y}{Q_{ult}} \quad (12.26)$$

Dan

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{ult}} \quad (12.27)$$

Jika Q_{ult} dibutuhkan, maka dapat diperoleh sebagai berikut [Persamaan (12.24)]:

$$Q_{ult} = q'_u A'$$



Gambar 12.8 Analisis Pondasi Dengan Eksentrisitas Dua Arah

di mana, dari Persamaan (12.23),

$$q'_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Dan

$$A' = \text{effective area} = B' L'$$

Seperti sebelumnya, untuk mengevaluasi F_{cs} , F_{qs} , dan $F_{\gamma s}$ (Tabel 12.3), kami menggunakan dimensi panjang efektif (L') dan lebar efektif (B'), bukan L dan B . Untuk menghitung F_{cd} , F_{qd} , dan $F_{\gamma d}$, kami menggunakan Tabel 12.3; namun, kami tidak mengganti B dengan B' . Ketika kami menentukan luas efektif (A'), lebar efektif (B'), dan panjang efektif (L'), empat kasus yang mungkin muncul (Hightner dan Anders, 1985). Luas efektif sedemikian rupa sehingga sentroidnya berimpit dengan beban.

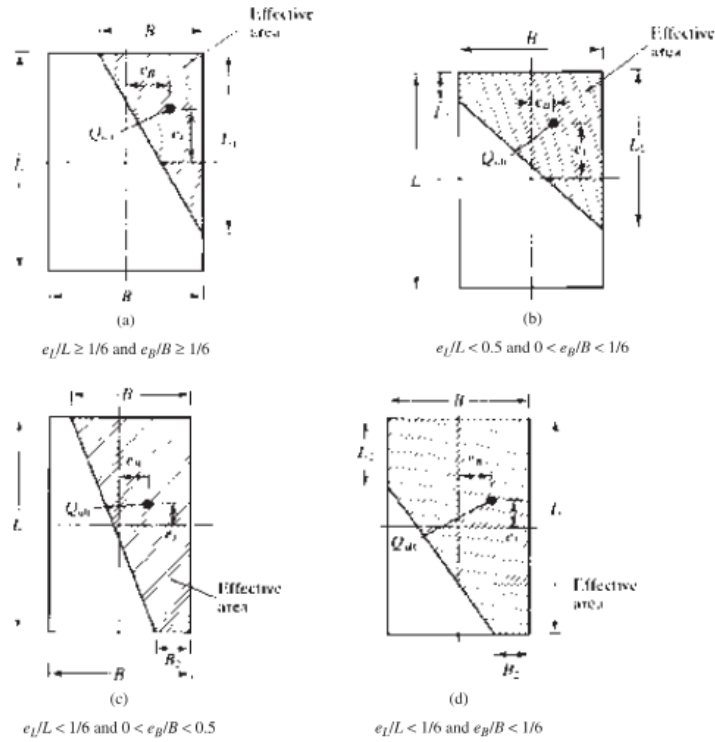
Kasus I: $1e_L/L \geq \frac{1}{6}$ dan $e_B/B \geq \frac{1}{6}$. Luas efektif untuk kondisi ini ditunjukkan pada Gambar 12.9a, atau

$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1 \quad (12.28)$$

Dimana

$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right) \quad (12.29)$$

$$L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right) \quad (12.30)$$



Gambar 12.9 Definisi Luas Efektif Untuk Beban Pada Pondasi Dengan Eksentrisitas Dua Arah Panjang efektif, L' , adalah yang lebih besar dari kedua dimensi—yaitu, B_1 atau L_1 . Jadi, lebar efektifnya adalah

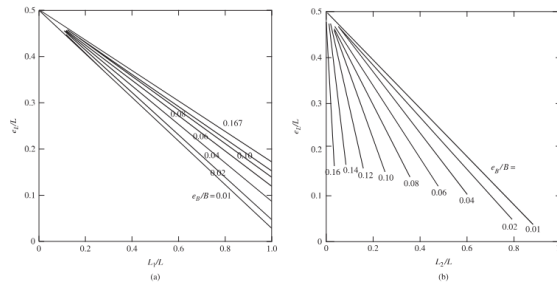
$$B' = \frac{A'}{L'} \quad (12.31)$$

Kasus II: $e_L/L < 0,5$ dan $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$. Luas efektif untuk kasus ini ditunjukkan pada Gambar 12.9b.

$$A' = \frac{1}{2} (L_1 + L_2) B \quad (12.32)$$

Besarnya L_1 dan L_2 dapat ditentukan dari Gambar 12.10. Lebar efektifnya adalah

$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ or } L_2 \text{ (whichever is larger)}} \quad (12.33)$$



Gambar 12.10 Variasi L_1/L Dan L_2/L Dengan e_L/L Dan e_B/B Untuk Kasus $e_L/L < 0,5$ Dan $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$

Panjang efektif adalah

$$L' = L_1 \text{ or } L_2 \text{ (whichever is larger)} \quad (12.34)$$

Kasus III: $e_L/L < \frac{1}{6}$ dan $0 < e_B/B < 0,5$. Luas efektif ditunjukkan pada Gambar 12.9c.

$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L \quad (12.35)$$

Lebar efektifnya adalah

$$B' = \frac{A'}{L} \quad (12.36)$$

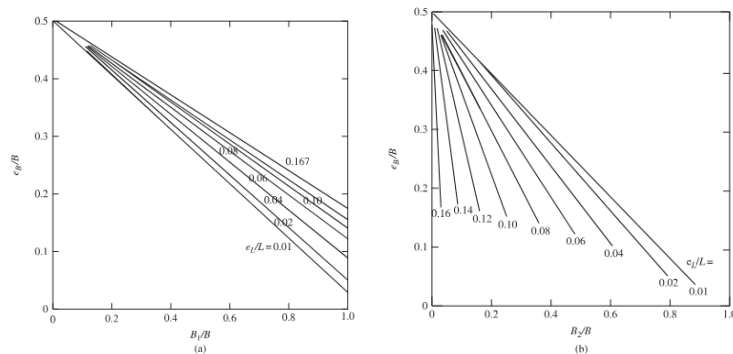
Panjang efektifnya adalah

$$L' = L \quad (12.37)$$

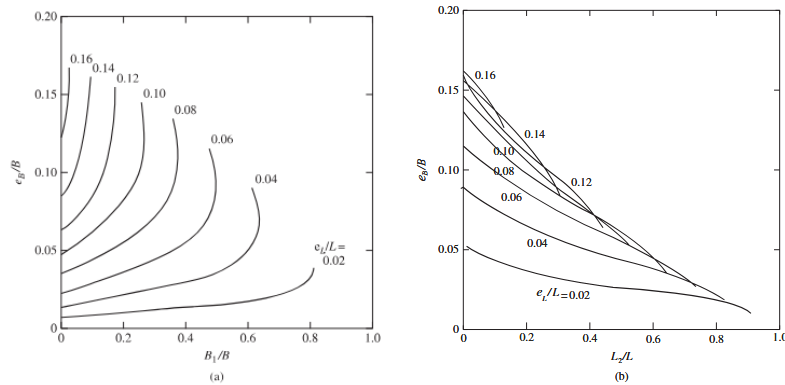
Besaran B_1 dan B_2 dapat ditentukan dari Gambar 12.11.

Kasus IV: $e_L/L < \frac{1}{6}$ dan $e_B/B < \frac{1}{6}$. Gambar 12.9d menunjukkan luas efektif untuk kasus ini. Rasio B_2/B dan L_2/L (dan dengan demikian B_2 dan L_2) dapat diperoleh dari Gambar 12.12. Luas efektifnya adalah

$$A' = L_2B + \frac{1}{2}(B + B_2)(L - L_2) \quad (12.38)$$



Gambar 12.11 Variasi B_1/B Dan B_2/B Dengan e_L/L Dan e_B/B Untuk Kasus $e_L/L < \frac{1}{6}$ Dan $0 < e_B/B < 0,5$



Gambar 12.12 Variasi B_2/B Dan L_2/L Dengan e_B/B Dan e_L/L Untuk Kasus $e_L/L < \frac{1}{6}$ Dan $e_B/B < \frac{1}{6}$

Lebar efektifnya adalah

$$B' = \frac{A'}{L} \quad (12.39)$$

Panjang efektifnya adalah

$$L' = L \quad (12.40)$$

Contoh 12.4

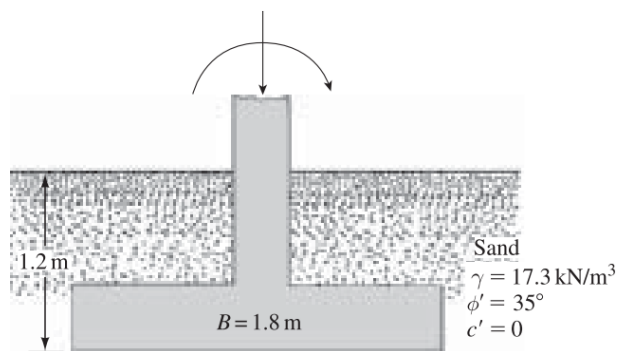
Sebuah pondasi kontinu ditunjukkan pada Gambar 12.13. Asumsikan eksentrisitas beban $e = 0,15$ m. Tentukan beban ultimit, Q_{ult} .

Solusi

Dengan $c' = 0$, Persamaan 12.23 menjadi

$$q'_u = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q = (1.2)(17.3) = 20.76 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 12.13

Untuk $\phi' = 35^\circ$, dari Tabel 12.2, kita peroleh $N_q = 33,3$ dan $N_\gamma = 48,03$. Kita peroleh

$$B' = 1,8 - (2)(0,15) = 1,5 \text{ m}$$

Karena merupakan pondasi kontinu, B'/L' adalah 0. Oleh karena itu, $F_{qs} = 1$ dan $F_{\gamma s} = 1$, dan

$$F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

Dari Tabel 12.3, kita peroleh

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 0.255 \left(\frac{1.2}{1.8} \right) = 1.17$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$\begin{aligned} q'_u &= (20.76)(33.3)(1)(1.17)(1) + \left(\frac{1}{2} \right) (17.3)(1.5)(48.03)(1)(1)(1) \\ &= 1432 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

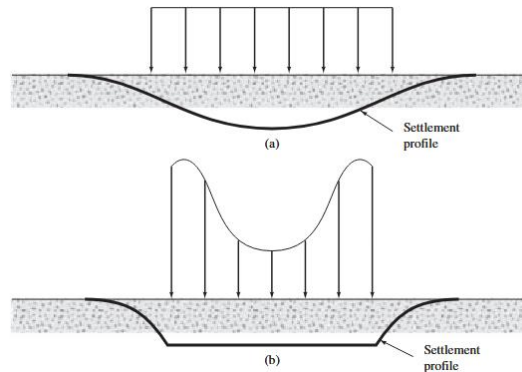
Karena itu,

$$Q_{ult} = (B')(1)(q'_u) = (1.5)(1)(1432) = \mathbf{2148 \text{ kN/m}}$$

12.6 JENIS-JENIS PENURUNAN PONDASI DANGKAL

Sebagaimana telah dibahas dalam Bab 7, penurunan pondasi terdiri dari penurunan *elastis* (atau langsung), S_e , dan penurunan konsolidasi, S_c . Prosedur untuk menghitung penurunan konsolidasi pondasi juga dijelaskan dalam Bab 7. Metode untuk memperkirakan penurunan elastis akan diuraikan pada bagian-bagian berikut.

Penting untuk menunjukkan bahwa, setidaknya secara teoritis, sebuah pondasi dapat dianggap sepenuhnya fleksibel atau sepenuhnya kaku. Pondasi yang dibebani seragam dan fleksibel sempurna yang bertumpu pada material elastis seperti tanah liat jenuh akan memiliki profil yang melorot, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 12.15a, karena penurunan elastis. Namun, jika pondasi kaku dan bertumpu pada material elastis seperti tanah liat, pondasi tersebut akan mengalami penurunan seragam dan tekanan kontak akan terdistribusi ulang (Gambar 12.15b).



Gambar 12.15 Profil Penurunan Elastis Dan Tekanan Kontak Pada Tanah Lempung: (A) Pondasi Fleksibel; (B) Pondasi Kaku

12.7 PENURUNAN ELASTIS

Gambar 12.16 menunjukkan pondasi dangkal yang dikenai gaya netto per satuan luas sebesar q_o . Misalkan rasio Poisson dan modulus elastisitas tanah yang menopangnya masing-masing adalah μ_s dan E_s . Secara teoritis, jika pondasi fleksibel sempurna, penurunan dapat dinyatakan sebagai

$$S_e = q_o(\alpha B') \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f \quad (12.41)$$

di mana

q_o = tekanan netto yang diberikan pada pondasi

μ_s = rasio Poisson tanah

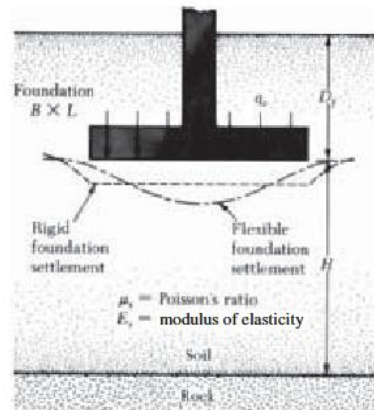
E_s = modulus elastisitas rata-rata tanah di bawah pondasi, diukur dari $z = 0$ hingga sekitar $z = 4B$

$B' = B/2$ untuk pusat pondasi

$= B$ untuk sudut pondasi

I_s = faktor bentuk

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} F_2 \quad (12.42)$$



Gambar 12.16 Penurunan Elastis Pondasi Fleksibel Dan Kaku

$$F_1 = \frac{1}{\pi} (A_0 + A_1) \quad (12.43)$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1} A_2 \quad (12.44)$$

$$A_0 = m' \ln \frac{(1 + \sqrt{m'^2 + 1}) \sqrt{m'^2 + n'^2}}{m' (1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})} \quad (12.45)$$

$$A_1 = \ln \frac{(m' + \sqrt{m'^2 + 1}) \sqrt{1 + n'^2}}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \quad (12.46)$$

$$A_2 = \frac{m'}{n' \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \quad (12.47)$$

$$I_f = \text{depth factor (Fox, 1948)} = f \left(\frac{D_f}{B}, \mu_s, \text{ and } \frac{L}{B} \right) \quad (12.48)$$

α = faktor yang bergantung pada lokasi pondasi tempat penurunan dihitung.

- Untuk perhitungan penurunan di pusat pondasi:

$$\begin{aligned} \alpha &= 4 \\ m' &= \frac{L}{B} \\ n' &= \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)} \end{aligned}$$

- Untuk perhitungan penurunan pada sudut pondasi:

$$\alpha = 1$$

$$m' = \frac{L}{B}$$

$$n' = \frac{H}{B}$$

Variasi F_1 dan F_2 [Persamaan (12.43) dan (12.44)] dengan m' dan n' diberikan pada Tabel 12.4 dan 12.5. Variasi I_f dengan D_f/B dan μ_s juga diberikan pada Gambar 12.17. Perhatikan bahwa ketika $D_f = 0$, nilai $I_f = 1$ dalam semua kasus.

Tabel 12.4 Variasi F_1 dengan m' dan n'

n'	m'									
	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	0.258	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

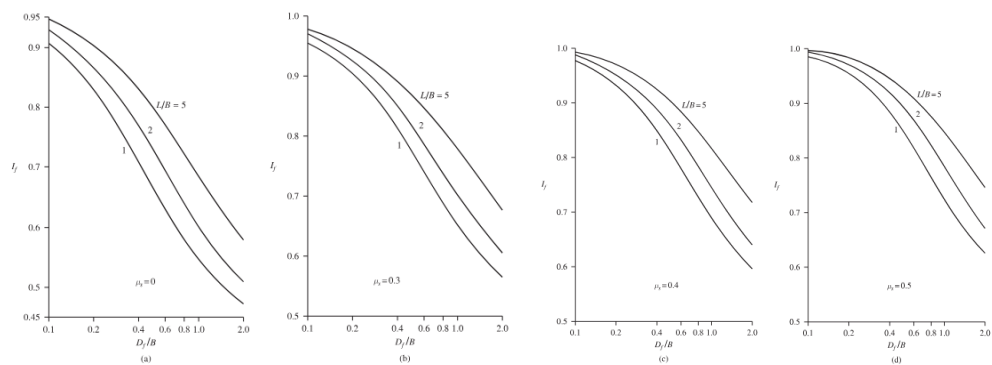
9.50	0.495	0.533	0.565	0.592	0.615	0.634	0.671	0.697	0.716	0.729
9.75	0.496	0.536	0.568	0.595	0.618	0.638	0.675	0.702	0.721	0.735
10.00	0.498	0.537	0.570	0.597	0.621	0.641	0.679	0.707	0.726	0.740
20.00	0.529	0.575	0.614	0.647	0.677	0.702	0.756	0.797	0.830	0.858
50.00	0.548	0.598	0.640	0.678	0.711	0.740	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
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

Tabel 12.5 Variasi F_2 dengan m' dan n'

n'	m'									
	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	0.087	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
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	0.155
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



Gambar 12.17 Variasi I_f Dengan D_f/B , L/B , Dan μ_s

Penurunan elastis *pondasi kaku* dapat diperkirakan sebagai berikut:

$$S_{e(\text{rigid})} \approx 0.93 S_{e(\text{flexible, center})} \quad (12.49)$$

Karena sifat endapan tanah yang tidak homogen, besarnya E_s dapat bervariasi terhadap kedalaman. Oleh karena itu, Bowles (1987) merekomendasikan penggunaan nilai rata-rata tertimbang E_s pada Pers. (12.41), atau

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{\bar{z}} \quad (12.50)$$

di mana

$E_{s(i)}$ = modulus elastisitas tanah pada kedalaman Δz

$\bar{z} = H$ atau $5B$, mana yang lebih kecil

Contoh 12.6

Sebuah pondasi dangkal kaku berukuran 1 m × 2 m ditunjukkan pada Gambar 12.18. Hitunglah penurunan elastis di pusat pondasi.

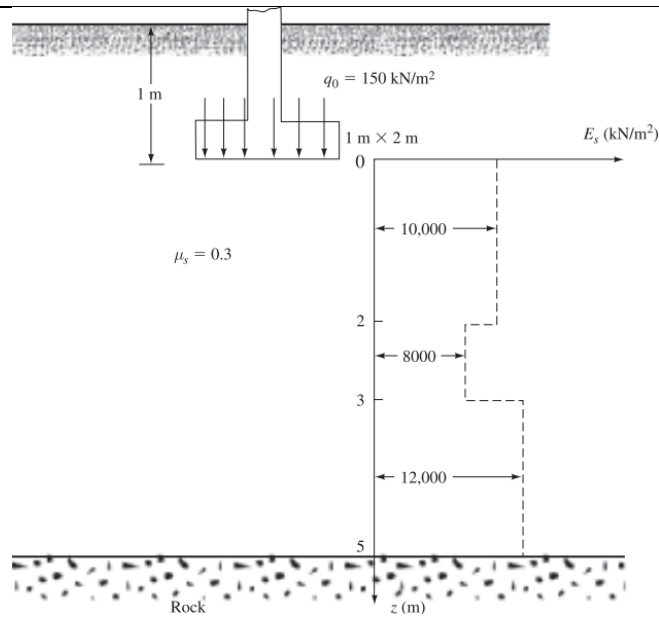
Penyelesaian

Diberikan $B = 1$ m dan $L = 2$ m. Perhatikan bahwa $\bar{z} = 5$ m = $5B$. Dari Persamaan (12.50),

$$\begin{aligned} E_s &= \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{\bar{z}} \\ &= \frac{(10,000)(2) + (8,000)(1) + (12,000)(2)}{5} = 10,400 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Untuk bagian tengah pondasi,

$$\begin{aligned} \alpha &= 4 \\ m' &= \frac{L}{B} = \frac{2}{1} = 2 \\ n' &= \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)} = \frac{5}{\left(\frac{1}{2}\right)} = 10 \end{aligned}$$



Gambar 12.18

Dari Tabel 12.4 dan 12.5, $F_1 = 0,641$ dan $F_2 = 0,031$. Dari Persamaan (12.42),

$$I_s = F_1 + \frac{2 - \mu_s}{1 - \mu_s} F_2$$

$$= 0.641 + \frac{2 - 0.3}{1 - 0.3} (0.031) = 0.716$$

Lagi, $\frac{D_f}{B} = \frac{1}{1} = 1$, $\frac{L}{B} = 2$, $\mu_s = 0.3$. Dari Gambar 12.17b, $I_f = 0,709$. Oleh karena itu

$$S_{e(\text{flexible})} = q_o (\alpha B') \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f$$

$$= (150) \left(4 \times \frac{1}{2} \right) \left(\frac{1 - 0.3^2}{10,400} \right) (0.716)(0.709) = 0.0133 \text{ m} = 13.3 \text{ mm}$$

Karena pondasinya kaku, dari Persamaan (12.49),

$$S_{e(\text{rigid})} = (0.93)(13.3) = \mathbf{12.4 \text{ mm}}$$

12.8 RENTANG PARAMETER MATERIAL UNTUK MENGHITUNG PENURUNAN ELASTIS

Bagian 12.7 menyajikan persamaan untuk menghitung penurunan elastis pondasi. Persamaan tersebut memuat parameter elastis, seperti E_s dan μ_s . Jika hasil uji laboratorium untuk parameter ini tidak tersedia, beberapa asumsi realistis harus dibuat. Tabel 12.6 memberikan perkiraan rentang parameter elastis untuk berbagai jenis tanah.

Tabel 12.6 Parameter Elastis Berbagai Jenis Tanah

Jenis Tanah	Modulus Elastisitas, E_s (MN/m ²)	Rasio Poisson μ_s
-------------	---	-----------------------

Pasir lepas	10–25	0.20–0.40
Pasir kepadatan sedang	15–30	0.25–0.40
Pasir padat	35–55	0.30–0.45
Pasir berlanau	10–20	0.20–0.40
Pasir dan kerikil	70–170	0.15–0.35
Lempung lunak	4–20	
Lempung kepadatan sedang	20–40	0.20–0.50
Lempung kaku	40–100	

12.9 PENURUNAN TANAH BERPASIR: PENGGUNAAN FAKTOR PENGARUH REGANGAN

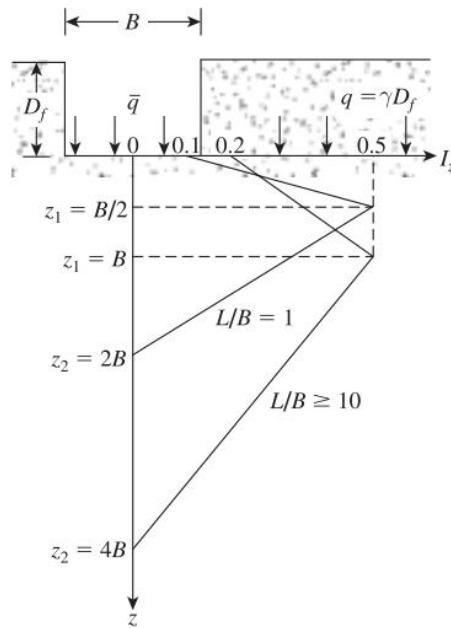
Penurunan tanah granular juga dapat dievaluasi dengan menggunakan *faktor pengaruh regangan semiempiris* yang diusulkan oleh Schmertmann dan rekan-rekan. (1978). Dengan metode ini, penurunannya adalah

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \quad (12.51)$$

di mana

- I_z = faktor pengaruh regangan
- C_1 = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi =
 $1 - 0,5[q'(\bar{q} - q)]$
- C_2 = faktor koreksi untuk memperhitungkan
rangkai dalam tanah
 $= 1 + 0,2 \log (\text{waktu dalam tahun}/0,1)$
- $\bar{q}$ = tegangan pada elevasi pondasi
- $q = \gamma D_f$

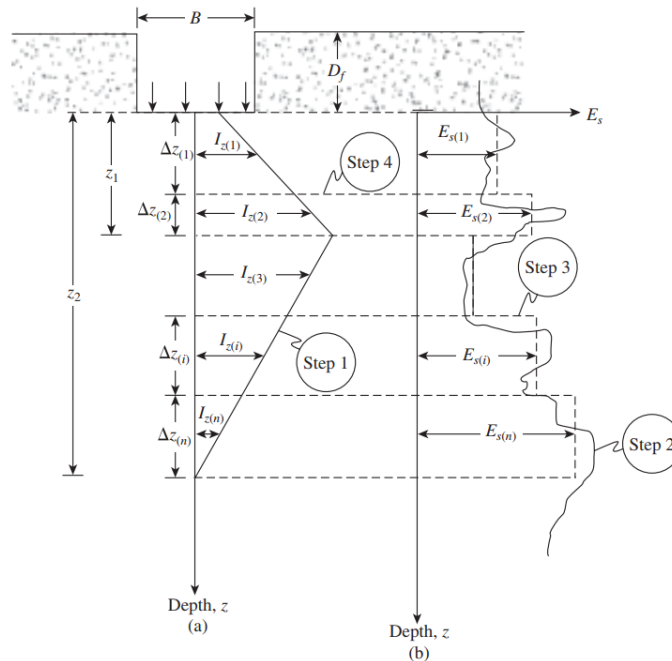
Variasi faktor pengaruh regangan I_z yang direkomendasikan untuk pondasi persegi ($L/B = 1$) atau lingkaran dan untuk pondasi dengan $L/B \geq 10$ ditunjukkan pada Gambar 12.19.



Gambar 12.19 Variasi Faktor Pengaruh Regangan, I_z

Diagram I_z untuk $1 < L/B < 10$ dapat diinterpolasi. Prosedur untuk menghitung penurunan elastis menggunakan Persamaan (12.51) diberikan di sini (Gambar 12.20).

- Langkah 1.* Gambarkan pondasi dan variasi I_z dengan kedalaman pada skala (Gambar 12.20a).
- Langkah 2.* Dengan menggunakan korelasi dari tahanan penetrasi standar (N_{60}) atau tahanan penetrasi kerucut (q_c), plot variasi aktual E_s terhadap kedalaman (Gambar 12.20b). Schmertmann dan rekan-rekan. menyarankan $E_s \approx 3,5q_c$.
- Langkah 3.* Perkirakan variasi aktual E_s ke dalam sejumlah lapisan tanah yang memiliki E_s konstan, seperti $E_{s(1)}, E_{s(2)}, \dots, E_{s(i)}, \dots, E_{s(n)}$ (Gambar 12.20b).
- Langkah 4.* Bagilah lapisan tanah dari $z = 0$ hingga $z = z_2$ menjadi sejumlah lapisan dengan menggambar garis horizontal. Jumlah lapisan akan bergantung pada putusnya kontinuitas pada diagram I_z dan E_s .
- Langkah 5.* Siapkan tabel (seperti Tabel 12.7) untuk mendapatkan $\sum \frac{I_z}{E_s} \Delta z$.
- Langkah 6.* Hitung C_1 dan C_2 .
- Langkah 7.* Hitung S_e dari Pers. (12.51).



Gambar 12.20 Prosedur Perhitungan S_e Menggunakan Faktor Pengaruh Regangan

Tabel 12.7 Perhitungan $\sum \frac{I_z}{E_s} \Delta z$

Lapisan	Δz	E_s	I_z di tengah lapisan	$\frac{I_z}{E_s} \Delta z$
1	$\Delta z_{(1)}$	$E_{s(1)}$	$I_{z(1)}$	$\frac{I_{z(1)}}{E_{s(1)}} \Delta z_1$
2	$\Delta z_{(2)}$	$E_{s(2)}$	$I_{z(2)}$	
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	
i	$\Delta z_{(i)}$	$E_{s(i)}$	$I_{z(i)}$	$\frac{I_{z(i)}}{E_{s(i)}} \Delta z_i$
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	
n	$\Delta z_{(n)}$	$E_{s(n)}$	$I_{z(n)}$	$\frac{I_{z(n)}}{E_{s(n)}} \Delta z_n$
				$\sum \frac{I_z}{E_s} \Delta z$

Studi Kasus Perhitungan S_e Menggunakan Faktor Pengaruh Regangan

Schmertmann memberikan studi kasus pondasi persegi panjang (tiang jembatan Belgia) dengan $L = 23$ m dan $B = 2,6$ m dan ditopang oleh endapan tanah granular. Untuk pondasi ini, kita dapat mengasumsikan bahwa $L/B \approx 10$ untuk memplot diagram faktor pengaruh regangan. Gambar 12.21 menunjukkan detail pondasi, beserta perkiraan variasi tahanan penetrasi kerucut, q_c , terhadap kedalaman. Untuk pondasi ini [lihat Persamaan (12.51)], perhatikan bahwa

$$\bar{q} = 178.54 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 31.39 \text{ kN/m}^2$$

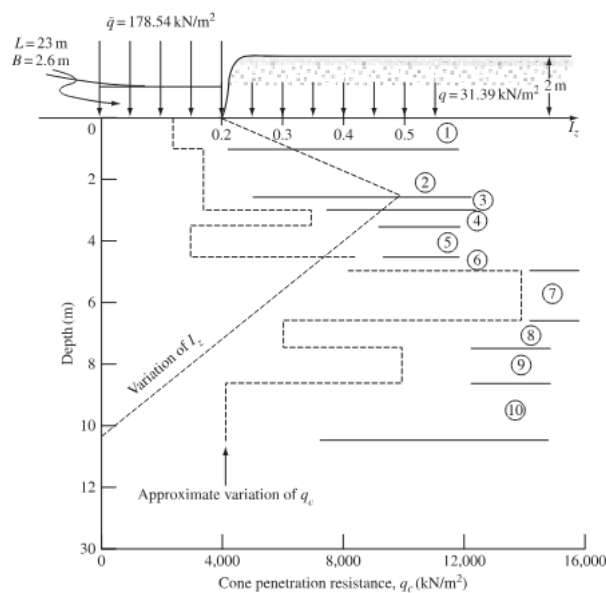
$$C_1 = 1 - 0.5 \frac{q}{\bar{q} - q} = 1 - (0.5) \left(\frac{31.39}{178.54 - 31.39} \right) = 0.893$$

Dan

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t \text{ yr}}{0.1} \right)$$

Untuk $t = 5$ tahun,

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{5}{0.1} \right) = 1.34$$



Gambar 12.21 Variasi I_z Dan q_c Di Bawah Pondasi

Tabel berikut menunjukkan perhitungan $\sum_0^{z_2} \left(\frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z$ yang dihubungkan dengan Gambar 12.21:

Lapisan	Δz (m)	q_c (kN/m ²)	E_s^a (kN/m ²)	z ke pusat lapisan (m)	I_z di pusat lapisan	$(I_z/E_s)\Delta z$ (m ² /kN)
1	2,450	8,575	0.5	0.258	1	3.00×10^{-5}
2	1.6	3,430	12,005	1.8	0.408	5.43×10^{-5}
3	0.4	3,430	12,005	2.8	0.487	1.62×10^{-5}
4	0.5	6,870	24,045	3.25	0.458	0.95×10^{-5}
5	1.0	2,950	10,325	4.0	0.410	3.97×10^{-5}
6	0.5	8,340	29,190	4.75	0.362	0.62×10^{-5}
7	1.5	14,000	49,000	5.75	0.298	0.91×10^{-5}
8	1	6,000	21,000	7.0	0.247	1.17×10^{-5}
9	1	10,000	35,000	8.0	0.154	0.44×10^{-5}
10	1.9	4,000	14,000	9.45	0.062	0.84×10^{-5}
$\sum 10.4 \text{ m} = 4B$						$\sum 18.95 \times 10^{-5}$

$$^a E_s \approx 3.5 q_c$$

Oleh karena itu, penurunan elastis dihitung sebagai

$$\begin{aligned} S_e &= C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum \frac{I_z}{E_s} \Delta z \\ &= (0.893)(1.34)(178.54 - 31.39)(18.95 \times 10^{-5}) \\ &= 0.03336 \text{ m} \approx 33 \text{ mm} \end{aligned}$$

Setelah lima tahun, penurunan maksimum aktual yang diamati untuk pondasi adalah sekitar 39 mm.

12.10 TEKanan DAYA TAMPUNG PADA PASIR BERDASARKAN PENURUNAN

Meyerhof mengusulkan korelasi untuk *tekanan daya dukung bersih yang diizinkan* untuk pondasi dengan tahanan penetrasi standar, N_{60} . Tekanan bersih yang diizinkan dapat didefinisikan sebagai

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \quad (12.51)$$

$$q_{\text{all}(\text{net})} = q_{\text{all}} - \gamma D_f \quad (12.52)$$

Sejak Meyerhof mengusulkan korelasi aslinya, para peneliti mengamati bahwa hasilnya agak konservatif. Kemudian, Meyerhof menyarankan agar tekanan bantalan bersih yang diizinkan ditingkatkan sekitar 50%. Bowles mengusulkan agar bentuk persamaan tekanan bantalan yang dimodifikasi dinyatakan sebagai

$$q_{\text{net}}(\text{kN/m}^2) = \frac{N_{60}}{0.05} F_d \left(\frac{S_e}{25} \right) \quad (\text{for } B \leq 1.22 \text{ m}) \quad (12.53)$$

Dan

$$q_{\text{net}}(\text{kN/m}^2) = \frac{N_{60}}{0.08} \left(\frac{B + 0.3}{B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25} \right) \quad (\text{for } B > 1.22 \text{ m}) \quad (12.54)$$

di mana

$$F_d = \text{faktor kedalaman} = 1 + 0,33(D_f/B) \leq 1,33 \quad (12.55)$$

S_e = penurunan yang dapat ditoleransi (mm)

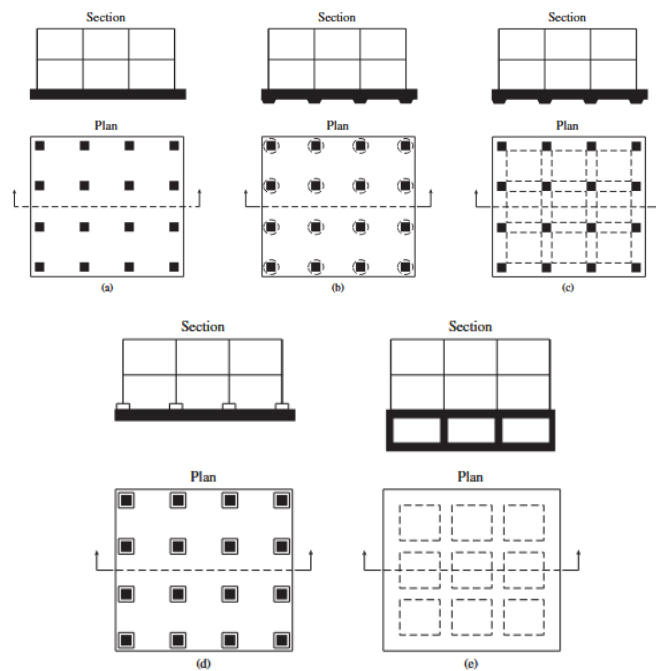
B = lebar (m)

Hubungan empiris yang baru saja disajikan mungkin menimbulkan beberapa pertanyaan. Misalnya, nilai angka penetrasi standar yang mana yang harus digunakan? Apa pengaruh muka air tanah terhadap daya dukung neto yang diizinkan? Nilai desain N_{60} harus ditentukan dengan memperhitungkan nilai N_{60} untuk kedalaman $2B$ hingga $3B$, diukur dari dasar pondasi. Banyak insinyur juga berpendapat bahwa nilai N_{60} harus dikurangi sedikit jika muka air tanah dekat dengan pondasi. Namun, penulis berpendapat bahwa pengurangan ini tidak diperlukan karena resistansi penetrasi mencerminkan lokasi muka air tanah.

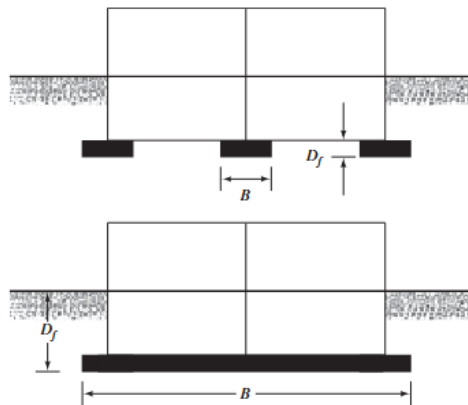
12.11 JENIS-JENIS UMUM PONDASI MAT

Pondasi mat adalah pondasi dangkal. Jenis pondasi ini, yang terkadang disebut *pondasi rakit*, merupakan pondasi gabungan yang dapat menutupi seluruh area di bawah struktur yang menopang beberapa kolom dan dinding. Pondasi mat terkadang lebih disukai untuk tanah yang memiliki daya dukung rendah tetapi harus menopang beban kolom dan/atau dinding yang tinggi. Dalam beberapa kondisi, pondasi sebar harus menutupi lebih dari separuh luas bangunan, dan pondasi mat mungkin lebih ekonomis. Beberapa jenis pondasi mat saat ini digunakan. Beberapa jenis yang umum ditunjukkan secara skematis pada Gambar 12.22 dan meliputi:

1. Pelat datar (Gambar 12.22a). Mat memiliki ketebalan yang seragam.
2. Pelat datar yang menebal di bawah kolom (Gambar 12.22b).



Gambar 12.22 Jenis Pondasi Matras Yang Umum



Gambar 12.23 Perbandingan Pondasi Terisolasi Dan Pondasi Matras (B = lebar, D_f = kedalaman)

3. Balok dan pelat (Gambar 12.22c). Balok berjalan dua arah, dan kolom terletak di persimpangan balok.
4. Pelat datar dengan pedestal (Gambar 12.22d).
5. Pelat dengan dinding basement sebagai bagian dari matras (Gambar 12.22e). Dinding berfungsi sebagai pengaku untuk matras.

Matras dapat ditopang oleh tiang pancang. Tiang pancang membantu mengurangi penurunan struktur yang dibangun di atas tanah yang sangat kompresibel. Jika muka air tanah tinggi, matras sering ditempatkan di atas tiang pancang untuk mengontrol daya apung.

Gambar 12.23 menunjukkan perbedaan antara kedalaman D_f dan lebar B antara pondasi terisolasi dan pondasi matras.

12.12 DAYA DUKUNG PONDASI MAT

Daya dukung ultimit bruto pondasi mat dapat ditentukan dengan persamaan yang sama yang digunakan untuk pondasi dangkal, atau

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (12.9)$$

Tabel 12.2 dan 12.3 memberikan nilai yang tepat untuk faktor daya dukung dan faktor bentuk, kedalaman, serta kemiringan beban. Suku B dalam Persamaan (12.9) adalah dimensi terkecil matras.

Daya dukung netto ultimitnya adalah

$$q_{\text{net}(u)} = q_u - q \quad (12.10)$$

Faktor keamanan yang sesuai harus digunakan untuk menghitung daya dukung bersih yang *diizinkan*. Untuk tikar di atas tanah liat, faktor keamanan tidak boleh kurang dari 3 pada beban mati dan beban hidup maksimum. Namun, pada kondisi yang paling ekstrem, faktor keamanan harus setidaknya 1,75 hingga 2. Untuk tikar yang dibangun di atas pasir, faktor

keamanan 3 biasanya harus digunakan. Pada sebagian besar kondisi kerja, faktor keamanan terhadap kegagalan daya dukung tika di atas pasir sangat besar.

Untuk tanah liat jenuh dengan $\phi = 0$ dan kondisi pembebanan vertikal, Persamaan (12.9) memberikan

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd} + q \quad (12.56)$$

di mana c_u = kohesi tak terdrainase. (Catatan: $N_c = 5,14$, $N_q = 1$, dan $N_\gamma = 0$.) Dari Tabel 12.3, untuk $\phi = 0$,

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{1}{5.14}\right) = 1 + \frac{0.195B}{L}$$

Dan

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

Substitusi faktor bentuk dan kedalaman sebelumnya ke dalam persamaan (12.56) menghasilkan

$$q_u = 5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L}\right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B}\right) + q \quad (12.57)$$

Oleh karena itu, daya dukung bersihnya adalah

$$q_{\text{net}(u)} = q_u - q = 5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L}\right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B}\right) \quad (12.58)$$

Untuk $FS = 3$, maka daya dukung tanah bersih yang diijinkan menjadi

$$q_{\text{all}(\text{net})} = \frac{q_{\text{net}(u)}}{FS} = 1.713c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L}\right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B}\right) \quad (12.59)$$

Daya dukung bersih yang diizinkan untuk tika yang dibangun di atas endapan tanah granular dapat ditentukan secara memadai dari angka ketahanan penetrasi standar. Dari Persamaan (12.54), untuk pondasi dangkal, kita memperoleh

$$q_{\text{net}}(\text{kN/m}^2) = \frac{N_{60}}{0.08} \left(\frac{B + 0.3}{B}\right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25}\right)$$

Dimana

N_{60} = tahanan penetrasi standar

B = lebar (m)

$F_d = 1 + 0.33(D_f/B) \leq 1.33$

S_e = penurunan, (mm)

Ketika lebar, B , besar, persamaan sebelumnya dapat didekati sebagai

$$\begin{aligned} q_{\text{net}}(\text{kN/m}^2) &= \frac{N_{60}}{0.08} F_d \left(\frac{S_e}{25} \right) \\ &= \frac{N_{60}}{0.08} \left[1 + 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \left[\frac{S_e(\text{mm})}{25} \right] \quad (12.60) \\ &\leq 16.63 N_{60} \left[\frac{S_e(\text{mm})}{25} \right] \end{aligned}$$

Perhatikan bahwa Persamaan (12.54) asli adalah untuk penurunan 25 mm, dengan penurunan diferensial sekitar 19 mm. Namun, lebar pondasi mat lebih besar daripada tapak sebar terisolasi. Kedalaman peningkatan tegangan yang signifikan pada tanah di bawah pondasi bergantung pada lebar pondasi. Oleh karena itu, untuk pondasi mat, kedalaman zona pengaruh cenderung jauh lebih besar daripada tapak sebar. Dengan demikian, kantong tanah lepas di bawah mat mungkin terdistribusi lebih merata, sehingga menghasilkan penurunan diferensial yang lebih kecil. Oleh karena itu, asumsi umum adalah bahwa, untuk penurunan mat maksimum 50 mm, penurunan diferensial akan menjadi 19 mm. Dengan menggunakan logika ini dan dengan asumsi konservatif bahwa F_d sama dengan 1, kita dapat memperkirakan Persamaan (12.60) sebagai

$$q_{\text{all}(\text{net})} = q_{\text{net}}(\text{kN/m}^2) \approx 25 N_{60} \quad (12.61)$$

Tekanan bersih yang diterapkan pada pondasi (Gambar 12.24) dapat dinyatakan sebagai

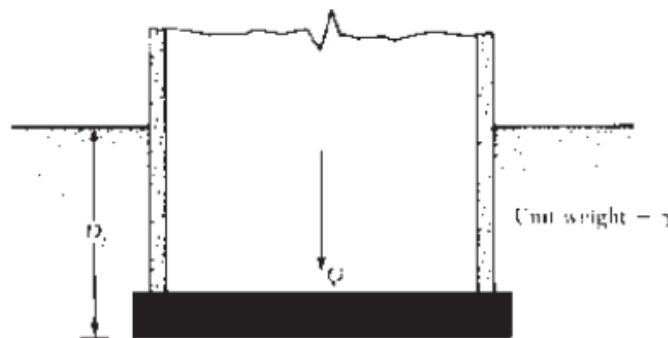
$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f \quad (12.62)$$

di mana

Q = berat mati struktur dan beban hidup

A = luas rakit

Oleh karena itu, dalam semua kasus, q harus kurang dari atau sama dengan $q_{\text{all}(\text{net})}$.



Gambar 12.24 Definisi Tekanan Bersih Pada Tanah Yang Disebabkan Oleh Pondasi Tikar

Contoh 12.7

Tentukan daya dukung ultimit bersih pondasi matras berukuran 12 m × 8 m di atas tanah lempung jenuh dengan $c_u = 80 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 0$, dan $D_f = 2 \text{ m}$.

Penyelesaian

Dari Persamaan (12.58), kita peroleh

$$\begin{aligned} q_{\text{net(u)}} &= 5.14c_u \left[1 + \left(\frac{0.195B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \\ &= (5.14)(80) \left[1 + \left(\frac{0.195 \times 8}{12} \right) \right] \left[1 + 0.4 \left(\frac{2}{8} \right) \right] \\ &= \mathbf{512 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

Contoh 12.8

Berapakah daya dukung bersih yang diizinkan untuk pondasi matras dengan dimensi 13 m × 9 m yang dibangun di atas endapan pasir? Di sini, $D_f = 2 \text{ m}$, penurunan yang diizinkan = 25 mm, dan angka penetrasi rata-rata $N_{60} = 10$.

Penyelesaian

Dari Persamaan (12.60), kita peroleh

$$\begin{aligned} q_{\text{all(net)}} &= \frac{N_{60}}{0.08} \left[1 + 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \left[\frac{S_c}{25} \right] \leq 16.63 N_{60} \left[\frac{S_c}{25} \right] \\ &= \frac{10}{0.08} \left[1 + \frac{(0.33)(2)}{9} \right] \left(\frac{25}{25} \right) \approx \mathbf{134 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

12.13 PONDASI TERKOMPENSASI

Penurunan pondasi matras dapat dikurangi dengan mengurangi peningkatan tekanan netto pada tanah dan dengan meningkatkan kedalaman penanaman, D_f . Peningkatan ini khususnya penting untuk pondasi matras di atas tanah lempung lunak, di mana penurunan konsolidasi yang besar diperkirakan terjadi. Dari Persamaan (12.62), tekanan netto rata-rata yang diberikan pada tanah adalah

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f$$

Agar tidak terjadi peningkatan tekanan tanah bersih pada tanah di bawah pondasi tika, q haruslah 0. Jadi,

$$D_f = \frac{Q}{A\gamma} \quad (12.63)$$

Hubungan untuk D_f ini biasanya disebut sebagai kedalaman penanaman *pondasi dengan kompensasi penuh*.

Faktor keamanan terhadap kegagalan daya dukung pondasi dengan kompensasi sebagian (yaitu, $D_f < Q/A\gamma$) dapat diberikan sebagai berikut:

$$FS = \frac{q_{\text{net}(u)}}{q} = \frac{q_{\text{net}(u)}}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f} \quad (12.64)$$

Untuk tanah lempung jenuh, faktor keamanan terhadap kegagalan daya dukung dapat diperoleh dengan mensubstitusikan persamaan (12.58) ke dalam persamaan (12.64):

$$FS = \frac{5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L}\right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B}\right)}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f} \quad (12.65)$$

Contoh 12.9

Lihat Gambar 12.24. Alas tersebut memiliki dimensi 40 m × 20 m, dan beban hidup serta beban mati pada alas tersebut adalah 200 MN. Alas tersebut diletakkan di atas lapisan tanah liat lunak dengan berat jenis 17,5 kN/m³. Tentukan D_f untuk pondasi dengan kompensasi penuh.

Solusi

Dari Persamaan (12.63), kita peroleh

$$D_f = \frac{Q}{A\gamma} = \frac{200 \times 10^3 \text{ kN}}{(40 \times 20)(17.5)} = \mathbf{14.29 \text{ m}}$$

Contoh 12.10

Lihat Contoh 12.9. Untuk tanah liat, $c_u = 60 \text{ kN/m}^2$. Jika faktor keamanan yang dibutuhkan terhadap kegagalan daya dukung adalah 3, tentukan kedalaman pondasi.

Solusi

Dari Persamaan (12.65), kita peroleh

$$FS = \frac{5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L}\right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B}\right)}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f}$$

Di sini, $FS = 3$, $c_u = 60 \text{ kN/m}^2$, $B/L = 20/40 = 0.5$, dan $Q/A = (200 \times 10^3)/(40 \times 20) = 250 \text{ kN/m}^2$. Substitusikan nilai-nilai ini ke Persamaan (12.65) menghasilkan

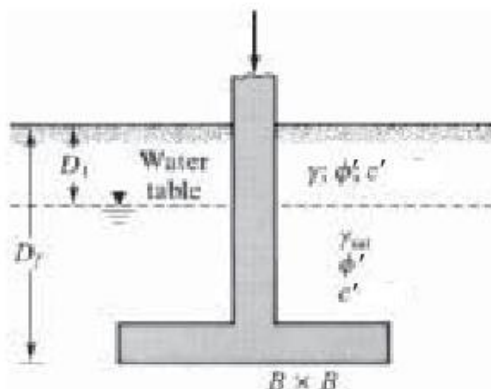
$$\begin{aligned} 3 &= \frac{(5.14)(60)[1 + (0.195)(0.5)] \left[1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{20}\right)\right]}{250 - (17.5)D_f} \\ 750 - 52.5D_f &= 338.47 + 6.77D_f \\ 411.53 &= 59.27D_f \end{aligned}$$

Atau

$$D_f \approx \mathbf{6.9 \text{ m}}$$

LATIHAN SOAL

- 12.1 Untuk pondasi kontinu, dengan kondisi berikut: $\gamma = 18,2 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 20^\circ$, $c' = 14,2 \text{ kN/m}^2$, $D_f = 0,5 \text{ m}$, $B = 1,2 \text{ m}$. Tentukan daya dukung bruto yang diizinkan. Gunakan $FS = 4$. Gunakan Persamaan (12.3) dan Tabel 12.1.
- 12.2 Sebuah pondasi kolom persegi ditunjukkan pada Gambar 12.25. Dengan kondisi berikut, tentukan beban bruto yang diizinkan, Q_{all} , yang dapat dipikul pondasi:
 $\gamma = 17,66 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{sat} = 19,42 \text{ kN/m}^3$, $c' = 23,94 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 25^\circ$,
 $B = 1,8 \text{ m}$, $D_f = 1,2 \text{ m}$, $D_1 = 2 \text{ m}$. Gunakan $FS = 3$. Gunakan Persamaan (12.4) dan Tabel 12.1.
- 12.3 Sebuah pondasi kolom persegi berukuran $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ dalam rencana. Kondisi desainnya adalah $D_f = 1,5 \text{ m}$, $\gamma = 15,9 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 34^\circ$, dan $c' = 0$. Tentukan beban vertikal bruto yang diizinkan yang dapat dipikul oleh kolom tersebut ($FS = 3$). Gunakan Persamaan (12.9).
- 12.4 Untuk pondasi yang diberikan pada Soal 12.4, berapakah kapasitas dukung beban bruto yang diizinkan jika beban tersebut miring pada sudut 10° terhadap vertikal?



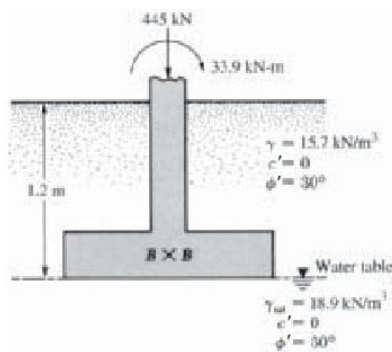
Gambar 12.25

- 12.5 Sebuah pondasi persegi ($B \times B$) harus dibangun seperti yang ditunjukkan pada Gambar 12.25. Asumsikan $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{sat} = 18,6 \text{ kN/m}^3$, $c' = 0$, $D_f = 1,2 \text{ m}$, dan $D_1 = 0,6 \text{ m}$. Beban izin bruto, Q_{all} , dengan $FS = 3$ adalah 670 kN . Nilai resistansi penetrasi standar lapangan, N_{60} , diberikan dalam tabel.

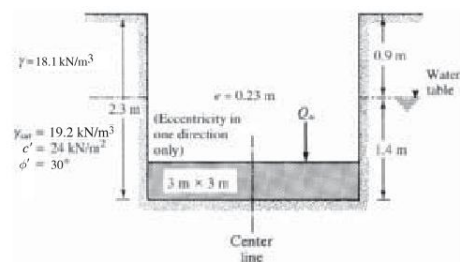
Kedalam (m)	N_{60}
1.5	4
3.0	6
4.5	6
6.0	10
7.5	5

Tentukan ukuran pondasi. Gunakan Persamaan (12.4) dan Tabel 12.1.

- 12.6 Sebuah pondasi kolom berukuran $3 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ dalam denah. Untuk $D_f = 1,2 \text{ m}$, $c' = 20 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 24^\circ$, dan $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$, berapakah beban ultimit bersih per satuan luas yang dapat dipikul oleh kolom tersebut? Gunakan Persamaan (12.9).
- 12.7 Sebuah pondasi persegi ditunjukkan pada Gambar 12.26. Gunakan $FS = 6$ dan tentukan ukuran pondasinya.
- 12.8 Sebuah pondasi dengan beban eksentris ditunjukkan pada Gambar 12.27. Tentukan beban ultimit, Q_u , yang dapat dipikul oleh pondasi tersebut.
- 12.9 Lihat Gambar 12.8 untuk pondasi dengan eksentrisitas dua arah. Kondisi tanahnya adalah $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 35^\circ$, dan $c' = 0$. Kriteria desainnya adalah $D_f = 1 \text{ m}$, $B = 1,5 \text{ m}$, $L = 2 \text{ m}$, $e_B = 0,3 \text{ m}$, dan $e_L = 0,364 \text{ m}$. Tentukan beban ultimit bruto yang dapat ditanggung oleh pondasi.
- 12.10 Ulangi Soal 12.9 untuk $e_L = 0,4 \text{ m}$ dan $e_B = 0,19 \text{ m}$.
- 12.11 Lihat Gambar 12.16. Sebuah pondasi dengan ukuran denah $3 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ berada di atas endapan pasir. Beban netto per satuan luas pada permukaan pondasi, q_o , adalah 200 kN/m^2 . Untuk pasir, $\mu_s = 0,3$, $E_s = 22 \text{ MN/m}^2$, $D_f = 0,9 \text{ m}$, dan $H = 12 \text{ m}$.



Gambar 12.26

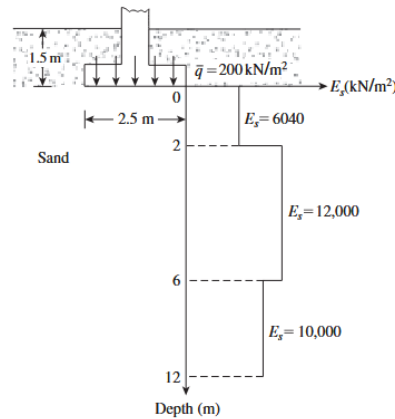


Gambar 12.27

Asumsikan pondasi bersifat kaku dan tentukan penurunan elastis yang akan dialami pondasi. Gunakan Persamaan (12.41) dan (12.49).

- 12.12 Ulangi Soal 12.11 untuk kriteria pondasi dengan ukuran $= 1,8 \text{ m} \times 1,8 \text{ m}$, $q_o = 190 \text{ kN/m}^2$, $D_f = 1 \text{ m}$, dan $H = 9 \text{ m}$; dan kondisi tanah $\mu_s = 0,4$, $E_s = 20.000 \text{ kN/m}^2$, dan $\gamma = 17,2 \text{ kN/m}^3$.

- 12.13 Pondasi kontinu di atas lapisan pasir ditunjukkan pada Gambar 12.28 beserta variasi modulus elastisitas tanah (E_s). Dengan asumsi $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ dan waktu (t) untuk $C_2 = 10$ tahun, hitung penurunan elastis pondasi menggunakan faktor pengaruh regangan.



Gambar 12.28

- 12.14 Berikut ini adalah hasil uji penetrasi standar pada endapan tanah granular.

Kedalaman (m)	Angka penetrasi standar, N_{60}
1.5	10
3.0	12
4.5	9
6.0	14
7.5	16

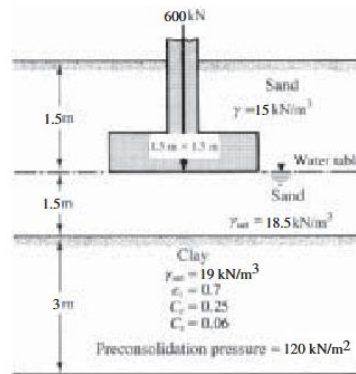
Berapa daya dukung bersih yang diizinkan untuk pondasi yang direncanakan berukuran $1,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$? Misalkan $D_f = 1 \text{ m}$ dan penurunan yang diizinkan = 25 mm, dan gunakan hubungan yang disajikan pada Bagian 12.10.

- 12.15 Sebuah pondasi persegi dangkal untuk sebuah kolom akan dibangun. Pondasi tersebut harus memikul beban vertikal bersih sebesar 1000 kN. Tanah yang menopang pondasi tersebut adalah pasir. Angka penetrasi standar (N_{60}) yang diperoleh dari eksplorasi lapangan adalah sebagai berikut:

Kedalaman (m)	N_{60}
2	4
4	7
6	12
8	12
10	16
12	13
14	12
16	14
18	18

Muka air tanah terletak pada kedalaman 12 m. Berat satuan tanah di atas muka air tanah adalah $15,7 \text{ kN/m}^3$, dan berat satuan jenuh tanah di bawah muka air tanah adalah $18,8 \text{ kN/m}^3$. Asumsikan kedalaman pondasi adalah 1,5 m dan penurunan yang dapat ditoleransi adalah 25 mm. Tentukan ukuran pondasi.

- 12.16 Sebuah pondasi kolom persegi ditunjukkan pada Gambar 12.29. Tentukan kenaikan tekanan rata-rata pada lapisan lempung di bawah pusat pondasi. Gunakan Persamaan (6.45) dan (7.46).
- 12.17 Perkirakan penurunan konsolidasi lapisan lempung yang ditunjukkan pada Gambar 12.29 dari hasil Soal 12.16.
- 12.18 Sebuah pondasi matras berukuran $14 \text{ m} \times 9 \text{ m}$ harus dibangun di atas lempung jenuh. Untuk tanah liat, $c_u = 93 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi' = 0$. Kedalaman, D_f , untuk pondasi matras adalah 2 m. Tentukan daya dukung ultimit bersihnya.
- 12.19 Ulangi Soal 12.18 dengan yang berikut:
- Pondasi matras: $B = 8 \text{ m}$, $L = 20 \text{ m}$, dan $D_f = 2 \text{ m}$
 - Tanah liat: $\phi' = 0$ dan $c_u = 130 \text{ kN/m}^2$



Gambar 12.29

- 12.20 Tabel berikut menunjukkan hasil uji penetrasi standar di lapangan (tanah berpasir):

Kedalaman (m)	Nilai lapangan N_{60}
2	8
4	10
6	12
8	9
10	14

Perkirakan daya dukung bersih yang diizinkan untuk pondasi matras berukuran $6 \text{ m} \times 5 \text{ m}$ dalam rencana. Di sini, $D_f = 1,5 \text{ m}$ dan penurunan yang diizinkan = 50 mm. Asumsikan berat jenis tanah, $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$.

- 12.21 Perhatikan pondasi matras dengan dimensi $18 \text{ m} \times 12 \text{ m}$. Beban mati dan hidup gabungan pada matras adalah $44,5 \text{ MN}$. Matras akan diletakkan di atas tanah lempung dengan $c_u = 40,7 \text{ kN/m}^3$ dan $\gamma = 17,6 \text{ kN/m}^3$. Tentukan kedalaman, D_f , dari matras untuk pondasi dengan kompensasi penuh.
- 12.22 Untuk matras pada Soal 12.21, berapakah kedalaman, D_f , dari matras untuk $FS = 3$ terhadap kegagalan daya dukung?

BAB 13

DINDING PENAHAN TANAH DAN POTONGAN BERPENGUAT

Prinsip-prinsip umum tekanan tanah lateral telah dijelaskan pada Bab 11. Prinsip-prinsip tersebut dapat diperluas ke analisis dan desain struktur penahan tanah seperti dinding penahan tanah dan potongan berpenguat. *Dinding penahan tanah* memberikan dukungan lateral permanen pada lereng tanah *vertikal* atau *hampir vertikal*. Selain itu, terkadang, pekerjaan konstruksi memerlukan penggalian tanah dengan permukaan vertikal atau hampir vertikal—misalnya, ruang bawah tanah bangunan di area terbangun atau fasilitas transportasi bawah tanah pada kedalaman dangkal di bawah permukaan tanah (konstruksi tipe potongan-dan-tutup). Permukaan vertikal potongan harus dilindungi oleh *sistem pengungkit sementara* untuk menghindari kegagalan yang dapat disertai dengan penurunan yang signifikan atau kegagalan daya dukung fondasi di dekatnya. Potongan ini disebut *potongan berpenguat*. Bab ini dibagi menjadi dua bagian: Bagian pertama membahas analisis dinding penahan tanah, dan bagian kedua menyajikan analisis potongan berpenguat.

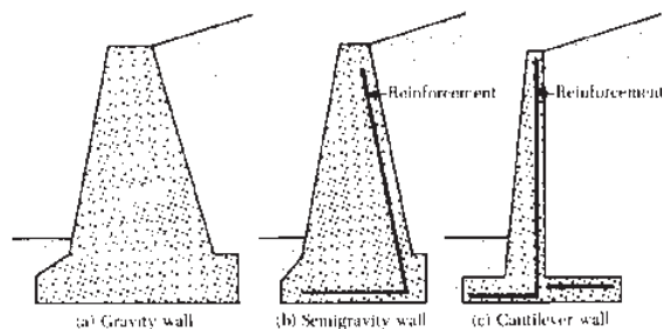
13.1 DINDING PENAHAN—UMUM

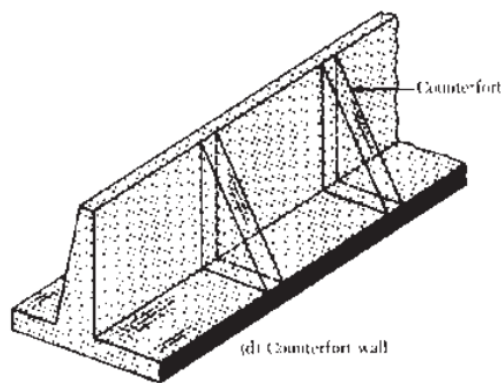
Dinding penahan umumnya digunakan dalam proyek konstruksi dan dapat dikelompokkan menjadi empat klasifikasi:

1. Dinding penahan gravitasi
2. Dinding penahan semi-gravitasi
3. Dinding penahan kantilever
4. Dinding penahan counterfort

Dinding penahan gravitasi (Gambar 13.1a) dibangun dengan beton polos atau pasangan batu. Dinding ini mengandalkan beratnya sendiri dan tanah yang bertumpu pada pasangan batu untuk stabilitasnya. Jenis konstruksi ini tidak ekonomis untuk dinding tinggi.

Dalam banyak kasus, sedikit baja dapat digunakan untuk konstruksi dinding gravitasi, sehingga meminimalkan ukuran penampang dinding. Dinding semacam ini umumnya disebut sebagai *dinding penahan semi-gravitasi* (Gambar 13.1b).





Gambar 13.1 Jenis-Jenis Dinding Penahan

Dinding penahan kantilever (Gambar 13.1c) terbuat dari beton bertulang yang terdiri dari batang tipis dan pelat dasar. Jenis dinding ini ekonomis hingga ketinggian sekitar 8 m.

Dinding penahan counterfort (Gambar 13.1d) serupa dengan dinding kantilever. Namun, pada interval tertentu, dinding ini memiliki pelat beton vertikal tipis yang dikenal sebagai *counterfort* yang mengikat dinding dan pelat dasar. Tujuan counterfort adalah untuk mengurangi momen geser dan lentur.

Untuk merancang dinding penahan dengan tepat, seorang insinyur harus mengetahui parameter dasar tanah—yaitu, *berat jenis*, *sudut gesek*, dan *kohesi*—dari tanah yang tertahan di belakang dinding dan tanah di bawah pelat dasar. Mengetahui sifat-sifat tanah di belakang dinding memungkinkan insinyur untuk menentukan distribusi tekanan lateral yang harus dipertimbangkan dalam desain.

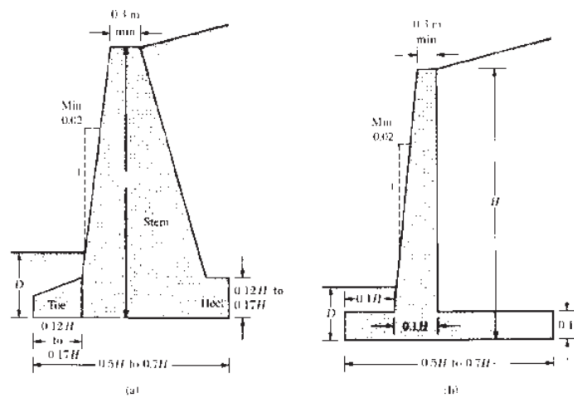
Perancangan dinding penahan berlangsung dalam dua tahap. Pertama, dengan tekanan tanah lateral yang diketahui, struktur secara keseluruhan diperiksa *stabilitasnya*, termasuk memeriksa kemungkinan kegagalan *guling*, *geser*, dan *daya dukung*. Kedua, setiap komponen struktur diperiksa *kekuatan yang memadai*, dan *tulangan baja* masing-masing komponen ditentukan.

13.2 PROPORSI DINDING PENAHAN

Saat merancang dinding penahan, seorang insinyur harus mengasumsikan beberapa dimensi, yang disebut *proporsi*, untuk memeriksa stabilitas penampang uji. Jika pemeriksaan stabilitas menghasilkan hasil yang tidak diinginkan, penampang tersebut dapat diubah dan diperiksa ulang. Gambar 13.2 menunjukkan proporsi umum berbagai komponen dinding penahan yang dapat digunakan untuk pemeriksaan awal.

Perhatikan bahwa bagian atas batang dinding penahan harus memiliki lebar minimal 0,3 m agar beton dapat ditempatkan dengan baik. Kedalaman, D , ke dasar pelat dasar harus minimal 0,6 m. Namun, dasar pelat dasar harus diposisikan di bawah garis beku musiman.

Untuk dinding penahan counterfort, proporsi umum antara batang dan pelat dasar sama dengan dinding kantilever. Namun, pelat counterfort dapat memiliki ketebalan sekitar 0,3 m dan berjarak antar-pusat $0,3H$ hingga $0,7H$.

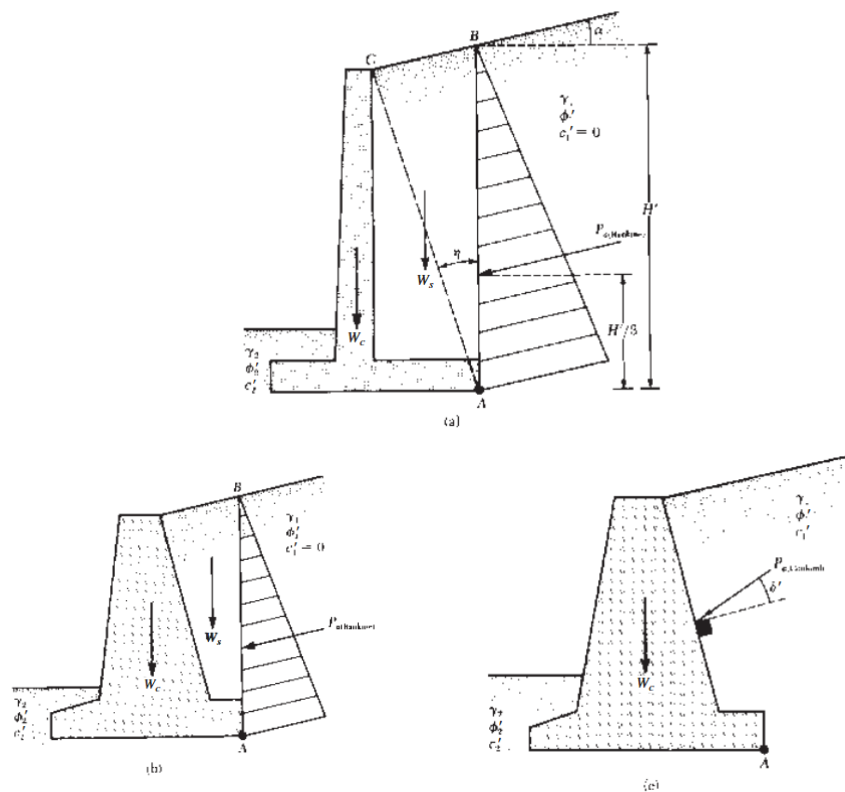


Gambar 13.2 Perkiraan Dimensi Berbagai Komponen Dinding Penahan Untuk Pemeriksaan Stabilitas Awal: (A) Dinding Gravitasi; (B) Dinding Kantilever [Catatan: Dimensi Minimum D Adalah 0,6 M.]

13.3 PENERAPAN TEORI TEKANAN TANAH LATERAL UNTUK DESAIN

Bab 11 menyajikan teori-teori dasar untuk menghitung tekanan tanah lateral. Untuk menggunakan teori-teori ini dalam desain, seorang insinyur harus membuat beberapa asumsi sederhana. Dalam kasus dinding kantilever, penggunaan teori tekanan tanah Rankine untuk pemeriksaan stabilitas melibatkan penggambaran garis vertikal AB melalui titik A , seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.3a (terletak di tepi tumit pelat dasar). Kondisi aktif Rankine diasumsikan berada di sepanjang bidang vertikal AB . Persamaan tekanan tanah aktif Rankine kemudian dapat digunakan untuk menghitung tekanan lateral pada permukaan AB . Dalam analisis stabilitas dinding, gaya $P_{a(Rankine)}$, berat tanah di atas tumit, W_s , dan berat beton, W_c , semuanya harus dipertimbangkan. Asumsi untuk perkembangan tekanan aktif Rankine di sepanjang permukaan tanah AB secara teoritis benar jika zona geser yang dibatasi oleh garis AC tidak terhalang oleh batang dinding. Sudut, η , yang dibentuk garis AC dengan vertikal adalah

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi'_1}{2} - \sin^{-1} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \phi'_1} \right) \quad (13.1)$$



Gambar 13.3 Asumsi Untuk Penentuan Tekanan Tanah Lateral: (A) Dinding Kantilever; (B) Dan (C) Dinding Gravitasi

Untuk dinding gravitasi, jenis analisis serupa dapat digunakan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.3 b. Namun, teori Coulomb juga dapat digunakan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.3c. Jika *teori tekanan aktif Coulomb* digunakan, satu-satunya gaya yang perlu dipertimbangkan adalah $P_{a(Coulomb)}$ dan berat dinding, W_c .

Pada dinding penahan biasa, masalah muka air tanah dan tekanan hidrostatik tidak ditemui. Fasilitas drainase dari tanah yang ditahan selalu disediakan. Untuk memeriksa stabilitas dinding penahan, langkah-langkah berikut diambil:

1. Periksa *guling di sekitar tumitnya*.
2. Periksa *kegagalan geser di sepanjang dasarnya*.
3. Periksa *kegagalan daya dukung alasnya*.
4. Periksa *penurunan*.
5. Periksa *stabilitas keseluruhan*.

Bagian-bagian berikut menjelaskan prosedur untuk memeriksa guling, geser, dan kegagalan daya dukung. Prinsip-prinsip investigasi penurunan telah dibahas dalam Bab 7 dan 12 dan tidak akan diulang di sini.

13.4 PERIKSA KETERGULINGAN

Gambar 13.4 menunjukkan gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan kantilever dan gravitasi, berdasarkan asumsi bahwa tekanan aktif Rankine bekerja sepanjang bidang

vertikal AB yang ditarik melalui tumit. P_p adalah tekanan pasif Rankine; ingat bahwa besarnya adalah [dari Persamaan (11.42) dengan $\gamma = \gamma_2, c' = c_2$, dan $H = D$]

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c'_2 \sqrt{K_p} D \quad (13.2)$$

di mana

γ_2 = berat satuan tanah di depan tumit dan dibawah pelat dasar

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif Rankine = $\tan^2(45 + \phi'_2/2)$

c'_2, ϕ'_2 = kohesi dan sudut gesek tanah, berturut – turut

Faktor keamanan terhadap guling di sekitar tumit—yaitu, di sekitar titik C pada Gambar 13.4—dapat dinyatakan sebagai

$$FS_{(\text{overturning})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (13.3)$$

di mana

$\sum M_O$ = jumlah momen gaya yang cenderung guling terhadap titik C

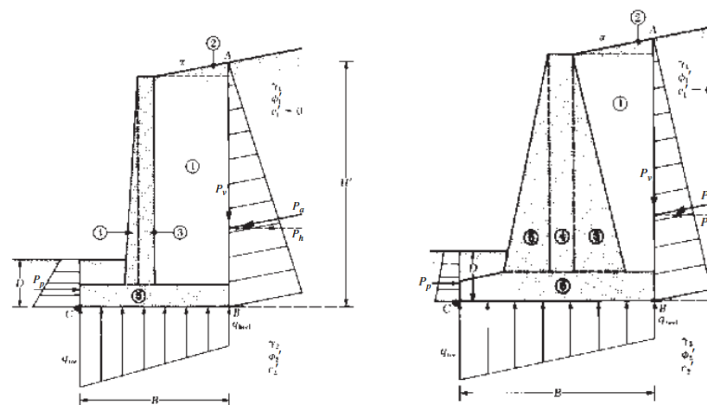
$\sum M_R$ = jumlah momen gaya yang cenderung menahan guling terhadap titik C

Momen guling adalah

$$FS_{(\text{overturning})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (13.4)$$

di mana $P_h = P_a \cos \alpha$.

Saat menghitung momen penahan, $\sum M_R$ (mengabaikan P_p), kita dapat menyiapkan tabel seperti Tabel 13.1. Berat tanah di atas tumit dan berat beton (atau pasangan bata) keduanya merupakan gaya yang berkontribusi terhadap momen penahan.



Gambar 13.4 Periksa Guling; Asumsikan Tekanan Rankine Valid

Tabel 13.1 Prosedur Perhitungan $\sum M_R$

Bagian (1)	Luas (2)	Berat/panjang unit dinding (3)	Lengan momen diukur dari C (4)	Momen terhadap 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
		$\sum V$		$\sum M_R$

Catatan: γ_1 = berat satuan timbunan

γ_c = berat satuan beton

Perhatikan bahwa gaya P_v juga berkontribusi terhadap momen penahan. P_v adalah komponen vertikal dari gaya aktif P_a , atau

$$P_v = P_a \sin \alpha \quad (13.5)$$

Momen gaya P_v terhadap C adalah

$$M_v = P_v B = P_a \sin \alpha B \quad (13.6)$$

di mana B = lebar pelat dasar.

Setelah $\sum M_R$ diketahui, faktor keamanan dapat dihitung sebagai

$$FS_{(\text{overturning})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos \alpha (H'/3)} \quad (13.7)$$

Nilai minimum faktor keamanan yang diinginkan terhadap terguling biasanya adalah 1,5 hingga 2. Beberapa perancang lebih suka menentukan faktor keamanan terhadap terguling dengan

$$FS_{(\text{overturning})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos \alpha (H'/3) - M_v} \quad (13.8)$$

13.5 PERIKSA KEMUNGKINAN GESER DI SEPANJANG ALAS

Faktor keamanan terhadap geser dapat dinyatakan dengan persamaan

$$FS_{(\text{sliding})} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} \quad (13.9)$$

dimana

$\sum F'_R$ = jumlah gaya penahan horizontal

$\sum F_d$ = jumlah gaya penggerak horizontal

Gambar 13.5 menunjukkan bahwa kekuatan geser tanah di bawah pelat dasar dapat direpresentasikan sebagai

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi'_2 + c'_2$$

Dengan demikian, gaya penahan maksimum yang dapat diperoleh dari tanah per satuan panjang dinding sepanjang bagian bawah pelat dasar adalah

$$R' = \tau_f(\text{area of cross section}) = \tau_f(B \times 1) = B\sigma' \tan \phi'_2 + Bc'_2$$

Namun,

$$B\sigma' = \text{sum of the vertical force} = \sum V \quad (\text{lihat Tabel 13.1})$$

Jadi

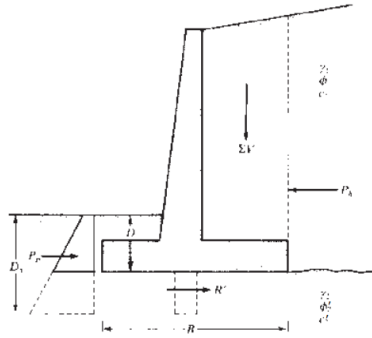
$$R' = \left(\sum V \right) \tan \phi'_2 + Bc'_2$$

Gambar 13.5 menunjukkan bahwa gaya pasif, P_p , juga merupakan gaya penahan horizontal. Persamaan untuk P_p diberikan dalam Persamaan (13.2). Oleh karena itu,

$$\sum F_R = \left(\sum V \right) \tan \phi'_2 + Bc'_2 + P_p \quad (13.10)$$

Satu-satunya gaya horizontal yang cenderung menyebabkan dinding bergeser (gaya penggerak) adalah komponen horizontal dari gaya aktif P_a , jadi

$$\sum F_d = P_a \cos \alpha \quad (13.11)$$



Gambar 13.5 Periksa Adanya Geseran Di Sepanjang Alas

Penggabungan Persamaan (13.9), (13.10), dan (13.11) menghasilkan

$$FS_{(\text{sliding})} = \frac{(\sum V) \tan \phi'_2 + Bc'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (13.12)$$

Faktor keamanan minimum sebesar 1,5 terhadap geser umumnya dipersyaratkan.

Dalam banyak kasus, gaya pasif, P_p , diabaikan saat menghitung faktor keamanan terhadap geser. Sudut gesek, ϕ'_2 , juga dikurangi dalam beberapa kasus demi alasan keamanan. Sudut gesek tanah yang dikurangi mungkin sekitar setengah hingga dua pertiga dari sudut ϕ'_2 . Dengan cara yang sama, kohesi c'_2 dapat dikurangi hingga nilai $0,5c'_2$ hingga $0,67c'_2$. Dengan demikian,

$$FS_{(\text{sliding})} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi'_2) + Bk_2 c'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (13.13)$$

di mana k_1 dan k_2 berada dalam rentang $\frac{1}{2}$ hingga $\frac{2}{3}$

Dalam beberapa kasus, dinding tertentu mungkin tidak menghasilkan faktor keamanan yang diinginkan sebesar 1,5. Untuk meningkatkan ketahanannya terhadap geser, pasak dasar dapat digunakan. Pasak dasar diilustrasikan dengan garis putus-putus pada Gambar 13.5. Gaya pasif pada ujung *tanpa pasak* adalah

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D^2 K_p + 2c'_2 D \sqrt{K_p}$$

Namun, jika kunci disertakan, gaya pasif per satuan panjang dinding menjadi (catatan: $D = D_1$)

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D_1^2 K_p + 2c'_2 D_1 \sqrt{K_p}$$

di mana $K_p = \tan^2(45 + \phi'_2/2)$. Karena $D_1 > D$, pasak jelas akan membantu meningkatkan tahanan pasif pada ujung kaki dan karenanya, faktor keamanan terhadap geser. Biasanya pasak dasar dibangun di bawah batang, dan beberapa baja utama dimasukkan ke dalam pasak.

13.6 MEMERIKSA KEGAGALAN DAYA DUKUNG

Tekanan vertikal yang ditransmisikan ke tanah oleh pelat dasar dinding penahan harus diperiksa terhadap daya dukung ultimit tanah. Sifat variasi tekanan vertikal yang ditransmisikan oleh pelat dasar ke dalam tanah ditunjukkan pada Gambar 13.6. Perhatikan bahwa q_{toe} dan q_{heel} masing-masing adalah tekanan *maksimum* dan *minimum* yang terjadi di ujung bagian ujung kaki dan tumit. Besarnya q_{toe} dan q_{heel} dapat ditentukan dengan cara berikut.

Jumlah gaya vertikal yang bekerja pada pelat dasar adalah $\sum V$ (lihat kolom 3, Tabel 13.1), dan gaya horizontal adalah $P_a \cos \alpha$. Misalkan R adalah gaya resultan, atau

$$\vec{R} = \sum \vec{V} + \overrightarrow{(P_a \cos \alpha)} \quad (13.14)$$

Momen bersih dari gaya-gaya ini terhadap titik C (Gambar 13.6) adalah

$$\overline{CE} = \overline{X} = \frac{M_{\text{net}}}{\sum V} \quad (13.16)$$
$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \quad (13.17)$$
$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{\text{net}} y}{I} \quad (13.18)$$
$$I = \text{momen inersia per satuan panjang penampang dasar} = \frac{1}{12}(1)(B^3)$$

434

$$q_{\max} = q_{\text{toe}} = \frac{\Sigma V}{(B)(1)} + \frac{e(\Sigma V)\frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (13.19)$$

Demikian pula,

$$q_{\min} = q_{\text{heel}} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (13.20)$$

Perhatikan bahwa ΣV mencakup berat tanah, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 13.1, dan ketika nilai eksentrisitas, e , menjadi lebih besar dari $B/6$, $q_{\min}$ menjadi negatif [Persamaan (13.20)]. Dengan demikian, akan terdapat tegangan tarik di ujung penampang tumit. Tegangan ini tidak diinginkan karena kuat tarik tanah sangat kecil. Jika analisis suatu desain menunjukkan bahwa $e > B/6$, desain tersebut harus diproporsionalkan kembali dan perhitungan harus diulang. Hubungan untuk daya dukung ultimit pondasi dangkal telah dibahas pada Bab 12. Ingat kembali bahwa

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (13.21)$$

Dimana

$$\begin{aligned} q &= \gamma_2 D \\ B' &= B - 2e \\ F_{cd} &= 1 + 0.4 \frac{D}{B'} \\ F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi'_2 (1 - \sin \phi'_2)^2 \frac{D}{B'} \\ F_{\gamma d} &= 1 \\ F_{ci} &= F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2 \\ F_{\gamma i} &= \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi'_2}\right)^2 \\ \psi^\circ &= \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right) \end{aligned}$$

Perhatikan bahwa faktor bentuk F_{cs} , F_{qs} , dan $F_{\gamma s}$ yang diberikan dalam Bab 12 semuanya sama dengan 1 karena dapat diperlakukan sebagai fondasi kontinu. Oleh karena itu, faktor bentuk tidak ditampilkan dalam Persamaan (13.21).

Setelah daya dukung tanah ultimit dihitung menggunakan Persamaan (13.21), maka faktor keamanan terhadap kegagalan daya dukung dapat ditentukan:

$$FS_{(\text{bearing capacity})} = \frac{q_u}{q_{\max}} \quad (13.22)$$

Umumnya, faktor keamanan sebesar 3 diperlukan. Pada Bab 12, telah dicatat bahwa daya dukung ultimit pondasi dangkal terjadi pada penurunan sekitar 10% dari lebar pondasi. Pada dinding penahan, lebar B cukup besar. Oleh karena itu, beban ultimit q_u akan terjadi pada penurunan pondasi yang cukup besar. Faktor keamanan sebesar 3 terhadap kegagalan daya dukung mungkin tidak menjamin, dalam semua kasus, bahwa penurunan struktur akan berada dalam batas yang dapat ditoleransi. Oleh karena itu, situasi ini perlu diselidiki lebih lanjut.

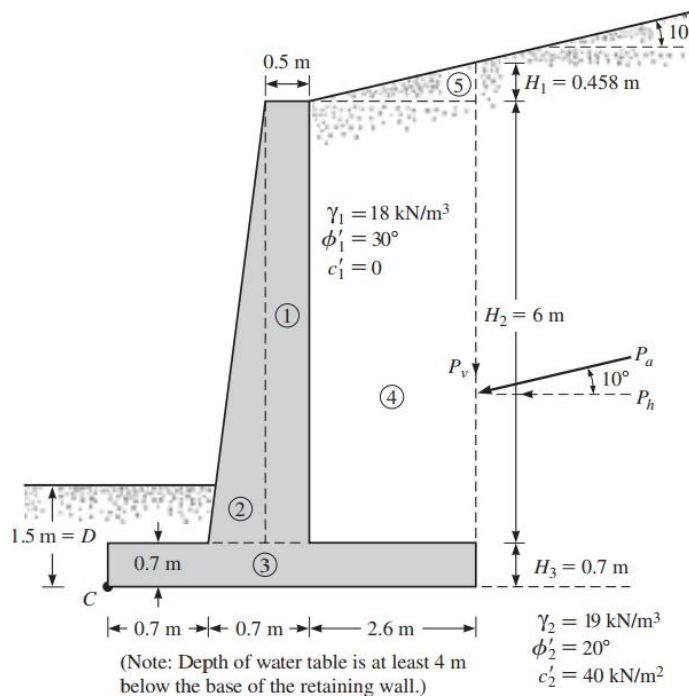
Contoh 13.1

Penampang dinding penahan kantilever ditunjukkan pada Gambar 13.7. Hitung faktor keamanan terhadap guling, geser, dan daya dukung.

Solusi

Dengan mengacu pada Gambar 13.7, kita peroleh

$$\begin{aligned} H' &= H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10^\circ + 6 + 0.7 \\ &= 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 13.7

Gaya aktif Rankine per satuan panjang dinding adalah

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a$$

Untuk $\phi'_1 = 30^\circ$ dan $\alpha = 10^\circ$, K_a sama dengan 0,350 (Tabel 11.2). Jadi,

$$P_a = \frac{1}{2} (18) (7.158)^2 (0.35) = 161.4 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \sin 10^\circ = 161.4(\sin 10^\circ) = 28.03 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos 10^\circ = 161.4(\cos 10^\circ) = 158.95 \text{ kN/m}$$

Faktor Keamanan terhadap Terguling

Tabel berikut sekarang dapat disiapkan untuk menentukan momen penahan.

No. Bagian*	Luas(m ²)	Berat/satuan panjang(kN/m) [†]	Lengan momen dari titik C (m)	Momen (kN – m/m)
1	6 × 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 × 0.7 = 2.8	66.02	2.0	132.04
4	6 × 2.6 = 15.6	280.80	2.7	758.16
5	$\frac{1}{2}(2.6)(0.458) = 0.595$	10.71	3.13	33.52
		$P_v = 28.03$	4.0	112.12
		$\sum V = 470.45$		$\sum 1128.98 = \sum M_R$

* Untuk nomor penampang, lihat Gambar 13.7.

[†] $\gamma_{\text{concrete}} = 23.58 \text{ kN/m}^3$

Untuk momen guling, kita peroleh

$$M_o = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) = 158.95 \left(\frac{7.158}{3} \right) = 379.25 \text{ kN-m/m}$$

Karena itu,

$$FS_{(\text{overturning})} = \frac{\sum M_R}{M_o} = \frac{1128.98}{379.25} = 2.98 > 2 - \text{OK}$$

Faktor Keamanan terhadap Geser

Dari Persamaan (13.13), kita peroleh

$$FS_{(\text{sliding})} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi'_1) + Bk_2 c'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

Misalkan $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$. Juga,

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c'_2 \sqrt{K_p} D$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'_2}{2} \right) = \tan^2(45 + 10) = 2.04$$

$$D = 1.5 \text{ m}$$

Jadi

$$P_p = \frac{1}{2} (2.04)(19)(1.5)^2 + 2(40)(\sqrt{2.04})(1.5)$$

$$= 43.61 + 171.39 = 215 \text{ kN/m}$$

Karena itu,

$$FS_{(\text{sliding})} = \frac{(470.45) \tan\left(\frac{2 \times 20}{3}\right) + (4) \left(\frac{2}{3}\right) (40) + 215}{158.95}$$

$$= \frac{111.5 + 106.67 + 215}{158.95} = 2.73 > 1.5 - \text{OK}$$

Catatan: Untuk beberapa desain, kedalaman, D , untuk perhitungan tekanan pasif dapat dianggap sama dengan ketebalan pelat dasar.

Faktor Keamanan terhadap Kegagalan Daya Dukung

Dengan menggabungkan Persamaan (13.15), (13.16), dan (13.17), kita peroleh

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - M_O}{\sum V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.98 - 379.25}{470.45}$$

$$= 0.406 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666 \text{ m}$$

Sekali lagi, dari Persamaan (13.19) dan (13.20),

$$q_{\text{toe, heel}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{470.45}{4} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.406}{4}\right) = 189.2 \text{ kN/m}^2 (\text{toe})$$

$$= 45.99 \text{ kN/m}^2 (\text{heel})$$

Daya dukung tanah maksimum dapat ditentukan dari Persamaan (13.21):

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Untuk $\phi'_2 = 20^\circ$, kita menemukan $N_c = 14,83$, $N_q = 6,4$, dan $N_\gamma = 5,39$ (Tabel 12.2).

$$q = \gamma_2 D = (19)(1.5) = 28.5 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 4 - 2(0.406) = 3.188 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.4 \left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.188$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi'_2 (1 - \sin \phi'_2)^2 \left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.315 \left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.148$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\sum V}\right) = \tan^{-1} \left(\frac{158.95}{470.45}\right) = 18.67^\circ$$

Jadi

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{18.67}{90}\right)^2 = 0.628$$

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi'_2}\right)^2 = \left(1 - \frac{18.67}{20}\right)^2 \approx 0$$

Karena itu,

$$q_u = (40)(14.83)(1.188)(0.628) + (28.5)(6.4)(1.148)(0.628) + \frac{1}{2}(19)(5.93)(3.188)(1)(0) = 442.57 + 131.50 + 0 = 574.07 \text{ kN/m}^2$$

$$FS_{\text{(bearing capacity)}} = \frac{q_u}{q_{\text{toe}}} = \frac{574.07}{189.2} = 3.03 > 3 - \text{OK}$$

Contoh 13.2

Sebuah dinding penahan gravitasi ditunjukkan pada Gambar 13.8. Gunakan $\delta' = \frac{2}{3}\phi'_1$ dan teori tekanan tanah aktif Coulomb. Tentukan nilai-nilai berikut:

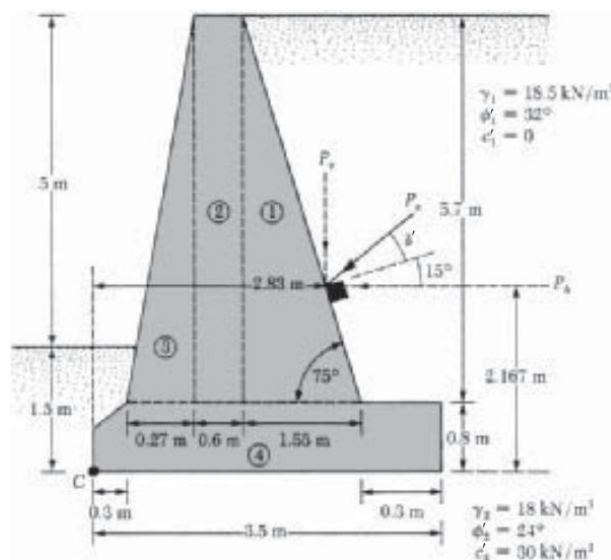
- Faktor keamanan terhadap guling
- Faktor keamanan terhadap geser
- Tekanan pada tanah pada ujung dan tumit

Solusi

$$H' = 5 + 1.5 = 6.5 \text{ m}$$

Gaya aktif Coulomb

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 H'^2 K_a$$



Gambar 13.8

Dengan $\alpha = 0^\circ$, $\theta = 15^\circ$, $\delta' = \frac{2}{3}\phi'_1$ dan $\phi_1 = 32^\circ$, kita temukan $K_a = 0.4023$ (Tabel 11.7).

Maka

$$P_a = \frac{1}{2}(18.5)(6.5)^2(0.4023) = 157.22 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos \left(15^\circ + \frac{2}{3} \phi'_1 \right) = 157.22 \cos 36.33^\circ = 126.65 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \sin \left(15^\circ + \frac{2}{3} \phi'_1 \right) = 157.22 \sin 36.33^\circ = 93.14 \text{ kN/m}$$

Bagian a: Faktor Keamanan terhadap Terguling

Mengacu pada Gambar 13.8, kita dapat menyusun tabel berikut:

No. Bagian*	Luas(m ²)	Berat/satuan panjang(kN/m) [†]	Lengan momen dari titik C (m)	Momen (kN – m/m)
1	$\frac{1}{2}(5.7)(1.53) = 4.36$	102.81	2.18	224.15
2	$(0.6)(5.7) = 3.42$	80.64	1.37	110.48
3	$\frac{1}{2}(0.27)(5.7) = 0.77$	18.16	0.98	17.80
4	$\approx (3.5)(0.8) = 2.8$	66.02	1.75	115.52
		$P_v = 93.14$	2.83	263.59
		$\sum V = 360.77 \text{ kN/M}$		$\sum M_R = 731.54 \text{ kN-m/m}$

$$^\dagger \gamma_{\text{concrete}} = 23.58 \text{ kN/m}^3$$

Kita punya momen yang membalikkan

$$M_O = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) = 126.65(2.167) = 274.45 \text{ kN-m/m}$$

Karena itu,

$$FS_{(\text{overturning})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{731.54}{274.45} = 2.665 > 2 - \text{OK}$$

Bagian b: Faktor Keamanan terhadap Geser

$$FS_{(\text{sliding})} = \frac{(\sum V) \tan \left(\frac{2}{3} \phi'_2 \right) + \frac{2}{3} c'_2 B + P_p}{P_h}$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c'_2 \sqrt{K_p} D$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{24}{2} \right) = 2.37$$

Karena itu,

$$P_p = \frac{1}{2} (2.37)(18)(1.5)^2 + 2(30)(1.54)(1.5) = 186.59 \text{ kN/m}$$

Jadi

$$FS_{(\text{sliding})} = \frac{360.77 \tan \left(\frac{2}{3} \times 24 \right) + \frac{2}{3} (30)(3.5) + 186.59}{126.65}$$

$$= \frac{103.45 + 70 + 186.59}{126.65} = 2.84$$

Jika P_p diabaikan, faktor keamanannya adalah 1,37.

Bagian c: Tekanan pada Tanah di Ujung dan Tumit

Dari Persamaan (13.15), (13.16), dan (13.17), kita peroleh

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} = \frac{3.5}{2} - \frac{731.54 - 274.45}{360.77} = 0.483 < \frac{B}{6} = 0.583$$

$$q_{\text{toe}} = \frac{\sum V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{360.77}{3.5} \left[1 + \frac{(6)(0.483)}{3.5} \right] = \mathbf{188.43 \text{ kN/m}^2}$$

$$q_{\text{heel}} = \frac{V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{360.77}{3.5} \left[1 - \frac{(6)(0.483)}{3.5} \right] = \mathbf{17.73 \text{ kN/m}^2}$$

Dinding Penahan yang Distabilkan Secara Mekanis

Baru-baru ini, perkuatan tanah telah digunakan dalam konstruksi dan desain pondasi, dinding penahan, lereng tanggul, dan struktur lainnya. Tergantung pada jenis konstruksinya, perkuatan dapat berupa strip logam galvanis, geotekstil, geogrid, atau geokomposit. Bagian 13.7 dan 13.8 memberikan gambaran umum tentang perkuatan tanah dan berbagai material perkuatan.

Material perkuatan seperti strip logam, geotekstil, dan geogrid kini digunakan untuk memperkuat timbunan dinding penahan, yang umumnya disebut sebagai *dinding penahan yang distabilkan secara mekanis*. Prinsip umum untuk merancang dinding ini diberikan dalam Bagian 13.9 hingga 13.14.

13.7 PERKUATAN TANAH

Penggunaan tanah bertulang merupakan perkembangan terkini dalam desain dan konstruksi pondasi dan struktur penahan tanah. *Tanah bertulang* adalah material konstruksi yang terbuat dari tanah yang telah diperkuat dengan elemen-elemen tarik seperti batang atau strip logam, kain nonbiodegradable (geotekstil), geogrid, dan sejenisnya. Gagasan mendasar tentang perkuatan tanah bukanlah hal baru; faktanya, hal ini telah ada sejak beberapa abad yang lalu. Namun, konsep analisis dan desain sistematis yang ada saat ini dikembangkan oleh seorang insinyur Prancis, H. Vidal. Laboratorium Penelitian Jalan Raya Prancis telah melakukan penelitian ekstensif tentang penerapan dan manfaat penggunaan tanah bertulang sebagai material konstruksi. Penelitian ini telah didokumentasikan secara rinci oleh Darbin (1970), Schlosser dan Long (1974), dan Schlosser dan Vidal (1969). Pengujian yang dilakukan melibatkan penggunaan strip logam sebagai material penguat.

Dinding penahan dengan tanah bertulang telah dibangun di seluruh dunia sejak Vidal memulai pekerjaannya. Dinding penahan tanah bertulang pertama dengan strip logam sebagai penguat di Amerika Serikat dibangun pada tahun 1972 di California Selatan.

Manfaat perkuatan tanah berasal dari (a) peningkatan kuat tarik tanah dan (b) ketahanan geser yang dihasilkan dari gesekan pada antarmuka tanah-perkuatan. Perkuatan semacam itu sebanding dengan struktur beton. Saat ini, sebagian besar desain tanah bertulang hanya menggunakan *tanah granular yang mengalir bebas*. Dengan demikian, efek perkembangan air pori pada tanah kohesif, yang pada gilirannya, mengurangi kuat geser tanah, dapat dihindari.

13.8 PERTIMBANGAN DALAM PERKUATAN TANAH

Strip Logam

Dalam kebanyakan kasus, strip baja galvanis digunakan sebagai perkuatan di dalam tanah. Namun, baja galvanis rentan terhadap korosi. Laju korosi bergantung pada beberapa faktor lingkungan. Binquet dan Lee mengemukakan bahwa laju korosi rata-rata strip baja galvanis bervariasi antara 0,025 dan 0,050 mm/tahun. Jadi, dalam desain perkuatan yang sebenarnya, perlu dipertimbangkan laju korosinya. Dengan demikian,

$$t_c = t_{\text{design}} + r(\text{life span of structure})$$

di mana

t_c = ketebalan aktual strip penguat yang akan digunakan dalam konstruksi

t_{design} = ketebalan strip yang ditentukan dari perhitungan desain

r = laju korosi

Penelitian lebih lanjut perlu dilakukan pada material tahan korosi seperti fiberglass sebelum dapat digunakan sebagai strip penguat.

Kain Nonbiodegradable

Kain nonbiodegradable umumnya disebut *geotekstil*. Sejak tahun 1970, penggunaan geotekstil dalam konstruksi telah meningkat pesat di seluruh dunia. Kain ini biasanya terbuat dari produk minyak bumi—poliester, polietilena, dan polipropilena. Geotekstil juga dapat dibuat dari fiberglass. Geotekstil tidak dibuat dari kain alami, karena terlalu cepat lapuk. Geotekstil dapat berupa anyaman, rajutan, atau non-anyaman.

Geotekstil anyaman terbuat dari dua set filamen paralel atau untaian benang yang dijalin secara sistematis untuk membentuk struktur planar. *Geotekstil rajut* dibentuk dengan mengunci serangkaian simpul dari satu atau lebih filamen atau untaian benang untuk membentuk struktur planar. *Geotekstil nonwoven* dibentuk dari filamen atau serat pendek yang tersusun dalam pola berorientasi atau acak dalam struktur planar. Filamen atau serat pendek ini pada awalnya tersusun menjadi jaringan longgar dan kemudian diikat melalui satu atau kombinasi proses berikut:

1. *Ikatan kimia*—dengan lem, karet, lateks, turunan selulosa, atau sejenisnya
2. *Ikatan termal*—dengan panas untuk melelehkan sebagian filamen
3. *Ikatan mekanis*—dengan penusukan jarum

Geotekstil nonwoven yang ditusuk jarum tebal dan memiliki permeabilitas bidang yang tinggi.

Geotekstil memiliki empat kegunaan utama dalam rekayasa pondasi:

1. *Drainase*: Kainnya dapat dengan cepat menyalurkan air dari tanah ke berbagai outlet, sehingga menghasilkan kuat geser tanah yang lebih tinggi dan dengan demikian stabilitasnya.
2. *Filtrasi*: Ketika ditempatkan di antara dua lapisan tanah, satu berbutir kasar dan yang lainnya berbutir halus, kain geotekstil memungkinkan rembesan air bebas dari satu lapisan ke lapisan lainnya. Namun, kain geotekstil melindungi tanah berbutir halus agar tidak tercuci ke dalam tanah berbutir kasar.
3. *Pemisahan*: Geotekstil membantu menjaga berbagai lapisan tanah tetap terpisah setelah konstruksi dan selama masa pakai struktur yang diproyeksikan. Misalnya, dalam konstruksi jalan raya, tanah dasar lempung dapat dipisahkan dari lapisan dasar granular.
4. *Perkuatan*: Kekuatan tarik geotekstil meningkatkan daya dukung tanah.

Geogrid

Geogrid adalah material polimer modulus tinggi, seperti polipropilena dan polietilena, dan dibuat dengan metode tarik tarik. Netlon, Ltd., dari Britania Raya, adalah produsen geogrid pertama. Pada tahun 1982, Tensar Corporation, yang sekarang bernama Tensar International, memperkenalkan geogrid ke Amerika Serikat.

Fungsi utama geogrid adalah *perkuatan*. Geogrid adalah material seperti jaring yang relatif kaku dengan bukaan yang disebut *aperture* yang cukup besar untuk memungkinkan interlocking dengan tanah atau batuan di sekitarnya untuk melakukan fungsi perkuatan atau segregasi (atau keduanya).

Geogrid umumnya terdiri dari dua jenis: (a) uniaksial dan (b) biaksial. Gambar 13.9a dan 13.9b menunjukkan kedua jenis geogrid ini, yang diproduksi oleh Tensar International. Kisi-kisi TENSAR uniaksial diproduksi dengan meregangkan lembaran polietilena berdensitas tinggi yang diekstrusi ke satu arah dalam kondisi yang dikontrol secara ketat. Proses ini menyelaraskan molekul-molekul polimer berantai panjang ke arah tarikan dan menghasilkan produk dengan kuat tarik satu arah yang tinggi dan modulus yang tinggi. Kisi-kisi TENSAR biaksial diproduksi dengan meregangkan lembaran polipropilena yang dilubangi ke dua arah ortogonal. Proses ini menghasilkan produk dengan kuat tarik tinggi dan modulus yang tinggi dalam dua arah tegak lurus. Bukaan kisi yang dihasilkan berbentuk persegi atau persegi panjang.

Geogrid komersial yang saat ini tersedia untuk perkuatan tanah memiliki ketebalan rusuk nominal sekitar 0,5 hingga 1,5 mm dan sambungan sekitar 2,5 hingga 5 mm. Kisi-kisi yang digunakan untuk perkuatan tanah biasanya memiliki bukaan yang berbentuk persegi panjang atau elips. Dimensi bukaan bervariasi antara sekitar 25 hingga 150 mm. Geogrid diproduksi sedemikian rupa sehingga area terbuka kisi-kisi lebih besar dari 50% dari total luas. Mereka mengembangkan kekuatan penguatan pada tingkat regangan rendah, seperti 2%.



Gambar 13.9 Geogrid: (A) Uniaksial; (B) Biaksial (Catatan: 1—Tulang Rusuk Memanjang; 2—Batang Melintang; 3—Tulang Rusuk Melintang; 4—Sambungan)

13.9 PERTIMBANGAN DESAIN UMUM

Prosedur desain umum dinding penahan yang distabilkan secara mekanis dapat dibagi menjadi dua bagian:

1. Memenuhi persyaratan *stabilitas internal*
2. Memeriksa *stabilitas eksternal* dinding

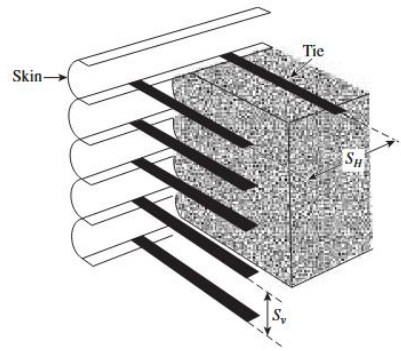
Pemeriksaan stabilitas internal meliputi penentuan ketahanan tarik dan tarikan pada elemen tulangan dan memastikan integritas elemen yang menghadap. Pemeriksaan stabilitas eksternal meliputi pemeriksaan guling, geser, dan kegagalan daya dukung. Bagian selanjutnya akan membahas prosedur desain dinding penahan untuk penggunaan strip logam, geotekstil, dan geogrid.

13.10 DINDING PENAHAN DENGAN PERKUATAN STRIP LOGAM

Dinding tanah bertulang adalah dinding fleksibel. Komponen utamanya adalah

1. *Timbunan*, yaitu tanah granular
2. *Strip tulangan*, yaitu strip tipis dan lebar yang ditempatkan secara berkala, dan
3. *Penutup atau lapisan*, pada permukaan depan dinding

Gambar 13.10 adalah diagram dinding penahan tanah bertulang. Perhatikan bahwa, pada kedalaman berapa pun, strip atau pengikat tulangan ditempatkan dengan jarak horizontal S_H dari pusat ke pusat; jarak vertikal strip atau pengikat adalah S_V dari pusat ke pusat. Kulit dapat dibangun dengan potongan-potongan material tipis yang relatif fleksibel. Lee dan rekan-rekan. menunjukkan bahwa, dengan desain konservatif, kulit baja galvanis setebal 5 mm akan cukup untuk menahan dinding setinggi sekitar 14 hingga 15 m.



Gambar 13.10 Dinding penahan tanah bertulang

Dalam kebanyakan kasus, pelat beton pracetak juga dapat digunakan sebagai kulit. Pelat-pelat tersebut dibuat beralur agar pas satu sama lain sehingga tanah tidak dapat mengalir keluar di antara sambungan. Ketika kulit logam digunakan, keduanya dibaut bersama-sama, dan strip tulangan ditempatkan di antara kulit.

Metode yang paling sederhana dan paling umum untuk desain pengikat adalah *metode Rankine*. Kami akan membahas prosedur ini selanjutnya.

Perhitungan Tekanan Horizontal Aktif

Gambar 13.11 menunjukkan dinding penahan dengan timbunan granular dengan berat satuan γ_1 dan sudut gesek ϕ'_1 . Di bawah dasar dinding penahan, *tanah in situ* telah digali dan dipadatkan kembali, dengan tanah granular digunakan sebagai timbunan. Di bawah timbunan, tanah *in situ* memiliki berat satuan γ_2 , sudut gesek ϕ'_2 , dan kohesi c'_2 . Dinding penahan memiliki ikatan tulangan pada kedalaman $z = 0, S_v, 2S_v, \dots, NS_v$. Tinggi dinding adalah $NS_v = H$.

Menurut teori tekanan aktif Rankine,

$$\sigma'_a = \sigma'_o K_a - 2c'\sqrt{K_a}$$

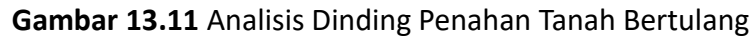
di mana σ'_a = Tekanan aktif Rankine efektif pada setiap kedalaman z .

Untuk tanah granular kering tanpa muatan tambahan di bagian atas, $c' = 0$, $\sigma'_o = \gamma_1 z$, dan $K_a = \tan^2(45 - \phi'_1/2)$. Dengan demikian,

$$\sigma'_a = \gamma_1 z K_a \quad (13.23)$$

Di bagian bawah dinding (yaitu, pada $z = H$),

$$\sigma'_a = \gamma H K_a$$



Gaya ikat per satuan panjang dinding yang dihasilkan pada setiap kedalaman z (lihat Gambar 13.11) adalah

Ikatan tulangan pada setiap tingkat, dan dengan demikian dindingnya, dapat gagal karena (a) putusnya ikatan atau (b) lepasnya ikatan. Faktor keamanan terhadap *putusnya ikatan* dapat ditentukan sebagai

Ikatan penguat pada kedalaman berapa pun z akan gagal karena cabut jika resistansi fraksional yang terbentuk di sepanjang permukaan ikatan lebih kecil daripada gaya yang dialami ikatan tersebut. *Panjang efektif* ikatan di mana resistansi gesek terbentuk dapat secara konservatif dianggap sebagai panjang yang melampaui *batas zona kegagalan aktif Rankine*, yaitu zona ABC pada Gambar 13.11. Garis BC membentuk sudut $45 + \phi'_1/2$ terhadap horizontal. Sekarang, gaya gesek maksimum yang dapat direalisasikan untuk ikatan pada kedalaman z adalah

446

di mana

l_e = panjang efektif

σ'_o = tekanan vertikal efektif pada kedalaman z

ϕ'_μ = sudut gesek tanah-ikat

Dengan demikian, faktor keamanan terhadap tarikan ikatan pada setiap kedalaman z adalah

$$FS_{(p)} = \frac{F_R}{T} \quad (13.27)$$

Substitusikan persamaan (13.24) dan (13.26) ke dalam persamaan (13.27) menghasilkan

$$FS_{(p)} = \frac{2l_e w \sigma'_o \tan \phi'_\mu}{\sigma'_a S_V S_H} \quad (13.28)$$

Panjang Total Ikatan

Panjang total ikatan pada kedalaman berapa pun adalah

$$L = l_r + l_e \quad (13.29)$$

di mana

l_r = panjang di dalam zona kegagalan Rankine

l_e = panjang efektif

Untuk $FS_{(p)}$ tertentu dari Persamaan (13.28),

$$l_e = \frac{FS_{(p)} \sigma'_a S_V S_H}{2w \sigma'_o \tan \phi'_\mu} \quad (13.30)$$

Sekali lagi, pada kedalaman berapa pun z ,

$$l_r = \frac{(H - z)}{\tan \left(45 + \frac{\phi'_1}{2} \right)} \quad (13.31)$$

Jadi, menggabungkan Persamaan (13.29), (13.30), dan (13.31) menghasilkan

$$L = \frac{(H - z)}{\tan \left(45 + \frac{\phi'_1}{2} \right)} + \frac{FS_{(p)} \sigma'_a S_V S_H}{2w \sigma'_o \tan \phi'_\mu} \quad (13.32)$$

13.11 PROSEDUR PERANCANGAN MENGGUNAKAN PERKUATAN STRIP LOGAM

Berikut ini adalah prosedur langkah demi langkah untuk perancangan dinding penahan tanah bertulang.

Umum

- Langkah 1.* Tentukan tinggi dinding, H , dan juga sifat-sifat material urugan granular, seperti berat satuan (γ_1) dan sudut gesek (ϕ'_1).
- Langkah 2.* Dapatkan sudut gesek ikatan tanah, ϕ'_μ , dan juga nilai $FS_{(B)}$ dan $FS_{(P)}$ yang dibutuhkan.

Stabilitas Internal

- Langkah 3.* Asumsikan nilai untuk jarak antar tulangan horizontal dan vertikal. Asumsikan juga lebar strip tulangan, w , yang akan digunakan.
- Langkah 4.* Hitung σ'_a dari Persamaan (13.23)
- Langkah 5.* Hitung gaya-gaya pengikat pada berbagai level dari Persamaan (13.24).
- Langkah 6.* Untuk nilai $FS_{(B)}$ yang diketahui, hitunglah ketebalan tulangan, t , yang diperlukan untuk menahan putusnya tulangan:

$$T = \sigma'_a S_V S_H = \frac{w t f_y}{FS_{(B)}}$$

atau

$$t = \frac{(\sigma'_a S_V S_H) [FS_{(B)}]}{w f_y} \quad (13.33)$$

Konvensi yang berlaku adalah menjaga besarnya t tetap sama di semua tingkat, sehingga σ'_a pada Persamaan (13.33) harus sama dengan $\sigma'_{a(maks)}$.

- Langkah 7.* Untuk nilai ϕ'_μ dan $FS_{(P)}$ yang diketahui, tentukan panjang L dari ikatan pada berbagai tingkat dari Persamaan (13.32).
- Langkah 8.* Besarnya S_V , S_H , t , w , dan L dapat diubah untuk mendapatkan desain yang paling ekonomis.

Stabilitas Eksternal

- Langkah 9.* Periksa *guling*, dengan menggunakan Gambar 13.12 sebagai panduan. Dengan mengambil momen terhadap B, diperoleh momen guling untuk panjang satuan dinding:

$$M_o = P_a z' \quad (13.34)$$

Di Sini,

$$P_a = \text{active force} = \int_0^H \sigma'_a dz$$

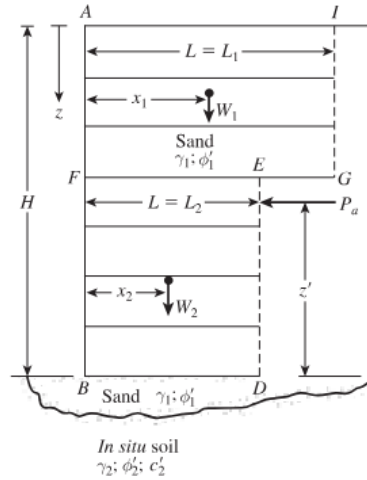
Momen tahanan per satuan panjang dinding adalah

$$M_R = W_1 x_1 + W_2 x_2 + \dots \quad (13.35)$$

di mana

$$W_1 = (\text{luas } AFEG)(1)(\gamma_1)$$

$$W_2 = (\text{luas } FBDE)(1)(\gamma_1)$$



Gambar 13.12 Pemeriksaan stabilitas dinding penahan

Jadi,

$$\begin{aligned} FS_{(\text{overturning})} &= \frac{M_R}{M_o} \\ &= \frac{W_1 x_1 + W_2 x_2 + \dots}{\left(\int_0^H \sigma'_a dz \right) z'} \end{aligned} \quad (13.36)$$

Langkah 10. Pemeriksaan geser dapat dilakukan dengan menggunakan Persamaan (13.13), atau

$$FS_{(\text{sliding})} = \frac{(W_1 + W_2 + \dots) [\tan(k\phi'_1)]}{P_a} \quad (13.37)$$

di mana $k \approx \frac{2}{3}$.

Langkah 11. Periksa kegagalan kapasitas dukung ultimit, yang dapat diberikan sebagai

$$q_u = c'_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 L'_2 N_\gamma \quad (13.38)$$

Faktor daya dukung N_c dan N_γ berhubungan dengan sudut gesek tanah ϕ'_2 . (Lihat Tabel 12.2.) Pada Persamaan (13.38), L'_2 adalah panjang efektif; yaitu,

$$L'_2 = L_2 - 2e \quad (13.39)$$

di mana e = eksentrisitas diberikan oleh

$$e = \frac{L_2}{2} - \frac{M_R - M_O}{\Sigma V} \quad (13.40)$$

di mana $\Sigma V = W_1 + W_2 \dots$

Tegangan vertikal pada $z = H$ adalah

$$\sigma'_{o(H)} = \gamma_1 H \quad (13.41)$$

Jadi faktor keamanan terhadap kegagalan daya dukung adalah

$$FS_{(\text{bearing capacity})} = \frac{q_{\text{ult}}}{\sigma'_{o(H)}} \quad (13.42)$$

Secara umum, nilai minimum $FS_{(\text{terguling})} = 3$, $FS_{(\text{geser})} = 3$, dan $FS_{(\text{kegagalan daya dukung})} = 3$ hingga 5 direkomendasikan.

Contoh 13.3

Dinding penahan setinggi 10 m dengan tulangan strip baja galvanis pada timbunan granular harus dibangun. Merujuk pada Gambar 13.11, diberikan:

$$\begin{aligned} \text{Timbunan granular:} \quad & \phi'_1 = 36^\circ \\ & \gamma_1 = 16.5 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Tanah pondasi:} \quad & \phi'_2 = 28^\circ \\ & \gamma_2 = 17.3 \text{ kN/m}^3 \\ & c'_2 = 48 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tulangan baja galvanis:

$$\begin{aligned} \text{Lebar strip,} \quad & w = 72 \text{ mm} \\ & S_V = 0.6 \text{ m dari pusat ke pusat} \\ & S_H = 1 \text{ m dari pusat ke pusat} \\ & f_y = 242 \text{ MN/m}^2 \\ & \phi'_\mu = 20^\circ \\ \text{Yang dibutuhkan} \quad & FS_{(B)} = 3 \\ & FS_{(P)} = 3 \end{aligned}$$

Periksa stabilitas eksternal dan internal. Asumsikan laju korosi baja galvanis sebesar 0,025 mm/tahun dan umur struktur 50 tahun.

Solusi

Pemeriksaan Stabilitas Internal

Ketebalan ikatan: Gaya ikatan maksimum, $T_{\text{max}} = \sigma'_{a(\text{max})} S_V S_H$

$$\sigma_{a(max)} = \gamma_1 H K_a = \gamma H \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_1}{2} \right)$$

Jadi

$$T_{max} = \gamma_1 H \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_1}{2} \right) S_V S_H$$

Dari Persamaan (13.33), untuk tie break,

$$t = \frac{(\sigma'_a S_V S_H) [FS_{(B)}]}{w f_y} = \frac{\left[\gamma_1 H \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_1}{2} \right) S_V S_H \right] [FS_{(B)}]}{w f_y}$$

Atau

$$t = \frac{\left[(16.5)(10) \tan^2 \left(45 - \frac{36}{2} \right) (0.6)(1) \right] (3)}{(0.072 \text{ m})(242,000 \text{ kN/m}^2)} = 0.00443 \text{ m}$$

$$\approx 4.5 \text{ mm}$$

Jika laju korosi 0,025 mm/tahun dan umur struktur 50 tahun, maka ketebalan aktual, t , dari ikatan rangka baja adalah:

$$t = 4,5 + (0,025)(50) = 5,75 \text{ mm}$$

Jadi, **ketebalan ikatan baja 6 mm** sudah cukup.

Panjang ikatan baja: Lihat Persamaan (13.32). Untuk kasus ini, $\sigma'_a = \gamma_1 z K_a$ dan $\sigma'_o = \gamma_1 z$, sehingga

$$L = \frac{(H - z)}{\tan \left(45 + \frac{\phi'_i}{2} \right)} + \frac{FS_{(P)} \gamma_1 z K_a S_V S_H}{2w \gamma_1 z \tan \phi'_\mu}$$

Sekarang tabel berikut dapat disiapkan. (Catatan: $FS_{(P)} = 3$, $H = 10 \text{ m}$, $w = 0,006 \text{ m}$, dan $\phi'_\mu = 20^\circ$.)

$z \text{ (m)}$	Panjang Ikatan $L \text{ (m)}$ [Eq. (13.32)]
2	13.0
4	11.99
6	10.97
8	9.95
10	8.93

Jadi gunakan **panjang dasi $L = 13 \text{ m}$**

Pemeriksaan Stabilitas Eksternal

Periksa kemungkinan terguling: Lihat Gambar 13.13. Untuk kasus ini, gunakan Persamaan (13.36)

$$FS_{\text{(overturning)}} = \frac{W_1 x_1}{\left[\int_0^H \sigma'_a dz \right] z'}$$

$$W_1 = \gamma_1 H L = (16.5)(10)(13) = 2145 \text{ kN}$$

$$x_1 = 6.5 \text{ m}$$

$$P_a = \int_0^H \sigma'_a dz = \frac{1}{2} \gamma_1 K_a H^2 = \left(\frac{1}{2} \right) (16.5)(0.26)(10)^2 = 214.5 \text{ kN/m}$$

$$z' = \frac{10}{3} = 3.33 \text{ m}$$

$$FS_{\text{(overturning)}} = \frac{(2145)(6.5)}{(214.5)(3.33)} = 19.5 > 3 \text{-OK}$$

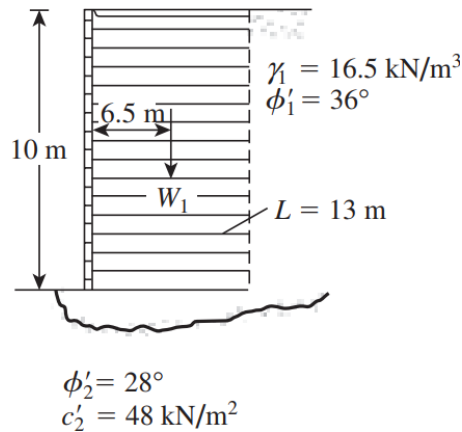
Periksa adanya geseran: Dari Persamaan (13.37)

$$FS_{\text{(sliding)}} = \frac{W_1 \tan(k\phi'_1)}{P_a} = \frac{2145 \tan\left[\left(\frac{2}{3}\right)(36)\right]}{214.5} = 4.45 > 3 \text{-OK}$$

Periksa daya dukung: Untuk $\phi'_2 = 28^\circ$, $N_c = 25.8$, $N_\gamma = 16.72$ (Tabel 12.2). Dari Persamaan (13.38),

$$q_{\text{ult}} = c'_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 L' N_\gamma$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{M_R - M_O}{\Sigma V} = \frac{13}{2} - \left[\frac{(2145 \times 6.5) - (214.5 \times 3.33)}{2145} \right] = 0.333 \text{ m}$$



Gambar 13.13 Dinding Penahan Dengan Tulangan Strip Baja Galvanis Di Timbunan Tanah

$$L' = 13 - (2 \times 0.333) = 12.334 \text{ m}$$

$$q_{\text{ult}} = (48)(25.8) + \left(\frac{1}{2} \right) (17.3)(12.334)(16.72) = 3022 \text{ kN/m}^2$$

Dari Persamaan (13.41),

$$\sigma'_{a(H)} = \gamma_1 H = (16.5)(10) = 165 \text{ kN/m}^2$$

$$FS_{(\text{bearing capacity})} = \frac{q_{\text{ult}}}{\sigma'_{a(H)}} = \frac{3022}{165} = 18.3 > 5\text{-OK}$$

13.12 DINDING PENAHAN DENGAN PERKUATAN GEOTEKSTIL

Gambar 13.14 menunjukkan dinding penahan dengan lapisan geotekstil sebagai perkuatan. Seperti pada Gambar 13.12, timbunan kembali berupa tanah granular. Pada jenis dinding penahan ini, permukaan dinding dibentuk dengan menumpuk lembaran-lembaran seperti yang ditunjukkan dengan panjang tumpang tindih l_t . Setelah konstruksi selesai, permukaan dinding yang terbuka harus ditutup; jika tidak, geotekstil akan rusak akibat paparan sinar ultraviolet. *Emulsi bitumen* atau *Gunit* disemprotkan pada permukaan dinding. Jaring kawat yang ditambatkan pada permukaan geotekstil mungkin diperlukan untuk menjaga lapisan tetap menempel.

Desain dinding penahan jenis ini serupa dengan yang disajikan pada Bagian 13.11. Berikut ini adalah prosedur desain langkah demi langkah berdasarkan rekomendasi Bell dan rekan-rekan. dan Koerner:

Stabilitas Internal

Langkah 1. Tentukan distribusi tekanan aktif pada dinding dari rumus

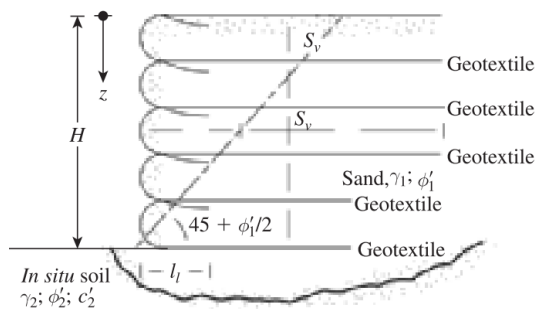
$$\sigma'_a = K_a \sigma'_v = K_a \gamma_1 z \quad (13.43)$$

di mana

K_a = Koefisien tekanan aktif Rankine = $\tan^2(45 - \phi'_1/2)$

γ_1 = berat satuan timbunan granular

ϕ'_1 = sudut gesek timbunan granular



Gambar 13.14 Dinding Penahan Dengan Perkuatan Geotekstil

Langkah 2. Pilih kain geotekstil dengan kekuatan yang diizinkan sebesar σ_G (kN/m).

Langkah 3. Tentukan jarak vertikal antar lapisan pada setiap kedalaman z dari rumus

$$S_V = \frac{\sigma_G}{\sigma'_a FS_{(B)}} = \frac{\sigma_G}{(\gamma_1 z K_a) [FS_{(B)}]} \quad (13.44)$$

Perhatikan bahwa Persamaan (13.44) serupa dengan Persamaan (13.25). Besarnya $FS_{(B)}$

umumnya berkisar antara 1,3 hingga 1,5.

Langkah 4. Tentukan panjang setiap lapisan geotekstil dari rumus

$$L = l_r + l_e \quad (13.45)$$

Di mana

$$l_r = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} \quad (13.46)$$

Dan

$$l_e = \frac{S_V \sigma'_a [FS_{(P)}]}{2\sigma'_v \tan \phi'_f} \quad (13.47)$$

di mana

$$\sigma'_a = \gamma_1 z K_a$$

$$\sigma'_v = \gamma_1 z$$

$$FS_{(P)} = 1.3 \text{ to } 1.5$$

$$\phi'_F = \text{sudut gesek pada antar muka geotekstil – tanah}$$

$$\approx \frac{2}{3} \phi'_1$$

Langkah 5. Tentukan panjang tumpang tindih, l_i , dari

$$l_i = \frac{S_V \sigma'_a FS_{(P)}}{4\sigma'_v \tan \phi'_F} \quad (13.48)$$

Panjang tumpang tindih minimum harus 1 m.

Stabilitas Eksternal

Langkah 6. Periksa faktor keamanan terhadap guling, geser, dan kegagalan daya dukung seperti yang dijelaskan pada Bagian 13.11 (Langkah 9, 10, dan 11).

Contoh 13.4

Dinding penahan yang diperkuat geotekstil setinggi 5 m ditunjukkan pada Gambar 13.15. Untuk timbunan granular, $\gamma_1 = 17.3 \text{ kN/m}^3$ dan $\phi'_1 = 36^\circ$. Untuk geotekstil, $\sigma_G = 14 \text{ kN/m}$. Untuk desain dinding, tentukan S_V , L , dan l_i .

Solusi

Kita memiliki

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right) = 0.26$$

Penentuan S_V

Untuk menemukan S_V , kita melakukan beberapa percobaan. Dari Persamaan (13.44),

$$S_V = \frac{\sigma_G}{(\gamma_1 z K_a) [FS_{(B)}]}$$

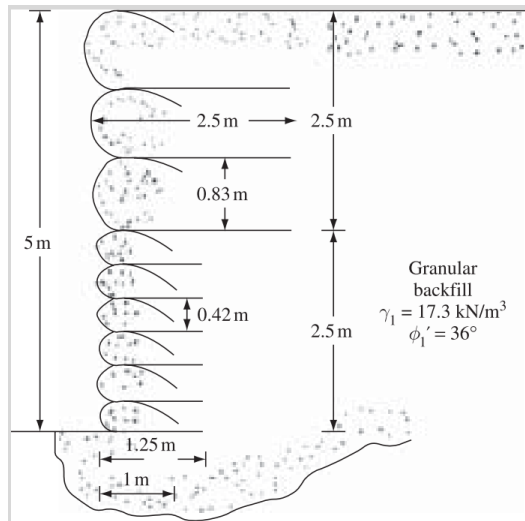
Dengan $FS_{(B)} = 1,5$ pada $z = 2,5$ m,

$$S_V = \frac{14}{(17.3)(2.5)(0.26)(1.5)} = 0.83 \text{ m}$$

Pada $z = 5$ m,

$$S_V = \frac{14}{(17.3)(5)(0.26)(1.5)} = 0.42 \text{ m}$$

Jadi, gunakan $S_V = 0,83$ m untuk $z = 0$ hingga $z = 2,5$ m dan $S_V = 0,42$ m untuk $z > 2,5$ m (Lihat Gambar 13.15.)



Gambar 13.15

Penentuan L

Dari Persamaan (13.45), (13.46), dan (13.47),

$$L = \frac{(H - z)}{\tan \left(45 + \frac{\phi_1'}{2} \right)} + \frac{S_V K_a [FS_{(P)}]}{2 \tan \phi_F'}$$

Untuk $FS_{(P)} = 1.5$, $\tan \phi_F' = \tan \left[\left(\frac{2}{3} \right) (36) \right] = 0.445$, maka dapat disimpulkan bahwa

$$L = (0.51)(H - z) + 0.438 S_V$$

Sekarang tabel berikut dapat disiapkan:

$z(\text{m})$	$S_v(\text{m})$	$0.51(H - z)(\text{m})$	$0.438 S_v(\text{m})$	$L(\text{m})$
0.83	0.83	2.13	0.364	2.490

1.66	0.83	1.71	0.364	2.074
2.50	0.83	1.28	0.364	1.644
2.92	0.42	1.06	0.184	1.244
3.34	0.42	0.85	0.184	1.034
3.76	0.42	0.63	0.184	0.814
4.18	0.42	0.42	0.184	0.604

Berdasarkan perhitungan sebelumnya, **gunakan $L = 2,5 \text{ m}$ untuk $z \leq 2,5 \text{ m}$ dan $L = 1,25 \text{ m}$ untuk $z > 2,5 \text{ m}$**

Penentuan l_i

Dari Persamaan (13.48),

$$l_i = \frac{S_V \sigma'_a [FS_{(P)}]}{4 \sigma'_v \tan \phi'_F}$$

dengan $\sigma'_a = \gamma_1 z K_a$, $FS_{(P)} = 1.5$; dan $\sigma'_v = \gamma_1 z$, $\phi'_F = \frac{2}{3} \phi'_1$. jadi

$$l_i = \frac{S_V K_a [FS_{(P)}]}{4 \tan \phi'_F} = \frac{S_V (0.26) (1.5)}{4 \tan \left[\left(\frac{2}{3} \right) (36) \right]} = 0.219 S_V$$

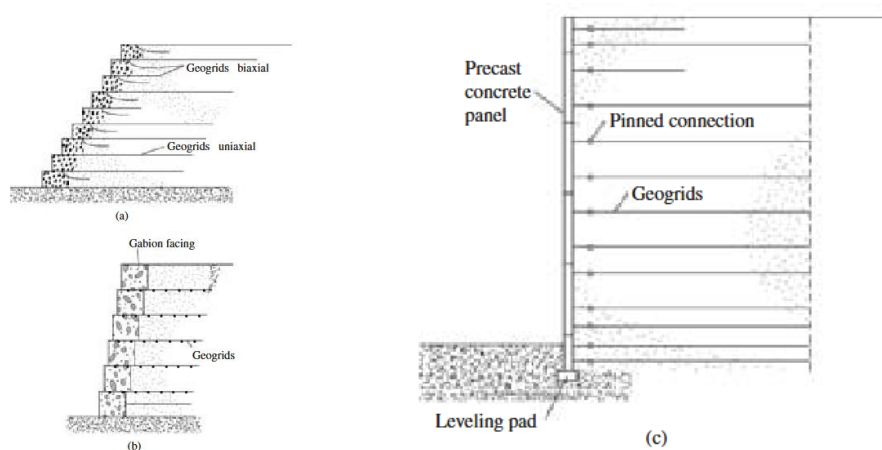
Pada = 0.83 m,

$$l_i = 0.219 S_V = (0.219)(0.83) = 0.116 \text{ m} \leq 1 \text{ m}$$

jadi, menggunakan $l_i = 1 \text{ m}$

13.13 DINDING PENAHAN DENGAN PERKUATAN GEOGRID

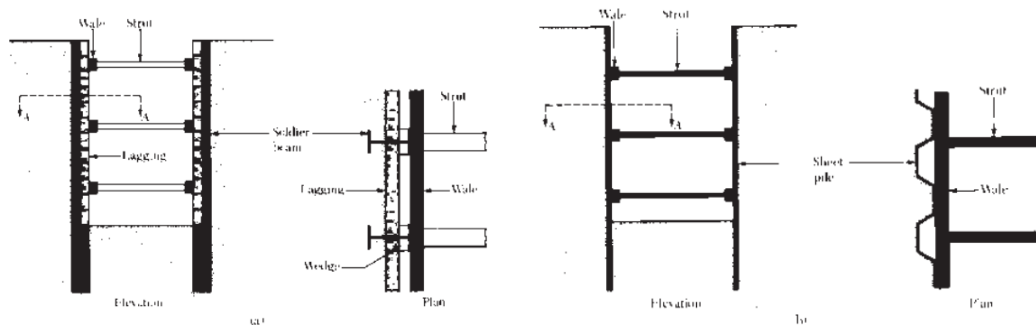
Geogrid juga dapat digunakan sebagai perkuatan pada timbunan granular untuk konstruksi dinding penahan. Gambar 13.16 menunjukkan diagram skema tipikal dinding penahan dengan perkuatan geogrid. Prosedur perancangan dinding penahan yang diperkuat geogrid pada dasarnya serupa dengan yang dijelaskan pada Bagian 13.12.



Gambar 13.16 Diagram dinding penahan dengan perkuatan geogrid: (A) Dinding keliling geogrid; (B) Permukaan gabion; (C) Permukaan panel beton

13.14 POTONGAN BERPENAHAN

Gambar 13.17 menunjukkan dua jenis potongan penahan yang umum digunakan dalam pekerjaan konstruksi. Salah satu jenis menggunakan *balok baja vertikal* (Gambar 13.17a), yaitu balok baja atau kayu vertikal yang ditancapkan ke dalam tanah sebelum penggalian. *Lagging*, yang berupa papan kayu horizontal, ditempatkan di antara balok baja saat penggalian berlangsung. Ketika penggalian mencapai kedalaman yang diinginkan, *wale* dan *strut* (balok baja horizontal) dipasang. Strut adalah komponen tekan horizontal.



Gambar 13.17 Jenis Pemotongan Dengan Penguat: (A) Penggunaan Balok Prajurit; (B) Penggunaan Tiang Pancang

Gambar 13.17b menunjukkan jenis penggalian penahan lainnya. Dalam hal ini, *turap interlock* ditancapkan ke dalam tanah sebelum penggalian. Wales dan strut dipasang segera setelah penggalian mencapai kedalaman yang sesuai. Sebagian besar potongan penahan menggunakan turap.

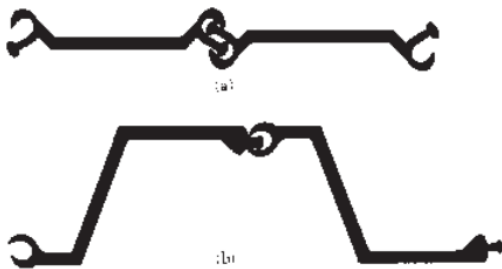
Turap baja di Amerika Serikat memiliki ketebalan sekitar 10 hingga 13 mm. Penampang di Eropa mungkin lebih tipis dan lebih lebar. Penampang turap dapat berupa penampang *Z*, *lengkung dalam*, *lengkung rendah*, atau *badan lurus*. Sambungan interlock pada bagian-bagian turap berbentuk seperti *ibu jari dan jari* atau *bola dan soket* untuk sambungan kedap air. Gambar 13.18a menunjukkan diagram skema sambungan interlock tipe ibu jari dan jari untuk bagian badan lurus. Sambungan interlock tipe bola dan soket untuk tiang pancang berpenampang *Z* ditunjukkan pada Gambar 13.18b. Tabel 13.2 menunjukkan sifat-sifat bagian-bagian turap yang diproduksi oleh Bethlehem Steel Corporation. Tegangan lentur desain yang diizinkan untuk turap baja adalah sebagai berikut:

Jenis Baja	Tegangan Izin(MN/m ²)
ASTM A-328	170
ASTM A-572	210
ASTM A-690	210

Tiang pancang baja mudah digunakan karena ketahanannya terhadap tegangan dorong tinggi yang terbentuk saat ditancapkan ke tanah keras. Tiang pancang ini juga ringan dan dapat digunakan kembali.

Gambar 13.19 menunjukkan konstruksi potongan dengan penyangga untuk Chicago Subway pada tahun 1940. Lagging kayu, strut kayu, dan wale baja digunakan. Gambar 13.20 menunjukkan potongan dengan penyangga yang dibuat selama pembangunan Washington, D.C. Metro pada tahun 1974. Dalam potongan ini, lagging kayu, tiang pancang baja H-soldier, wale baja, dan strut pipa digunakan.

Untuk merancang penggalian dengan penyangga (yaitu, untuk memilih wale, strut, tiang pancang, dan balok soldier), seorang insinyur harus memperkirakan tekanan tanah lateral yang akan dialami oleh potongan dengan penyangga. Topik ini dibahas di Bagian 13.15; bagian selanjutnya membahas prosedur analisis dan desain potongan dengan penyangga.



Gambar 13.18 Sifat Sambungan Turap: (A) Tipe Ibu Jari Dan Jari; (B) Tipe Bola Dan Soket

Tabel 13.2 Sifat beberapa bagian tumpukan lembaran (Diproduksi oleh Bethlehem Steel Corporation)

Nama Profil	Sketsa Profil	Modulus penampang	Momen inersia
PZ-40		326.4×10^{-5}	670.5×10^{-6}
PZ-35		260.5×10^{-5}	493.4×10^{-6}

PZ-27		162.3×10^{-5}	$162.3 \times 10^{-5} 251.5 \times 10^{-6}$
PZ-22		97×10^{-5}	115.2×10^{-6}
PSA-31		10.8×10^{-5}	$10.8 \times 10^{-5} 4.41 \times 10^{-6}$
PSA-23		12.8×10^{-5}	5.63×10^{-6}



Gambar 13.19 Potongan Dengan Penguat Pada Konstruksi Kereta Bawah Tanah Chicago



Gambar 13.20 Potongan Dengan Penguat Pada Konstruksi Metro Washington, D.C.

13.15 TEKanan TANAH LATERAL PADA POTONGAN YANG DIPERKUAT

Bab 11 menjelaskan bahwa dinding penahan berputar pada dasarnya (Gambar 13.21a). Dengan luluh dinding yang cukup, tekanan tanah lateral kira-kira sama dengan yang diperoleh oleh teori Rankine atau teori Coulomb. Berbeda dengan dinding penahan, potongan yang diperkuat menunjukkan jenis luluh dinding yang berbeda (lihat Gambar 13.21b). Dalam hal ini, deformasi dinding secara bertahap meningkat seiring dengan kedalaman galian. Variasi jumlah deformasi bergantung pada beberapa faktor, seperti jenis tanah, kedalaman galian, dan pengerjaan.

Namun, dengan luluh dinding yang sangat kecil di puncak potongan, tekanan tanah lateral akan mendekati tekanan diam. Di dasar dinding, dengan tingkat luluh yang jauh lebih besar, tekanan tanah lateral akan jauh lebih rendah daripada tekanan tanah aktif Rankine. Akibatnya, distribusi tekanan tanah lateral akan sangat bervariasi dibandingkan dengan distribusi linear yang diasumsikan pada dinding penahan. Selain itu, tekanan tanah lateral pada potongan yang diberi penguat bergantung pada jenis tanah, metode konstruksi, jenis peralatan yang digunakan, dan pengerjaan. Terlepas dari semua ketidakpastian yang terkait dengan distribusi tekanan tanah lateral, penggunaan selubung tekanan tanah untuk desain potongan yang diberi penguat merupakan praktik umum.

Dengan menggunakan beban penyangga yang diamati dari potongan kereta bawah tanah Berlin, potongan kereta bawah tanah Munich, dan potongan kereta bawah tanah New York, Peck memberikan selubung tekanan lateral untuk desain potongan di *pasir*. Hal ini diilustrasikan pada Gambar 13.22a. Perhatikan bahwa pada Gambar 13.22a

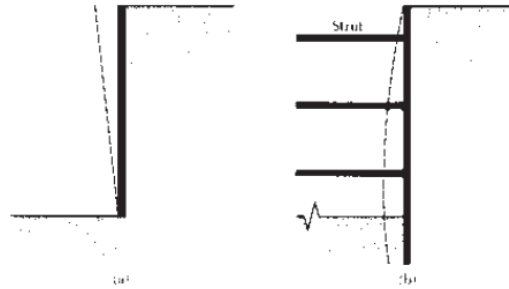
$$\sigma = 0.65\gamma HK_a \quad (13.49)$$

di mana

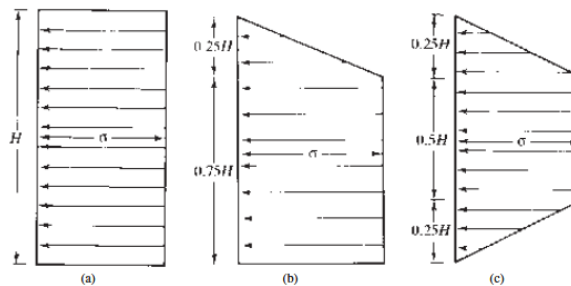
γ = berat satuan

H = tinggi pemotongan

K_a = koefisien tekanan aktif Rankine = $\tan^2(45 - \phi'/2)$



Gambar 13.21 Sifat Leleh Dinding: (A) Dinding Penahan; (B) Potongan Yang Diberi Penguat



Gambar 13.22 Selubung Tekanan Semu Peck Untuk Pemotongan Pada: (A) Pasir; (B) Lempung Lunak Hingga Sedang; (C) Lempung Kaku.

Dengan cara yang sama, Peck juga memberikan selubung tekanan pada lempung. Selubung tekanan untuk lempung lunak hingga sedang ditunjukkan pada Gambar 13.22b. Hal ini berlaku untuk kondisi

$$\frac{\gamma H}{c} > 4$$

di mana c = kohesi tak terdrainase ($\phi = 0$). Tekanan, σ , adalah tekanan yang lebih besar dari

$$\sigma = \gamma H \left[1 - \left(\frac{4c}{\gamma H} \right) \right] \quad \text{or} \quad \sigma = 0.3\gamma H \quad (13.50)$$

di mana γ = berat satuan lempung. Selubung tekanan untuk pemotongan pada lempung kaku ditunjukkan pada Gambar 13.22c, di mana

$$\sigma = 0.2\gamma H \text{ to } 0.4\gamma H \quad (\text{with an average of } 0.3\gamma H) \quad (13.51)$$

berlaku untuk kondisi $\gamma H/c \leq 4$.

Keterbatasan untuk Selubung Tekanan

Saat menggunakan selubung tekanan yang baru saja dijelaskan, perhatikan poin-poin berikut:

1. Selubung tekanan terkadang disebut sebagai *selubung tekanan semu*. Namun, distribusi tekanan aktual merupakan fungsi dari urutan konstruksi dan fleksibilitas relatif dinding.

2. Parameter ini berlaku untuk penggalian dengan kedalaman lebih dari sekitar 6 m.
3. Parameter ini didasarkan pada asumsi bahwa muka air tanah berada di bawah dasar galian.
4. Pasir diasumsikan terdrainase dengan tekanan air pori 0.
5. Lempung diasumsikan tidak terdrainase, dan tekanan air pori tidak diperhitungkan.

13.16 PARAMETER TANAH UNTUK GALIAN PADA TANAH BERLAPIS

Terkadang, lapisan pasir dan lempung ditemukan saat galian yang diperkuat sedang dibangun. Dalam hal ini, Peck mengusulkan bahwa nilai kohesi yang ekuivalen (konsep $\phi = 0$) harus ditentukan dengan cara berikut (lihat Gambar 13.23a):

$$c_{av} = \frac{1}{2H} [\gamma_s K_s H^2 \tan \phi'_s + (H - H_s) n' q_u] \quad (13.52)$$

di mana

H = tinggi total potongan

γ_s = berat satuan pasir

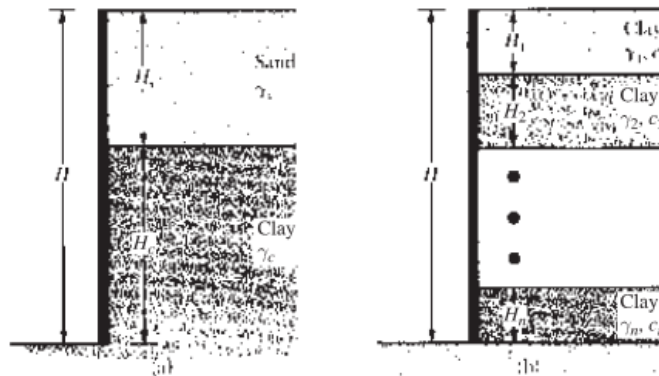
H_s = tinggi lapisan pasir

K_s = koefisien tekanan tanah lateral untuk lapisan pasir (≈ 1)

ϕ'_s = sudut gesek pasir

q_u = kuat tekan bebas lempung

n' = koefisien keruntuhan progresif (berkisar 0,5 hingga 1,0; nilai rata – rata 0,75)



Gambar 13.23 Tanah Berlapis Pada Potongan Yang Diberi Penguat

Berat satuan rata-rata, γ_a , dari lapisan-lapisan tersebut dapat dinyatakan sebagai

$$\gamma_a = \frac{1}{H} [\gamma_s H_s + (H - H_s) \gamma_c] \quad (13.53)$$

di mana γ_c = berat satuan jenuh lapisan lempung. Setelah nilai rata-rata kohesi dan berat satuan ditentukan, selubung tekanan dalam lempung dapat digunakan untuk merancang potongan.

Demikian pula, ketika beberapa lapisan lempung ditemukan dalam potongan (Gambar 13.23b), kohesi tak terdrainase rata-rata menjadi

$$c_{av} = \frac{1}{H} (c_1 H_1 + c_2 H_2 + \dots + c_n H_n) \quad (13.54)$$

di mana $c_1, c_2, \dots, c_n$ = kohesi tak terdrainase pada lapisan 1, 2, ..., n
 $H_1, H_2, \dots, H_n$ = ketebalan lapisan 1, 2, ..., n

Berat satuan rata-rata, γ_d , adalah

$$\gamma_a = \frac{1}{H} (\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3 + \dots + \gamma_n H_n) \quad (13.55)$$

13.17 DESAIN BERBAGAI KOMPONEN POTONGAN BERPENGUAT

Penyangga

Dalam pekerjaan konstruksi, penyangga harus memiliki jarak vertikal minimal sekitar 3 m atau lebih. Penyangga sebenarnya adalah kolom horizontal yang dapat mengalami lentur. Daya dukung kolom bergantung pada *rasio kelangsingan*, l/r . Rasio kelangsingan dapat dikurangi dengan menyediakan tumpuan vertikal dan horizontal pada titik-titik antara. Untuk potongan yang lebar, penyambungan penyangga mungkin diperlukan. Untuk potongan berpengait pada tanah lempung, kedalaman penyangga pertama di bawah permukaan tanah harus kurang dari kedalaman retak tarik, z_o . Dari Persamaan (11.16), kita peroleh

$$\sigma'_a = \gamma z K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

di mana K_a = koefisien tekanan aktif Rankine. Untuk menentukan kedalaman retak tarik, kami menggunakan

$$\sigma'_a = 0 = \gamma z_o K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

Atau

$$z_o = \frac{2c'}{\sqrt{K_a \gamma}}$$

Dengan $\phi = 0, K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 1$. Jadi

$$z_o = \frac{2c}{\gamma} \quad (\text{catatan: } c = c_u)$$

Prosedur konservatif yang disederhanakan dapat digunakan untuk menentukan beban strut. Meskipun prosedur ini akan bervariasi tergantung pada insinyur yang terlibat dalam proyek, berikut ini adalah garis besar prosedur umum langkah demi langkah (lihat Gambar 13.24):

1. Gambarkan selubung tekanan untuk potongan yang diberi brace (lihat Gambar 13.22). Tunjukkan juga level strut yang diusulkan. Gambar 13.24a menunjukkan selubung tekanan untuk tanah berpasir; namun, bisa juga untuk tanah lempung. Level strut ditandai dengan A, B, C , dan D . Tiang pancang (atau balok penopang) diasumsikan berengsel pada level strut, kecuali untuk level atas dan bawah. Pada Gambar 13.24a, engsel berada pada level strut B dan C . (Banyak desainer juga mengasumsikan tiang pancang, atau balok penopang, berengsel pada semua level strut, kecuali untuk level atas.)
2. Tentukan reaksi untuk dua balok kantilever sederhana (atas dan bawah) dan semua balok sederhana di antaranya. Pada Gambar 13.24b, reaksi-reaksi tersebut adalah A, B_1, B_2, C_1, C_2 , dan D .
3. Hitung beban strut pada Gambar 13.24 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_A &= (A)(s) \\ P_B &= (B_1 + B_2)(s) \\ P_C &= (C_1 + C_2)(s) \\ P_D &= (D)(s) \end{aligned} \quad (13.56)$$

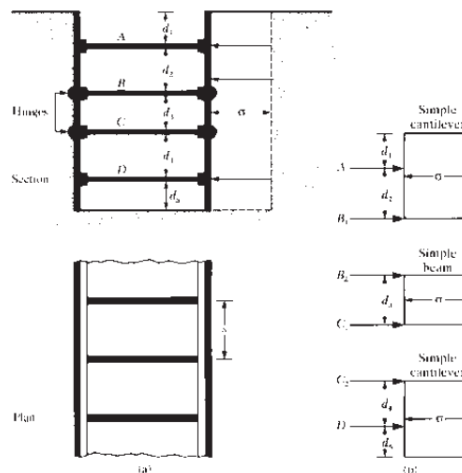
di mana

P_A, P_B, P_C, P_D = beban yang akan ditanggung oleh masing-masing strut pada tingkat A, B, C , dan D , berturut-turut

A, B_1, B_2, C_1, C_2, D = reaksi yang dihitung pada langkah 2 (perhatikan satuan: gaya/satuan panjang potongan yang diberi penguat)

s = jarak horizontal strut (lihat denah pada Gambar 13.24a)

4. Mengetahui beban strut pada setiap tingkat dan kondisi penguat antara memungkinkan pemilihan penampang yang tepat dari manual konstruksi baja.



Gambar 13.24 Penentuan Beban Strut: (A) Potongan Dan Rencana Pemotongan; (B) Metode Untuk Menentukan Beban Strut

Tiang Pancang

Langkah-langkah berikut diambil dalam merancang tiang pancang:

1. Untuk setiap penampang yang ditunjukkan pada Gambar 13.24b, tentukan momen lentur maksimum.
2. Tentukan nilai maksimum momen lentur maksimum (M_{max}) yang diperoleh pada langkah 1. Perhatikan bahwa satuan momen ini adalah, misalnya, kN – m/m panjang dinding.
3. Dapatkan modulus penampang tiang pancang yang dibutuhkan:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{all}} \quad (13.57)$$

di mana σ_{all} = tegangan lentur yang diizinkan dari material turap.

4. Pilih turap yang memiliki modulus penampang lebih besar atau sama dengan modulus penampang yang disyaratkan dari tabel seperti Tabel 13.2.

Wales

Wales dapat diperlakukan sebagai anggota horizontal kontinu jika disambung dengan benar. Secara konservatif, Wales juga dapat diperlakukan seolah-olah dijepit pada strut. Untuk penampang yang ditunjukkan pada Gambar 13.24a, momen maksimum untuk Wales (dengan asumsi dijepit pada strut) adalah

$$\begin{aligned} \text{At level A, } M_{max} &= \frac{(A)(s^2)}{8} \\ \text{At level B, } M_{max} &= \frac{(B_1 + B_2)s^2}{8} \\ \text{At level C, } M_{max} &= \frac{(C_1 + C_2)s^2}{8} \\ \text{At level D, } M_{max} &= \frac{(D)(s^2)}{8} \end{aligned}$$

di mana A, B_1, B_2, C_1, C_2 , dan D adalah reaksi di bawah strut per satuan panjang dinding (langkah 2 perancangan strut).

Kita dapat menentukan modulus penampang dinding dengan

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{all}}$$

Kadang-kadang tiang pancang diikatkan ke tumpukan lembaran pada titik-titik yang memenuhi persyaratan dukungan lateral.

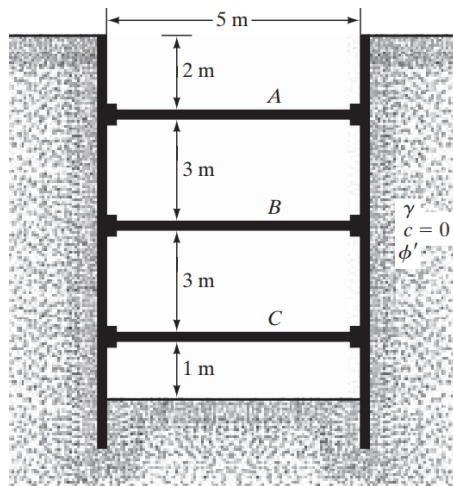
Contoh 13.5

Lihat potongan dengan brace yang ditunjukkan pada Gambar 13.25. Diketahui $\gamma = 17,6 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 32^\circ$, dan $c' = 0$. Struts ditempatkan pada jarak pusat ke pusat sebesar 4 m pada denah. Gambarkan selubung tekanan tanah dan tentukan beban struts pada level A, B, dan C.

Solusi

Untuk kasus ini, selubung tekanan tanah yang ditunjukkan pada Gambar 13.22a akan berlaku.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{32}{2} \right) = 0.307$$



Gambar 13.25

Dari Persamaan (13.49)

$$\sigma = 0.65\gamma HK_a = (0.65)(17.6)(9)(0.307) = 31.6 \text{ kN/m}^2$$

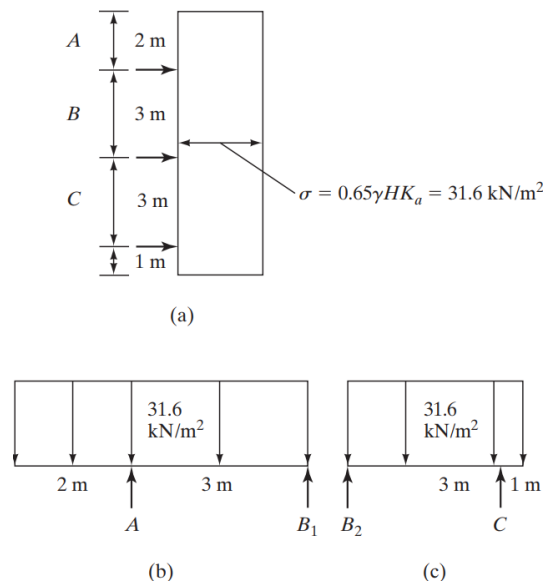
Gambar 13.26a menunjukkan selubung tekanan. Sekarang, mengacu pada Gambar 13.26b,

$$\begin{aligned} \sum M_{B_1} &= 0 \\ A &= \frac{(31.6)(5) \left(\frac{5}{2} \right)}{3} = 131.67 \text{ kN/m} \\ B_1 &= (31.6)(5) - 131.67 = 26.33 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sekali lagi, mengacu pada Gambar 13.26c,

$$\begin{aligned} \sum M_{B_2} &= 0 \\ C &= \frac{(31.6)(4) \left(\frac{4}{2} \right)}{3} = 84.27 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$B_2 = (31.6)(4) - 84.27 = 42.13 \text{ kN/m}$$



Gambar 13.26

$$\begin{aligned} \text{Strut load at A} &= (131.67)(\text{spacing}) = (131.67)(4) \\ &= \mathbf{526.68 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Strut load at B} &= (B_1 + B_2)(\text{spacing}) = (26.33 + 42.13)(4) \\ &= \mathbf{273.84 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Strut load at C} &= (84.27)(s) = (84.27)(4) \\ &= \mathbf{337.08 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Contoh 13.6

Untuk potongan dengan penahan yang dijelaskan pada Contoh 13.5, tentukan hal-hal berikut:

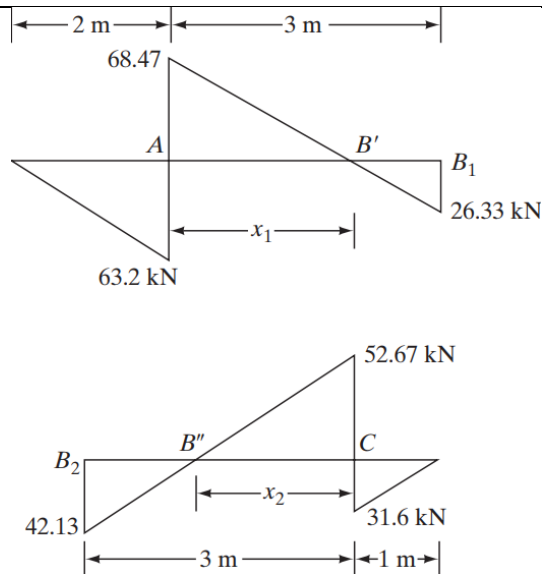
- Modulus penampang turap. Gunakan $\sigma_{all} = 170 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$.
- Modulus penampang tiang pancang yang dibutuhkan pada level A. Asumsikan $\sigma_{all} = 173 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$.

Penyelesaian

Bagian a

Lihat diagram beban yang ditunjukkan pada Gambar 13.26b dan 13.26c. Berdasarkan diagram beban, diagram gaya geser diberikan seperti pada Gambar 13.27.

$$\begin{aligned} x_1 &= \frac{68.47}{31.6} = 2.17 \\ x_2 &= \frac{52.67}{31.6} = 1.67 \end{aligned}$$



Gambar 13.27

$$\text{Moment at } A = \frac{1}{2} (63.2)(2) = 63.2 \text{ kN-m/m}$$

$$\text{Moment at } C = \frac{1}{2} (31.6)(1) = 15.8 \text{ kN-m/m}$$

$$\text{Moment at } B' = \frac{1}{2} (26.33)(0.83) = 10.93 \text{ kN-m/m}$$

$$\text{Moment at } B'' = \frac{1}{2} (42.13)(1.33) = 28.02 \text{ kN-m/m}$$

M_A is maximum.

$$S_x = \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{all}}} = \frac{63.2 \text{ kN-m/m}}{170 \times 10^3 \text{ kN/m}^2} = 37.2 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}$$

Bagian b

Untuk paus di level A,

$$M_{\max} = \frac{A(s^2)}{8}$$

$A = 131.67 \text{ kN/m}$ (dari Contoh 13.5). Jadi

$$M_{\max} = \frac{(131.67)(4^2)}{8} = 263.34 \text{ kN-m}$$

$$S_x = \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{all}}} = \frac{263.34}{173 \times 10^3} = 1.522 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{m}$$

13.18 NAIKNYA DASAR GALIAN TANAH LIAT

Galian yang diberi penguat pada tanah liat dapat menjadi tidak stabil akibat naiknya dasar galian. Terzaghi menganalisis faktor keamanan galian panjang yang diberi penguat terhadap naiknya dasar galian. Permukaan runtuh untuk kasus tersebut ditunjukkan pada Gambar 13.28. Beban vertikal per satuan panjang galian di dasar galian sepanjang garis bd dan af adalah

$$Q = \gamma H B_1 - cH \quad (13.58)$$

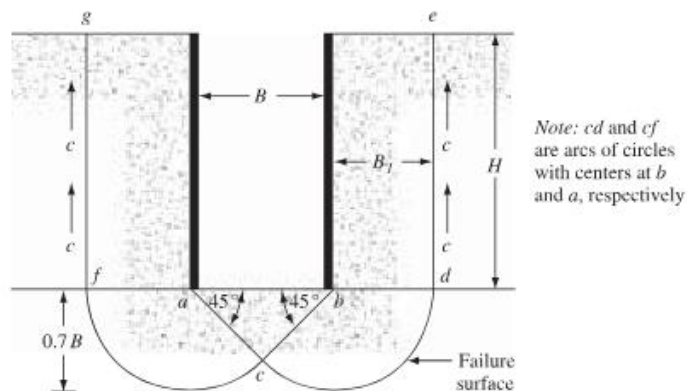
di mana

$$B_1 = 0,7B$$

c = kohesi (konsep $\phi = 0$)

Beban Q ini dapat dianggap sebagai beban per satuan panjang pada pondasi kontinu pada tingkat bd (dan af) dan memiliki lebar $B_1 = 0,7B$. Berdasarkan teori daya dukung Terzaghi, daya dukung beban ultimit bersih per satuan panjang pondasi ini (Bab 12) adalah

$$Q_u = cN_c B_1 = 5.7cB_1$$



Gambar 13.28 Faktor keamanan terhadap heave dasar

Oleh karena itu, dari Persamaan (13.58), faktor keamanan terhadap heave dasar adalah

$$FS = \frac{Q_u}{Q} = \frac{5.7cB_1}{\gamma HB_1 - cH} = \frac{1}{H} \left(\frac{5.7c}{\gamma - \frac{c}{0.7B}} \right) \quad (13.59)$$

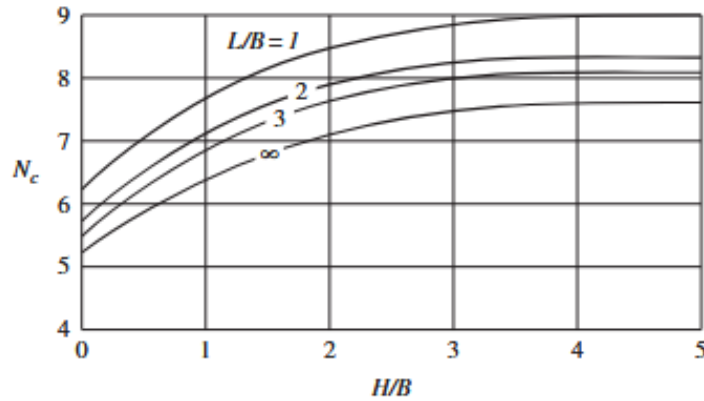
Faktor keamanan ini didasarkan pada asumsi bahwa lapisan lempung homogen, setidaknya hingga kedalaman $0,7B$ di bawah dasar potongan. Namun, *lapisan batuan keras atau material seperti batuan pada kedalaman $D < 0,7B$* akan memodifikasi permukaan keruntuhan sampai batas tertentu. Dalam kasus seperti itu, faktor keamanan menjadi

$$FS = \frac{1}{H} \left(\frac{5.7c}{\gamma - c/D} \right) \quad (13.60)$$

Bjerrum dan Eide juga mempelajari masalah heave dasar untuk pemotongan dengan penyangga pada tanah liat. Untuk faktor keamanan, mereka mengusulkan:

$$FS = \frac{cN_c}{\gamma H} \quad (13.61)$$

Faktor daya dukung, N_c , bervariasi dengan rasio H/B dan L/B (dengan L = panjang potongan). Untuk potongan yang sangat panjang ($B/L = 0$), $N_c = 5,14$ pada $H/B = 0$ dan meningkat menjadi $N_c = 7,6$ pada $H/B = 4$. Di luar itu—yaitu, untuk $H/B > 4$ —nilai N_c tetap konstan.



Gambar 13.29 Variasi N_c Dengan L/B Dan H/B [Berdasarkan Persamaan Bjerrum Dan Eide, Persamaan (13.62)]

Untuk potongan persegi pada bidang ($B/L = 1$), $N_c = 6,3$ pada $H/B = 0$, dan $N_c = 9$ untuk $H/B < 4$. Secara umum, untuk setiap H/B ,

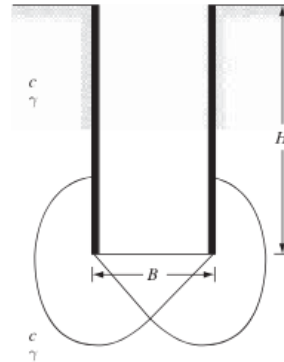
$$N_{c(\text{rectangle})} = N_{c(\text{square})} \left(0.84 + 0.16 \frac{B}{L} \right) \quad (13.62)$$

Gambar 13.29 menunjukkan variasi nilai N_c untuk $L/B = 1, 2, 3$, dan ∞ .

Ketika Persamaan (13.61) dan (13.62) digabungkan, faktor keamanan terhadap heave menjadi

$$FS = \frac{cN_{c(\text{square})} \left(0.84 + 0.16 \frac{B}{L} \right)}{\gamma H} \quad (13.63)$$

Persamaan (13.63) dan variasi faktor daya dukung, N_c , seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.29 didasarkan pada asumsi bahwa lapisan lempung di bawah dasar galian bersifat homogen, dan bahwa besarnya kohesi tak terdrainase dalam tanah yang memuat permukaan keruntuhan sama dengan c (Gambar 13.30).

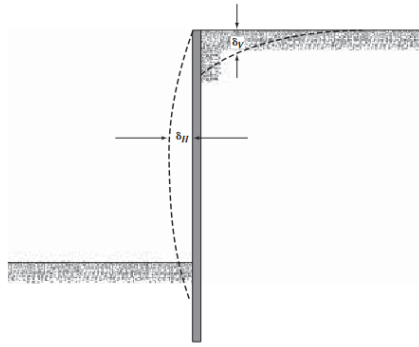


Gambar 13.30 Derivasi Persamaan (13.63)

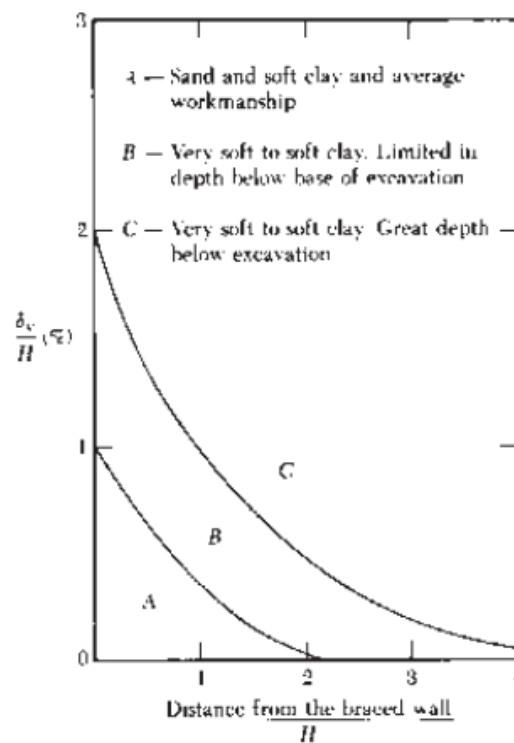
13.19 LELEHAN LATERAL TIANG PANCANG DAN PENURUNAN TANAH

Pada penggalian dengan penyangga, beberapa pergerakan lateral dinding tiang pancang dapat diperkirakan (Gambar 13.31). Besarnya lelehan lateral bergantung pada beberapa faktor, yang terpenting adalah waktu antara penggalian dan penempatan wale dan strut. Sebagaimana telah dibahas sebelumnya, dalam beberapa kasus, tiang pancang (atau tiang pancang tentara, tergantung kasusnya) dipancang hingga kedalaman tertentu di bawah dasar penggalian. Alasannya adalah untuk mengurangi lelehan lateral dinding selama tahap akhir penggalian. Lelehan lateral dinding akan menyebabkan permukaan tanah di sekitar penggalian mengalami penurunan (Gambar 13.31). Namun, tingkat lelehan lateral sebagian besar bergantung pada jenis tanah di bawah dasar penggalian. Jika lempung di bawah penggalian meluas hingga kedalaman yang sangat dalam dan $\gamma H/c$ kurang dari sekitar 6, perluasan tiang pancang atau tiang pancang tentara di bawah dasar penggalian akan sangat membantu dalam mengurangi lelehan lateral dinding.

Namun, dalam kondisi serupa, jika $\gamma H/c$ sekitar 8, perluasan turap ke dalam tanah liat di bawah potongan tidak terlalu membantu. Dalam kondisi seperti itu, kita dapat memperkirakan tingkat leleh dinding yang tinggi yang dapat mengakibatkan keruntuhan total sistem penguat. Jika lapisan tanah keras berada di bawah lapisan tanah liat di dasar potongan, turap harus ditanam di lapisan yang lebih kaku. Tindakan ini akan sangat mengurangi leleh lateral.



Gambar 13.31 Lelehan Lateral Dan Penurunan Tanah



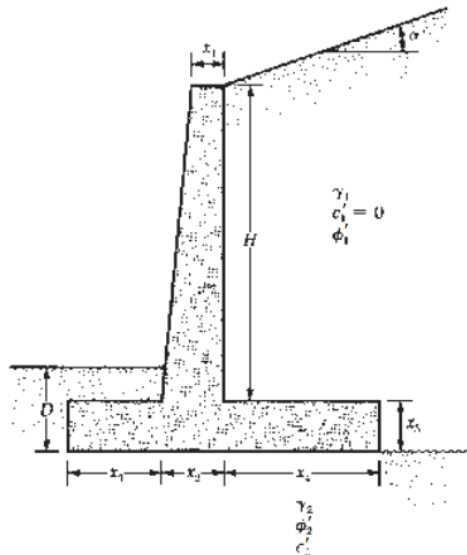
Gambar 13.32 Pengamatan Peck Untuk Variasi Penurunan Tanah Terhadap Jarak

Lelehan lateral dinding umumnya akan menyebabkan penurunan tanah, δ_V , di sekitar potongan yang diberi penguat, yang umumnya disebut sebagai *kehilangan tanah*. Berdasarkan beberapa pengamatan lapangan, Peck (1969) memberikan kurva untuk memprediksi penurunan tanah pada berbagai jenis tanah (lihat Gambar 13.32). Besarnya kehilangan tanah sangat bervariasi; namun, Gambar 13.32 dapat digunakan sebagai panduan umum.

LATIHAN SOAL

Untuk Soal 13.1–13.5, gunakan berat satuan beton, $\gamma_c = 23,58 \text{ kN/m}^3$. Asumsikan juga $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$ pada Persamaan (13.13).

- 13.1 Untuk dinding penahan kantilever yang ditunjukkan pada Gambar 13.33, dimensi dinding adalah $H = 8 \text{ m}$, $x_1 = 0,4 \text{ m}$, $x_2 = 0,6 \text{ m}$, $x_3 = 1,5 \text{ m}$, $x_4 = 3,5 \text{ m}$, $x_5 = 0,96 \text{ m}$, $D = 1,75 \text{ m}$, dan $\alpha = 10^\circ$; dan sifat tanahnya adalah $\gamma_1 = 16,8 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_1 = 32^\circ$, $\gamma_2 = 17,6 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_2 = 28^\circ$, dan $c'_2 = 30 \text{ kN/m}^2$. Hitung faktor keamanan terhadap guling, geser, dan daya dukung.
- 13.2 Ulangi Soal 13.2 untuk dimensi dinding $H = 6 \text{ m}$, $x_1 = 0,3 \text{ m}$, $x_2 = 0,7 \text{ m}$, $x_3 = 1,4 \text{ m}$, $x_4 = 2,3 \text{ m}$, $x_5 = 0,85 \text{ m}$, $D = 1,25 \text{ m}$, dan $\alpha = 5^\circ$; dan sifat tanah $\gamma_1 = 18,4 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_1 = 34^\circ$, $\gamma_2 = 16,8 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_2 = 18^\circ$, dan $c'_2 = 50 \text{ kN/m}^2$.



Gambar 13.33

- 13.3 Ulangi Soal 13.1 dengan dimensi dinding $H = 5,49 \text{ m}$, $x_1 = 0,46 \text{ m}$, $x_2 = 0,58 \text{ m}$, $x_3 = 0,92 \text{ m}$, $x_4 = 1,55 \text{ m}$, $x_5 = 0,61 \text{ m}$, $D = 1,22 \text{ m}$, dan $\alpha = 0^\circ$; dan sifat tanah $\gamma_1 = 18,08 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_1 = 36^\circ$, $\gamma_2 = 19,65 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_2 = 15^\circ$, dan $c'_2 = 44 \text{ kN/m}^2$.
- 13.4 Sebuah dinding penahan gravitasi ditunjukkan pada Gambar 13.34. Hitung faktor keamanan terhadap guling dan geser. Dimensi dinding $H = 6 \text{ m}$, $x_1 = 0,6 \text{ m}$, $x_2 = 0,2 \text{ m}$, $x_3 = 2 \text{ m}$, $x_4 = 0,5 \text{ m}$, $x_5 = 0,75 \text{ m}$, $x_6 = 0,8 \text{ m}$, dan $D = 1,5 \text{ m}$; serta sifat tanah $\gamma_1 = 16,5 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_1 = 32^\circ$, $\gamma_2 = 18 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_2 = 22^\circ$, dan $c'_2 = 40 \text{ kN/m}^2$. Gunakan tekanan aktif Rankine untuk perhitungan.

13.5 Ulangi Soal 13.4 dengan menggunakan tekanan aktif Coulomb untuk perhitungan dan $\delta' = \frac{2}{3}\phi'_1$.

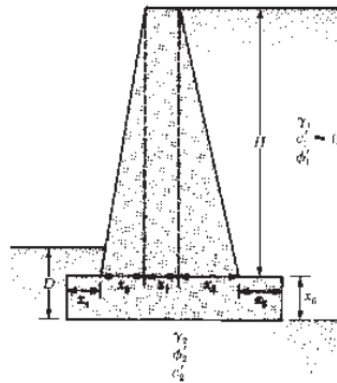
13.6 Dinding penahan tanah bertulang (Gambar 13.11) akan memiliki tinggi 10 m. Di sini,

Timbunan: berat satuan, $\gamma_1 = 18,7 \text{ kN/m}^3$ dan sudut gesek tanah, $\phi'_1 = 34^\circ$

Tulangan: jarak vertikal, $S_V = 1 \text{ m}$; jarak horizontal, $S_H = 1,3 \text{ m}$; lebar tulangan = 120 mm, $f_y = 262 \text{ MN/m}^2$; $\phi_u = 25^\circ$; faktor keamanan terhadap tarikan ikatan = 3; dan faktor keamanan terhadap putusnya ikatan = 3

Tentukan:

- Ketebalan ikatan yang dibutuhkan
- Panjang maksimum ikatan yang dibutuhkan



Gambar 13.34

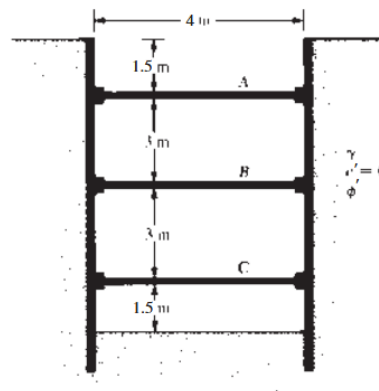
13.7 Pada Soal 13.6, asumsikan bahwa ikatan pada semua kedalaman adalah panjang yang ditentukan pada Bagian b. Untuk tanah *in situ*, $\phi'_2 = 25^\circ$, $\gamma_2 = 18,2 \text{ kN/m}^3$, $c'_2 = 31 \text{ kN/m}^3$. Hitung faktor keamanan terhadap (a) guling, (b) geser, dan (c) kegagalan daya dukung

13.8 Ulangi Soal 13.6 untuk dinding penahan dengan tinggi 8 m

13.9 Dinding penahan dengan perkuatan geotekstil tingginya 6 m. Untuk timbunan granular, $\gamma_1 = 15,9 \text{ kN/m}^3$ dan $\phi'_1 = 30^\circ$. Untuk geotekstil, $\sigma_G = 16 \text{ kN/m}$. Untuk desain dinding, tentukan S_V , L , dan l_l . Gunakan $FS_{(B)} = FS_{(P)} = 1,5$.

13.10 S_V , L , dan l_l yang ditentukan pada Soal 13.9, periksa stabilitas keseluruhan (yaitu, faktor keamanan guling, geser, dan kegagalan daya dukung) dinding. Untuk tanah *in situ*, $\gamma_2 = 16,8 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_2 = 20^\circ$, dan $c'_2 = 55 \text{ kN/m}^2$.

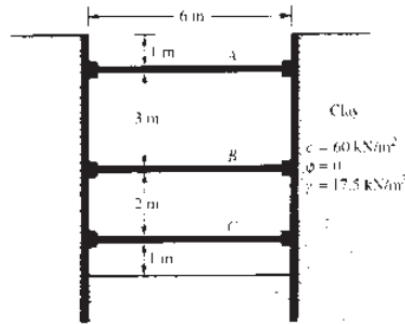
- 13.11 Lihat potongan yang diberi penguat pada Gambar 13.35, dengan $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 30^\circ$, dan $c' = 0$. Penopang ditempatkan pada 3 m dari pusat pada denah. Gambarkan selubung tekanan tanah dan tentukan beban strut pada level A, B, dan C.
- 13.12 Untuk potongan yang diberi penahan seperti yang dijelaskan pada Soal 13.11, asumsikan $\sigma_{all} = 170 \text{ MN/m}^2$.
- Tentukan penampang turap (modulus penampang)
 - Berapa modulus penampang tiang pancang pada level A?
- 13.13 Lihat Gambar 13.36 dengan $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$, $c = 60 \text{ kN/m}^2$, dan jarak antar pusat strut adalah 5 m. Gambarkan selubung tekanan tanah dan tentukan beban strut pada level A, B, dan C.
- 13.14 Lihat Gambar 13.23a. Untuk potongan yang diberi penahan, $H = 6 \text{ m}$, $H_s = 2 \text{ m}$, $\gamma_s = 16,2 \text{ kN/m}^3$, sudut gesek pasir, $\phi'_s = 34^\circ$, $H_c = 4 \text{ m}$, $\gamma_c = 17,5 \text{ kN/m}^3$, dan kuat tekan bebas lapisan lempung, $q_u = 68 \text{ kN/m}^2$.
- Perkirakan kohesi rata-rata, c_{av} , dan berat satuan rata-rata, γ_{av} , untuk pengembangan selubung tekanan tanah.
 - Gambarkan selubung tekanan tanah.



Gambar 13.35

- 13.15 Lihat Gambar 13.23b, yang menunjukkan potongan tanah liat dengan penahan. Di sini, $H = 7 \text{ m}$, $H_1 = 2 \text{ m}$, $c_1 = 102 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_1 = 17,5 \text{ kN/m}^3$, $H_2 = 2,5 \text{ m}$, $c_2 = 75 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_2 = 16,8 \text{ kN/m}^3$, $H_3 = 2,5 \text{ m}$, $c_3 = 80 \text{ kN/m}^2$, dan $\gamma_3 = 17 \text{ kN/m}^3$.
- Tentukan kohesi rata-rata, c_{av} , dan berat satuan rata-rata, γ_{av} , untuk perkembangan selubung tekanan tanah.
 - Gambarkan selubung tekanan tanah.

- 13.16 Tentukan faktor keamanan terhadap heave dasar untuk potongan tanah dengan penahan yang dijelaskan pada Soal 13.13. Gunakan Persamaan. (13.59) dan (13.63). Untuk Persamaan (13.63), asumsikan panjang potongan, $L = 18$ m.



Gambar 13.36

BAB 14

TIANG PANCANG DAN POROS BOR PONDASI DALAM

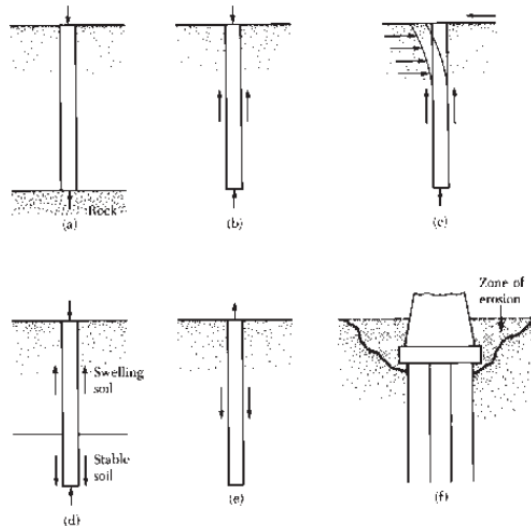
Tiang pancang adalah komponen struktur yang terbuat dari baja, beton, dan/atau kayu. Tiang pancang digunakan untuk membangun pondasi tiang pancang, yang dalam dan lebih mahal daripada pondasi dangkal (lihat Bab 12). Meskipun mahal, penggunaan tiang pancang seringkali diperlukan untuk memastikan keamanan struktural. Poros bor adalah tiang pancang cor di tempat yang umumnya memiliki diameter lebih besar dari 750 mm dengan atau tanpa tulangan baja dan dengan atau tanpa dasar yang diperbesar. Bagian pertama bab ini membahas pondasi tiang pancang, dan bagian kedua menyajikan pembahasan rinci tentang poros bor.

14.1 KEBUTUHAN PONDASI TIANG PANCANG

Pondasi tiang pancang dibutuhkan dalam keadaan khusus. Berikut ini adalah beberapa situasi di mana tiang pancang dapat dipertimbangkan untuk konstruksi pondasi.

1. Ketika lapisan tanah atas sangat mudah mampat dan terlalu lemah untuk mendukung beban yang ditransmisikan oleh suprastruktur, tiang pancang digunakan untuk mentransmisikan beban ke batuan dasar di bawahnya atau lapisan tanah yang lebih kuat, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.1a. Ketika batuan dasar tidak dijumpai pada kedalaman yang wajar di bawah permukaan tanah, tiang pancang digunakan untuk mentransmisikan beban struktural ke tanah secara bertahap. Hambatan terhadap beban struktural yang diterapkan terutama berasal dari hambatan gesekan yang terjadi pada antarmuka tanah–tiang pancang (Gambar 14.1b)..
2. Ketika dikenai gaya horizontal (lihat Gambar 14.1c), fondasi tiang pancang menahan dengan cara melentur sambil tetap mendukung beban vertikal yang ditransmisikan oleh suprastruktur. Situasi ini umumnya ditemui dalam desain dan konstruksi struktur penahan tanah dan fondasi struktur tinggi yang dikenai gaya angin kencang dan/atau gempa bumi.
3. Dalam banyak kasus, tanah di lokasi struktur yang diusulkan mungkin bersifat mengembang dan dapat runtuh. Tanah-tanah ini dapat meluas hingga kedalaman yang jauh di bawah permukaan tanah. Tanah mengembang membengkak dan menyusut seiring dengan meningkat dan menurunnya kadar air, dan tekanan pembengkakan tanah tersebut dapat sangat besar. Jika fondasi dangkal digunakan, struktur dapat mengalami kerusakan yang cukup besar. Namun, fondasi tiang pancang dapat dipertimbangkan sebagai alternatif ketika tiang pancang diperpanjang melampaui zona aktif, yang membengkak dan menyusut (Gambar 14.1d). Tanah seperti loess dapat runtuh. Ketika kadar air tanah ini meningkat, strukturnya dapat hancur. Penurunan mendadak dalam rasio rongga tanah menginduksi penurunan besar struktur yang

didukung oleh fondasi dangkal. Dalam kasus seperti itu, fondasi tiang pancang dapat digunakan, di mana tiang pancang diperpanjang ke dalam lapisan tanah yang stabil melampaui zona kemungkinan perubahan kelembaban.



Gambar 14.1 Syarat Penggunaan Pondasi Tiang Pancang

4. Fondasi beberapa struktur, seperti menara transmisi, anjungan lepas pantai, dan matras *basement* di bawah permukaan air tanah, dikenai gaya angkat (*uplifting forces*). Tiang pancang terkadang digunakan untuk fondasi ini untuk menahan gaya angkat (Gambar 14.1e).
5. Abutmen jembatan dan pilar biasanya dibangun di atas fondasi tiang pancang untuk menghindari kemungkinan hilangnya daya dukung yang mungkin dialami oleh fondasi dangkal karena erosi tanah di permukaan tanah (Gambar 14.1f).

Meskipun berbagai penelitian, baik teoretis maupun eksperimental, telah dilakukan untuk memprediksi perilaku dan daya dukung tiang pancang pada tanah granular dan kohesif, mekanismenya belum sepenuhnya dipahami dan mungkin tidak akan pernah jelas. Desain pondasi tiang pancang dapat dianggap sebagai suatu "seni" karena adanya ketidakpastian dalam menangani beberapa kondisi tanah dasar.

14.2 JENIS TIANG PANCANG DAN KARAKTERISTIK STRUKTURALNYA

Berbagai jenis tiang pancang digunakan dalam pekerjaan konstruksi, tergantung pada jenis beban yang akan dipikul, kondisi tanah dasar, dan muka air tanah. Tiang pancang dapat dibagi menjadi beberapa kategori berikut: (a) tiang pancang baja, (b) tiang pancang beton, (c) tiang pancang kayu, dan (d) tiang pancang komposit.

Tiang Pancang Baja

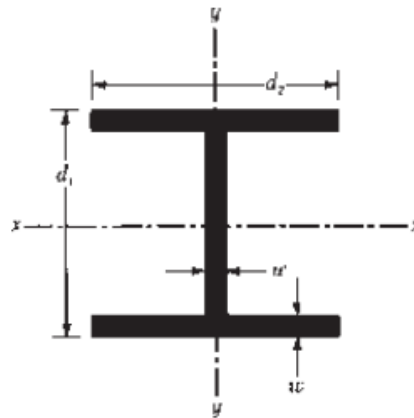
Tiang pancang baja umumnya berupa *tiang pancang pipa* atau *tiang pancang baja canai berpenampang H*. Tiang pancang pipa dapat ditancapkan ke dalam tanah dengan ujung-ujungnya terbuka atau tertutup. Balok baja sayap lebar dan balok baja berpenampang I juga

dapat digunakan sebagai tiang pancang; namun, tiang pancang berpenampang H biasanya lebih disukai karena ketebalan badan dan sayapnya sama. Pada balok sayap lebar dan balok berpenampang I, ketebalan badan lebih kecil daripada ketebalan sayap. Tabel 14.1 menunjukkan dimensi beberapa tiang pancang baja berpenampang H standar yang digunakan di Amerika Serikat. Tabel 14.2 menunjukkan beberapa penampang pipa terpilih yang sering digunakan untuk keperluan pemancangan tiang pancang. Dalam banyak kasus, tiang pancang pipa diisi dengan beton setelah dipancang.

Jika diperlukan, tiang pancang baja disambung dengan pengelasan atau paku keling. Gambar 14.2a menunjukkan penyambungan dengan pengelasan untuk tiang pancang H. Penyambungan dengan pengelasan untuk tiang pancang pipa ditunjukkan pada Gambar 14.2b. Gambar 14.2c menunjukkan diagram penyambungan tiang pancang H dengan paku keling atau baut.

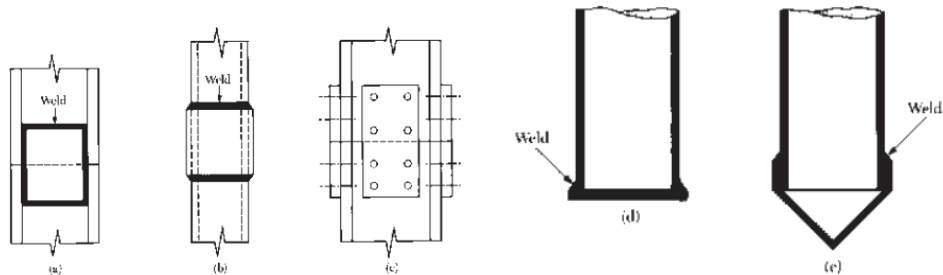
Tabel 14.1 Tiang pancang berpenampang H yang umum digunakan di Amerika Serikat

Penamaan, ukuran (mm) × berat (kN/m)	Kedalaman, d_1 (mm)	Luas Penampang ($m^2 \times 10^{-3}$)	Tebal Sayap dan Badan, w (mm)	Lebar Sayap (mm)	Momen Inersia ($m^4 \times 10^{-6}$)	
					I_{xx}	I_{yy}
HP 200	× 0.52	204	11.3	207	49.4	16.8
HP 250	× 0.834	254	14.4	260	123	42
	× 0.608	246	10.6	256	87.5	24
HP 310	× 1.226	312	17.5	312	271	89
	× 1.079	308	15.5	310	237	77.5
	× 0.912	303	13.1	308	197	63.7
HP 330	× 0.775	299	11.1	306	164	62.9
	× 1.462	334	19.5	335	370	123
	× 1.264	29	16.9	333	314	104
	× 1.069	324	14.5	330	263	86
	× 0.873	319	11.7	328	210	69
HP 360	× 1.707	361	20.5	378	508	184
	× 1.491	356	17.9	376	437	158
	× 1.295	351	15.6	373	374	136
	× 1.060	346	12.8	371	303	109



Tabel 14.2 Bagian Tumpukan Pipa Terpilih

Diameter Luar (mm)	Tebal Dinding (mm)	Luas Baja (cm ²)	Diameter Luar (mm)	Tebal Dinding (mm)	Luas Baja (cm ²)
219	3.17	21.5	457	5.56	80
	4.78	32.1		6.35	90
	5.56	37.3		7.92	112
	7.92	52.7		5.56	88
254	4.78	37.5	508	6.35	100
	5.56	43.6		7.92	125
	6.35	49.4		6.35	121
	4.78	44.9		7.92	150
305	5.56	52.3	610	9.53	179
	6.35	59.7		12.70	238
	6.35	59.7			
406	4.78	60.3			
	5.56	70.1			
	6.35	79.8			



Gambar 14.2 Tiang Pancang Baja: (A) Penyambungan Tiang H Dengan Pengelasan; (B) Penyambungan Tiang Pipa Dengan Pengelasan; (C) Penyambungan Tiang H Dengan Paku Keling/Baut; (D) Titik Pemakuan Datar Tiang Pipa; (E) Titik Pemakuan Kerucut Tiang Pipa

Jika kondisi pemakuan yang keras diperkirakan terjadi, seperti pemakuan melalui kerikil padat, serpih, dan batuan lunak, tiang pancang baja dapat dilengkapi dengan titik pemakuan atau sepatu pemakuan. Gambar 14.2d dan e adalah diagram dua jenis sepatu yang digunakan untuk tiang pancang pipa. Berikut adalah beberapa fakta umum tentang tiang pancang baja:

Panjang umum: 15 m– 60 m
 Beban umum: 300 kN–1200 kN

- Keunggulan:
- a. Mudah ditangani sehubungan dengan pemotongan dan perpanjangan sesuai panjang yang diinginkan
 - b. Tahan terhadap tegangan pemakuan yang tinggi
 - c. Dapat menembus lapisan keras seperti kerikil padat, batuan lunak
 - d. Daya dukung beban tinggi
- Kekurangan:
- a. Material yang relatif mahal
 - b. Tingkat kebisingan yang tinggi selama pemancangan tiang pancang
 - c. Rentan terhadap korosi
 - a. Tiang pancang H dapat rusak atau menyimpang dari posisi vertikal selama pemancangan melalui lapisan keras atau melewati penghalang utama

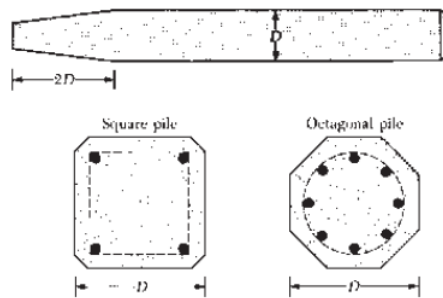
Tiang Pancang Beton

Tiang pancang beton dapat dibagi menjadi dua jenis dasar: tiang pancang pracetak dan tiang pancang *cor di tempat*. *Tiang pancang pracetak* dapat dibuat menggunakan tulangan biasa, dan dapat berbentuk persegi atau oktagonal pada penampang melintang (Gambar 14.3). Tulangan diberikan agar tiang pancang mampu menahan momen lentur yang terjadi selama pengambilan dan pengangkutan, beban vertikal, dan momen lentur yang disebabkan oleh beban lateral. Tiang pancang dicor dengan panjang yang diinginkan dan dikeringkan sebelum diangkut ke lokasi kerja.

Tiang pancang pracetak juga dapat diberi prategang dengan menggunakan kabel baja prategang berkekuatan tinggi. Kekuatan ultimit kabel baja ini sekitar 1800 MN/m^2 . Selama pengecoran tiang pancang, kabel diberi prategang hingga 900 hingga 1300 MN/m^2 , dan beton dituangkan di sekelilingnya. Setelah proses pengerasan, kabel dipotong, sehingga menghasilkan gaya tekan pada penampang tiang pancang. Tabel 14.3 memberikan informasi tambahan tentang tiang pancang beton prategang dengan penampang persegi dan oktagonal.

Detail umum tiang pancang beton pracetak adalah sebagai berikut:

- Panjang umum: 10 m–15 m
- Beban umum: 300 kN–3000 kN
- Keunggulan:
- a. Dapat dikenai pemancangan keras
 - b. Tahan korosi
 - c. Dapat dengan mudah dipadukan dengan struktur atas beton.
- Kekurangan:
- a. Sulit mencapai titik potong yang tepat
 - b. Sulit diangkut

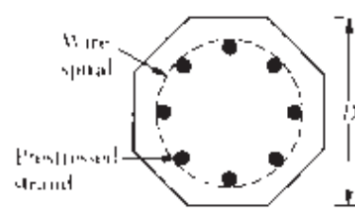
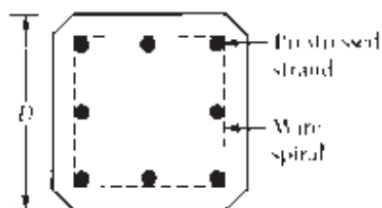


Gambar 14.3 Tiang Pancang Pracetak Dengan Tulangan Biasa

Tabel 14.3 Tiang Pancang Beton Prategang Tipikal

Bentuk Tiang*	D (mm)	Luas Penampang (cm ²)	Keliling (mm)	Jumlah Strand		Gaya Prategang Efektif Minimum (kN)	Modulus Penampang (m ³ × 10 ⁻³)	Daya Dukung Desain (kN)	
				Diameter 12.7-mm	Diameter 11.1-mm			Kekuatan Beton 41.4 MN//m ²	
								34.5	41.4
S	254	645	1016	4	4	312	2.737	556	778
O	254	536	838	4	4	258	1.786	462	555
S	305	929	1219	5	6	449	4.719	801	962
O	305	768	1016	4	5	369	3.097	662	795
S	356	1265	1422	6	8	610	7.489	1091	1310
O	356	1045	1168	5	7	503	4.916	901	1082
S	406	1652	1626	8	11	796	11.192	1425	1710
O	406	1368	1346	7	9	658	7.341	1180	1416
S	457	2090	1829	10	13	1010	15.928	1803	2163
O	457	1729	1524	8	11	836	10.455	1491	1790
S	508	2581	2032	12	16	1245	21.844	2226	2672
O	508	2136	1677	10	14	1032	14.355	1842	2239
S	559	3123	2235	15	20	1508	29.087	2694	3232
O	559	2587	1854	12	16	1250	19.107	2231	2678
S	610	3658	2438	18	23	1793	37.756	3155	3786
O	610	3078	2032	15	19	1486	34.794	2655	3186

*S = penampang persegi; O = penampang oktagonal



Detail umum tentang tiang pancang pracetak prategang adalah sebagai berikut:

Panjang umum: 10 m– 45 m

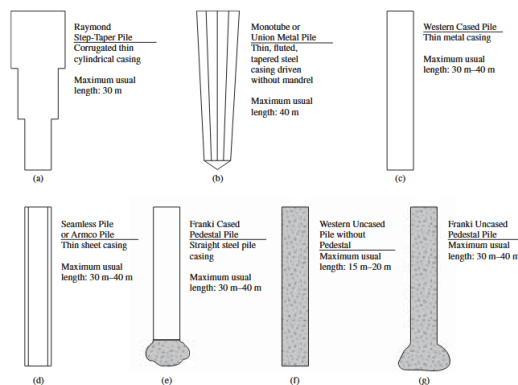
Panjang maksimum: 60 m

Beban maksimum: 7500 kN– 8500 kN

Kelebihan dan kekurangannya sama dengan tiang pancang pracetak.

Tiang pancang cor di tempat (cast-in-situ), atau cor di tempat (cast-in-place), dibangun dengan membuat lubang di tanah dan kemudian mengisinya dengan beton. Berbagai jenis tiang pancang beton cor di tempat saat ini digunakan dalam konstruksi, dan sebagian besar telah dipatenkan oleh produsennya. Tiang pancang ini dapat dibagi menjadi dua kategori besar: berselubung dan tidak berselubung. Kedua jenis ini mungkin memiliki tumpuan di bagian bawah.

Tiang pancang berselubung dibuat dengan memancangkan selubung baja ke dalam tanah dengan bantuan mandrel yang ditempatkan di dalam selubung. Ketika tiang pancang mencapai kedalaman yang tepat, mandrel ditarik dan selubung diisi dengan beton.



Gambar 14.4 Tiang Pancang Beton Cor Di Tempat

Gambar 14.4a, b, c, dan d menunjukkan beberapa contoh tiang pancang berselubung tanpa pedestal. Gambar 14.4e menunjukkan tiang pancang berselubung dengan pedestal. Pedestal tersebut merupakan bola beton mengembang yang dibentuk dengan menjatuhkan palu ke beton segar.

Detail umum tiang pancang berselubung cor di tempat adalah sebagai berikut:

Panjang umum: 5 m–15 m

Panjang maksimum: 30 m–40 m

Beban umum: 200 kN–500 kN

Perkiraan

Beban maksimum: 800 kN

Keuntungan:

- Relatif murah
- Kemungkinan inspeksi sebelum pengecoran beton
- Mudah diperluas

Kekurangan:

- Sulit disambung setelah pengecoran
- Casing tipis dapat rusak selama pemancangan

Beban yang diizinkan: $Q_{all} = A_s f_s + A_c f_c$

(14.1)

di mana

A_s = luas penampang baja

A_c = luas penampang beton

F_s = tegangan izin baja

F_c = tegangan izin beton

Gambar 14.4f dan 14.4g menunjukkan dua jenis *tiang pancang tanpa selubung*, satu tanpa pedestal, dan yang lainnya dengan pedestal. Tiang pancang tanpa selubung dibuat dengan terlebih dahulu memancang selubung hingga kedalaman yang diinginkan, kemudian mengisinya dengan beton segar. Selubung kemudian ditarik secara bertahap.

Berikut ini adalah beberapa detail umum tiang pancang beton *cor di tempat tanpa selubung*.

Panjang umum: 5 m–15 m

Panjang maksimum: 30 m–40 m

Beban umum: 300 kN–500 kN

Perkiraan

Beban maksimum: 700 kN

Keuntungan: a. Ekonomis pada awalnya

b. Dapat diselesaikan pada ketinggian berapa pun

Kekurangan: a. Rongga dapat terbentuk jika beton dicor dengan cepat.

b. Sulit disambung setelah pengecoran.

c. Pada tanah lunak, sisi lubang dapat amblas, sehingga menekan beton.

Beban yang diizinkan: $Q_{all} = A_c f_c$

(14.2)

di mana

A_c = luas penampang beton

F_c = tegangan beton yang diizinkan

Tiang Kayu

Tiang kayu adalah batang pohon yang cabang dan kulitnya telah dipangkas dengan hati-hati. Panjang maksimum sebagian besar tiang kayu adalah 10 hingga 20 m. Agar memenuhi syarat untuk digunakan sebagai tiang, kayu harus lurus, kokoh, dan tanpa cacat. *Manual Praktik American Society of Civil Engineers*, No. 17 (1959), membagi tiang kayu menjadi tiga klasifikasi:

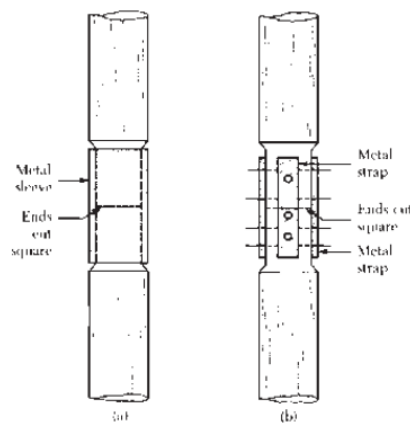
1. *Tiang Kelas A* menahan beban berat. Diameter minimum pangkal tiang harus 356 mm.
2. *Tiang Kelas B* digunakan untuk menahan beban sedang. Diameter minimum pangkal tiang harus 305 hingga 330 mm.
3. *Tiang pancang Kelas C* digunakan dalam pekerjaan konstruksi sementara. Tiang pancang ini dapat digunakan secara permanen untuk struktur ketika seluruh tiang berada di bawah muka air tanah. Diameter pangkal minimum harus 305 mm.

Dalam hal apa pun, ujung tiang pancang harus memiliki diameter tidak kurang dari 150 mm.

Tiang pancang kayu tidak dapat menahan tekanan pemancangan yang kuat; oleh karena itu, kapasitas tiang pancang umumnya terbatas sekitar 220 hingga 270 kN. Sepatu baja dapat digunakan untuk menghindari kerusakan pada ujung tiang pancang (bagian bawah). Bagian atas tiang pancang kayu juga dapat rusak selama proses pemancangan. Untuk menghindari kerusakan pada bagian atas tiang pancang, pita atau tutup logam dapat digunakan. Hancurnya serat kayu akibat benturan palu disebut sebagai *brooming*.

Penyambungan tiang pancang kayu harus dihindari, terutama jika tiang pancang tersebut diperkirakan akan menahan beban tarik atau beban lateral. Namun, jika penyambungan diperlukan, dapat dilakukan dengan menggunakan *selongsong pipa* (Gambar 14.5a) atau *pengikat* dan *baut logam* (Gambar 14.5b). Panjang selongsong pipa harus setidaknya lima kali diameter tiang. Ujung-ujung sambungan harus dipotong persegi agar kontak penuh dapat dipertahankan. Bagian yang disambung harus dipangkas dengan hati-hati agar pas dengan bagian dalam selongsong pipa. Untuk pengikat dan baut logam, ujung-ujung sambungan juga harus dipotong persegi. Sisi-sisi bagian yang disambung juga harus dipangkas rata agar pengikat dapat dipasang.

Tiang kayu dapat tetap utuh tanpa kerusakan jika dikelilingi oleh tanah yang jenuh air. Namun, di lingkungan laut, tiang kayu rentan terhadap serangan berbagai organisme dan dapat rusak parah dalam beberapa bulan. Jika berada di atas permukaan air tanah, tiang kayu rentan terhadap serangan serangga. Umur tiang dapat ditingkatkan dengan merawatnya menggunakan bahan pengawet seperti kreosot.



Gambar 14.5 Penyambungan Tiang Pancang Kayu: (A) Penggunaan Selongsong Pipa; (B) Penggunaan Tali Dan Baut Logam

Panjang tiang pancang kayu yang umum adalah 5 m hingga 15 m. Panjang maksimumnya sekitar 30 m hingga 40 m. Beban yang biasanya ditanggung oleh tiang pancang kayu adalah 300 kN hingga 500 kN.

Tiang Pancang Komposit

Bagian atas dan bawah *tiang pancang komposit* terbuat dari material yang berbeda. Misalnya, tiang pancang komposit dapat terbuat dari baja dan beton atau kayu dan beton.

Tiang pancang baja dan beton terdiri dari bagian bawah baja dan bagian atas beton cor di tempat. Jenis tiang pancang ini digunakan ketika panjang tiang pancang yang dibutuhkan untuk daya dukung yang memadai melebihi kapasitas tiang pancang beton cor di tempat sederhana. Tiang pancang kayu dan beton biasanya terdiri dari bagian bawah tiang pancang kayu di bawah muka air tanah permanen dan bagian atas beton. Bagaimanapun, membentuk sambungan yang tepat antara dua material yang berbeda sulit dilakukan, dan, oleh karena itu, tiang komposit tidak banyak digunakan.

14.3 ESTIMASI PANJANG TIANG

Memilih jenis tiang yang akan digunakan dan memperkirakan panjang yang dibutuhkan merupakan tugas yang cukup sulit dan membutuhkan pertimbangan yang baik. Selain klasifikasi yang diberikan pada Bagian 14.2, tiang dapat dibagi menjadi dua kategori utama, tergantung pada panjangnya dan mekanisme pemindahan beban ke tanah: (a) tiang tumpu titik, dan (b) tiang gesek.

Tiang Tumpu Titik

Jika catatan pemboran tanah menunjukkan keberadaan batuan dasar atau material seperti batu di suatu lokasi dengan kedalaman yang wajar, tiang dapat diperluas hingga ke permukaan batu (Gambar 14.6a). Dalam hal ini, kapasitas ultimit tiang sepenuhnya bergantung pada kapasitas dukung beban material di bawahnya; oleh karena itu, tiang tersebut disebut *tiang tumpu titik*. Dalam sebagian besar kasus ini, panjang tiang yang dibutuhkan dapat ditentukan dengan cukup baik.

Alih-alih batuan dasar, jika lapisan tanah yang cukup padat dan keras ditemukan pada kedalaman yang wajar, tiang pancang dapat diperpanjang beberapa meter ke dalam lapisan keras tersebut (Gambar 14.6b). Tiang pancang dengan pedestal dapat dibangun di atas dasar lapisan keras tersebut, dan beban tiang pancang ultimit dapat dinyatakan sebagai

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (14.3)$$

di mana

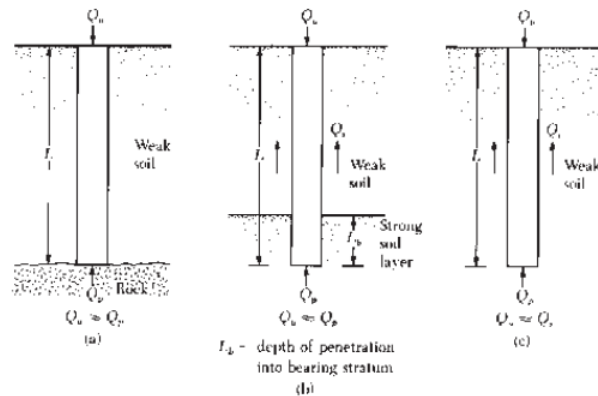
Q_p = beban yang dipikul di titik tiang

Q_s = beban yang dipikul oleh gesekan kulit yang terjadi di sisi tiang (disebabkan oleh tahanan geser antara tanah dan tiang)

Jika Q_s sangat kecil, maka

$$Q_u \approx Q_p \quad (14.4)$$

Dalam kasus ini, panjang tumpukan yang dibutuhkan dapat diperkirakan secara akurat jika catatan eksplorasi bawah tanah yang tepat tersedia.



Gambar 14.6 (A) Dan (B) Tiang Pancang Tumpu Titik; (C) Tiang Pancang Gesek

Tiang Pancang Gesek

Ketika tidak ada lapisan batuan atau material seperti batuan pada kedalaman yang wajar di suatu lokasi, tiang pancang tumpu titik menjadi sangat panjang dan tidak ekonomis. Untuk kondisi tanah dasar seperti ini, tiang pancang ditancapkan menembus material yang lebih lunak hingga kedalaman tertentu (Gambar 14.6c). Beban ultimit tiang pancang ini dapat dinyatakan dengan Persamaan (14.3). Namun, jika nilai Q_p relatif kecil,

$$Q_u \approx Q_s \quad (14.5)$$

Tiang pancang ini disebut *tiang gesek* karena sebagian besar hambatannya berasal dari gesekan kulit. Namun, istilah *tiang gesek*, meskipun sering digunakan dalam literatur, merupakan istilah yang keliru pada tanah lempung; hambatan terhadap beban yang diberikan juga disebabkan oleh *adhesi*.

Panjang tiang gesek bergantung pada kuat geser tanah, beban yang diberikan, dan ukuran tiang. Untuk menentukan panjang tiang pancang yang dibutuhkan, seorang insinyur membutuhkan pemahaman yang baik tentang interaksi tanah-tiang, pertimbangan yang baik, dan pengalaman. Prosedur teoritis untuk menghitung daya dukung tiang pancang disajikan pada Bagian 14.6.

14.4 PEMASANGAN TIANG PANCANG

Sebagian besar tiang pancang ditancapkan ke dalam tanah dengan *palu atau alat getar*. Dalam keadaan khusus, tiang pancang juga dapat dipasang dengan cara *jetting* atau *augering parsial*. Jenis-jenis palu yang digunakan untuk pemancangan tiang pancang meliputi (a) palu jatuh, (b) palu udara atau uap kerja tunggal, (c) palu udara atau uap kerja ganda dan diferensial, dan (d) palu diesel. Dalam operasi pemancangan, sebuah tutup dipasang pada bagian atas tiang pancang. Bantalan dapat digunakan di antara tiang pancang dan tutup tiang. Bantalan ini berfungsi mengurangi gaya impak dan menyebarkannya dalam waktu yang lebih lama; namun, penggunaannya bersifat opsional. Bantalan palu diletakkan di atas tutup tiang pancang. Palu jatuh di atas bantalan. Gambar 14.7 menunjukkan pemancangan tiang pancang getar.

Dalam pemancangan tiang pancang, ketika tiang pancang perlu menembus lapisan tipis tanah keras (seperti pasir dan kerikil) di atas lapisan tanah yang lebih lunak, teknik yang disebut *jetting* terkadang digunakan. Dalam *jetting*, air dibuang di titik tiang pancang melalui pipa berdiameter 50 hingga 75 mm untuk mencuci dan melonggarkan pasir dan kerikil.

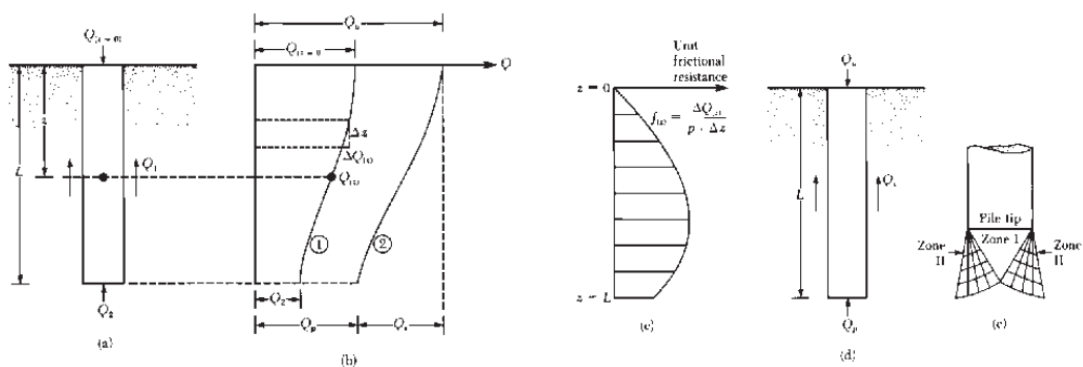
Berdasarkan sifat penempatannya, tiang pancang dapat dibagi menjadi dua kategori: *tiang pancang perpindahan* dan *tiang pancang non-perpindahan*. Tiang pancang yang dipancang merupakan tiang pancang perpindahan karena memindahkan sebagian tanah secara lateral; oleh karena itu, terdapat kecenderungan pemadatan tanah di sekitarnya. Tiang pancang beton dan tiang pancang pipa tertutup merupakan tiang pancang dengan perpindahan tinggi. Namun, tiang pancang baja H memindahkan lebih sedikit tanah secara lateral selama pemancangan, sehingga merupakan tiang pancang dengan perpindahan rendah. Sebaliknya, tiang pancang bor merupakan tiang pancang non-perpindahan karena penempatannya menyebabkan perubahan yang sangat kecil pada kondisi tegangan tanah.



Gambar 14.7 Alat Pemancang Tiang Getar

14.5 MEKANISME PERPINDAHAN BEBAN

Mekanisme perpindahan beban dari tiang pancang ke tanah cukup rumit. Untuk memahaminya, perhatikan sebuah tiang pancang dengan panjang L , seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.8a. Beban pada tiang pancang secara bertahap ditingkatkan dari 0 hingga $Q_{(z=0)}$ di permukaan tanah.



Gambar 14.8 Mekanisme Pemindahan Beban Untuk Tiang Pancang

Sebagian dari beban ini akan ditahan oleh gesekan samping yang terjadi di sepanjang poros, Q_1 , dan sebagian lagi oleh tanah di bawah ujung tiang pancang, Q_2 . Sekarang, bagaimana Q_1 dan Q_2 berhubungan dengan beban total? Jika pengukuran dilakukan untuk mendapatkan beban yang ditanggung oleh poros tiang pancang, $Q_{(z)}$, pada kedalaman berapa pun z , sifat variasinya akan seperti kurva 1 pada Gambar 14.8b. *Tahanan gesekan per satuan luas*, $f_{(z)}$, pada kedalaman berapa pun z dapat ditentukan sebagai

$$f_{(z)} = \frac{\Delta Q_{(z)}}{(p)(\Delta z)} \quad (14.6)$$

di mana p = keliling penampang tiang. Gambar 14.8c menunjukkan variasi $f_{(z)}$ terhadap kedalaman.

Jika beban Q di permukaan tanah ditingkatkan secara bertahap, hambatan gesek maksimum di sepanjang poros tiang akan termobilisasi sepenuhnya ketika perpindahan relatif antara tanah dan tiang sekitar 5 hingga 10 mm, terlepas dari ukuran dan panjang tiang L . Namun, hambatan titik maksimum $Q_2 = Q_p$ tidak akan termobilisasi hingga ujung tiang bergerak sekitar 10% hingga 25% dari lebar (atau diameter) tiang. Batas bawah berlaku untuk tiang pancang dan batas atas untuk tiang bor. Pada beban ultimit (Gambar 14.8d dan kurva 2 pada Gambar 14.8b), $Q_{(z=0)} = Q_u$. Dengan demikian,

$$\widetilde{Q}_1 = Q_s$$

Dan

$$Q_2 = Q_p$$

Penjelasan sebelumnya menunjukkan bahwa Q_s (atau gesekan kulit satuan, f , di sepanjang poros tiang) terbentuk pada perpindahan tiang yang *jauh lebih kecil dibandingkan dengan tahanan titik*, Q_p .

Pada beban ultimit, permukaan keruntuhan pada tanah di ujung tiang (kegagalan daya dukung yang disebabkan oleh Q_p) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.8e. Perhatikan bahwa pondasi tiang merupakan pondasi dalam dan tanah sebagian besar runtuh dalam *mode pelubangan*, seperti yang diilustrasikan sebelumnya pada Gambar 12.2c dan 12.3. Artinya, *zona segitiga*, I, terbentuk di ujung tiang, yang didorong ke bawah tanpa menghasilkan permukaan gelincir lain yang terlihat. Pada tanah pasir padat dan tanah lempung kaku, *zona geser radial*, II, dapat terbentuk sebagian. Oleh karena itu, kurva perpindahan beban tiang akan menyerupai yang ditunjukkan pada Gambar 12.2c.

14.6 PERSAMAAN UNTUK ESTIMASI KAPASITAS TIANG

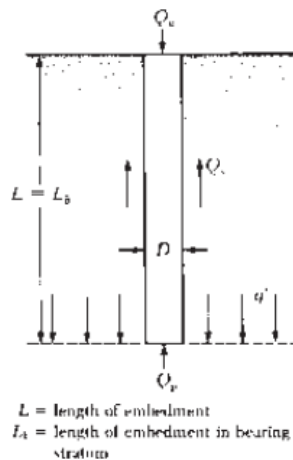
Kapasitas dukung beban ultimit tiang, Q_u , diberikan oleh persamaan sederhana sebagai beban yang dipikul pada titik tiang ditambah dengan total hambatan gesek (gesekan kulit) yang diperoleh dari antarmuka tanah-tiang (Gambar 14.9), atau

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (14.7)$$

di mana

Q_p = kapasitas dukung beban titik tiang

Q_s = hambatan gesek



Gambar 14.9 Kapasitas Beban Ultimate Tiang

Banyak penelitian yang dipublikasikan membahas penentuan nilai Q_p dan Q_s . Ulasan yang sangat baik tentang banyak penelitian ini telah diberikan oleh Vesic (1977), Meyerhof (1976), dan Coyle dan Castello (1981). Penelitian-penelitian ini memberikan wawasan tentang masalah penentuan kapasitas ultimate tiang.

Daya Dukung Titik Tiang, Q_p

Daya dukung ultimate pondasi dangkal telah dibahas pada Bab 12. Persamaan daya dukung umum untuk pondasi dangkal diberikan pada Bab 12 (untuk pembebanan vertikal) sebagai berikut:

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd} + qN_qF_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}$$

Oleh karena itu, secara umum, daya dukung ultimit dapat dinyatakan sebagai

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \gamma BN_\gamma^* \quad (14.8)$$

di mana N_c^* , N_q^* , dan N_γ^* adalah faktor daya dukung yang mencakup faktor bentuk dan kedalaman yang diperlukan.

Pondasi tiang pancang bersifat dalam. Namun, tahanan ultimit per satuan luas yang terbentuk di ujung tiang, q_p , dapat dinyatakan dengan persamaan yang bentuknya mirip dengan Persamaan 14.8, meskipun nilai N_c^* , N_q^* , dan N_γ^* akan berubah. Notasi yang digunakan dalam bab ini untuk lebar tiang adalah D . Oleh karena itu, substitusi D untuk B pada Persamaan (14.8) menghasilkan

$$q_u = q_p = c'N_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^* \quad (14.9)$$

Karena lebar, D , dari sebuah tumpukan relatif kecil, istilah γDN_γ^* dapat dihilangkan dari sisi kanan persamaan sebelumnya tanpa menimbulkan kesalahan serius, atau

$$q_p = c'N_c^* + q'N_q^* \quad (14.10)$$

Perhatikan bahwa istilah q telah digantikan oleh q' pada Persamaan (14.10) untuk menandakan tegangan vertikal efektif. Oleh karena itu, kapasitas daya dukung titik tiang adalah

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c'N_c^* + q'N_q^*) \quad (14.11)$$

di mana

A_p = luas ujung tiang

c' = kohesi tanah yang menopang ujung tiang

q_p = tahanan titik satuan

q' = tegangan vertikal efektif pada ketinggian ujung tiang

N_c^*, N_q^* = faktor daya dukung

Ada beberapa metode untuk menghitung besarnya q_p . Dalam teks ini, metode yang disarankan oleh Meyerhof (1976) akan digunakan.

14.7 PERHITUNGAN QP—METODE MEYERHOF

Pada pasir, kohesi c' sama dengan 0. Dengan demikian, Persamaan (14.11) berbentuk

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \quad (14.12)$$

Variasi N_q^* dengan sudut gesek tanah, ϕ' , ditunjukkan pada Gambar 14.10. Meyerhof menunjukkan bahwa daya dukung titik, q_p , tiang pancang di atas pasir umumnya meningkat seiring dengan kedalaman penanaman di lapisan tanah dukung dan mencapai nilai maksimum pada rasio penanaman $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$. Perhatikan bahwa pada tanah homogen, L_b sama dengan panjang penanaman tiang pancang yang sebenarnya, L (lihat Gambar 14.9). Namun,

pada Gambar 14.6b, ketika tiang pancang telah menembus lapisan tanah dukung, $L_b < L$. Di luar rasio penanaman kritis, $(L_b/D)_{cr}$, nilai q_p tetap konstan ($q_p = q_l$). Artinya, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.11 untuk kasus tanah homogen, $L = L_b$. Oleh karena itu, Q_p tidak boleh melebihi nilai batas, atau $A_p q_l$, sehingga

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l \quad (14.13)$$

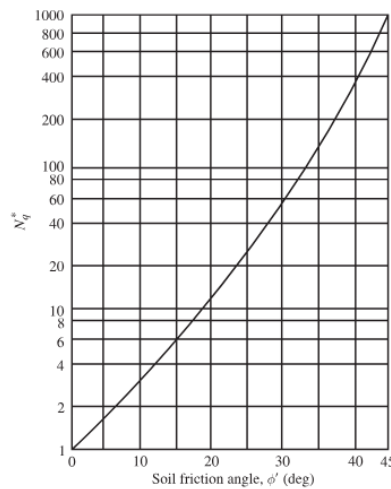
Batas resistansi titik adalah

$$q_l (\text{kN/m}^2) = 50 N_q^* \tan \phi' \quad (14.14)$$

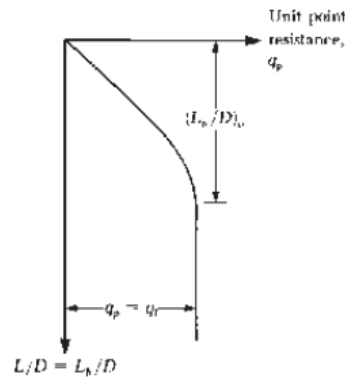
di mana $\phi' =$ sudut gesek tanah efektif pada lapisan tanah tumpu.

Berdasarkan pengamatan lapangan, Meyerhof (1976) juga menyarankan bahwa tahanan titik ultimit, q_p , pada tanah granular homogen ($L = L_b$) dapat diperoleh dari angka penetrasi standar sebagai

$$q_p (\text{kN/m}^2) = 40 N_{60} \frac{L}{D} \leq 400 N_{60} \quad (14.15)$$



Gambar 14.10 Faktor Daya Dukung Meyerhof, N_q^*



Gambar 14.11 Variasi Resistansi Titik Satuan Pada Pasir Homogen

di mana N_{60} = angka penetrasi standar rata-rata di dekat titik tiang (sekitar $10D$ di atas dan $4D$ di bawah titik tiang).

Untuk tiang di tanah lempung jenuh dalam kondisi tak terdrainase ($\phi = 0$),

$$Q_p = N_c^* c_u A_p = 9c_u A_p \quad (14.16)$$

di mana c_u = kohesi tak terdrainase tanah di bawah ujung tiang.

14.8 TAHANAN GESEK, Q_s

Tahanan gesek atau tahanan kulit tiang dapat dituliskan sebagai

$$Q_s = \sum p \Delta L f \quad (14.17)$$

di mana

p = keliling penampang tiang

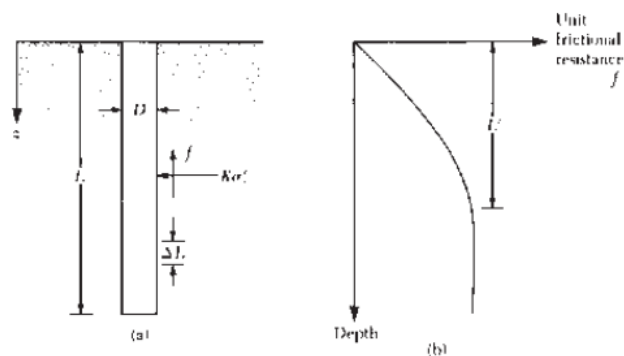
ΔL = panjang tiang inkremental di mana p dan f dianggap konstan (Gambar 14.12a)

f = tahanan gesek satuan pada kedalaman berapa pun z

Hambatan Gesek pada Pasir

Hambatan gesek satuan pada kedalaman berapa pun untuk tiang adalah

$$f = K \sigma'_o \tan \delta' \quad (14.18)$$



Gambar 14.12 Satuan Tahanan Gesek Untuk Tiang Pancang Di Pasir

di mana

K = koefisien tekanan tanah

σ'_o = tegangan vertikal efektif pada kedalaman yang ditinjau

δ' = sudut gesek tanah-tiang

Pada kenyataannya, besarnya K bervariasi terhadap kedalaman. Nilai ini kira-kira sama dengan koefisien tekanan tanah pasif Rankine, K_p , di puncak tiang dan mungkin lebih kecil daripada koefisien tekanan tanah diam, K_o , di ujung tiang. Nilai ini juga bergantung pada sifat pemasangan tiang. Berdasarkan hasil yang tersedia saat ini, nilai rata-rata K berikut direkomendasikan untuk digunakan dalam Persamaan (14.18):

Tipe Tiang Pancang	Koefisien K
Bor atau semburan air	$\approx K_o = 1 - \sin \phi'$
Pancang displacement rendah	$\approx K_o = 1 - \sin \phi'$ hingga $1.4K_o = 1.4(1 - \sin \phi')$
Pancang displacement tinggi	$\approx K_o = 1 - \sin \phi'$ hingga $1.8K_o = 1.8(1 - \sin \phi')$

Tegangan vertikal efektif, σ'_o , untuk digunakan dalam Persamaan (14.18) meningkat seiring dengan kedalaman tiang hingga batas maksimum pada kedalaman 15 hingga 20 diameter tiang dan tetap konstan setelahnya, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.12b. Kedalaman kritis ini, L' , bergantung pada beberapa faktor, seperti sudut gesek tanah, kompresibilitas, dan kepadatan relatif. Estimasi konservatif adalah dengan mengasumsikan bahwa

$$L' = 15D \quad (14.19)$$

Nilai δ' dari berbagai penelitian menunjukkan nilai berkisar antara $0,5 \phi'$ hingga $0,8 \phi'$. Penilaian harus dilakukan dalam memilih nilai δ' .

Meyerhof (1976) juga menunjukkan bahwa rata-rata tahanan gesek satuan, f_{av} , untuk tiang pancang dengan perpindahan tinggi dapat diperoleh dari nilai rata-rata tahanan penetrasi standar sebagai berikut:

$$f_{av}(\text{kN/m}^2) = 2\bar{N}_{60} \quad (14.20)$$

di mana $\bar{N}_{60}$ = nilai rata-rata tahanan penetrasi standar. Untuk tiang pancang dengan perpindahan rendah,

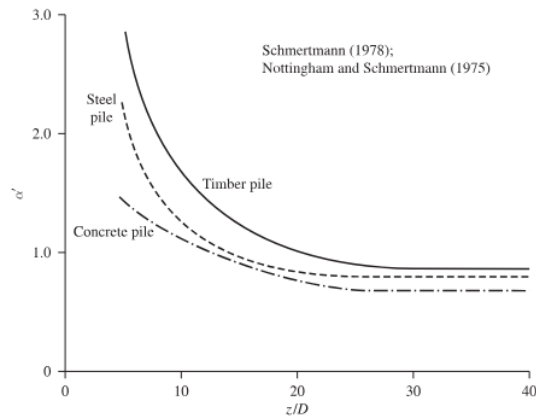
$$f_{av}(\text{kN/m}^2) = \bar{N}_{60} \quad (14.21)$$

Dengan demikian,

$$Q_s = pL f_{av} \quad (14.22)$$

Uji penetrasi kerucut dibahas pada Bab 10. Nottingham dan Schmertmann (1975) dan Schmertmann (1978) memberikan korelasi untuk memperkirakan Q_s menggunakan hambatan gesek (f_c) yang diperoleh selama uji penetrasi kerucut. Berdasarkan metode ini,

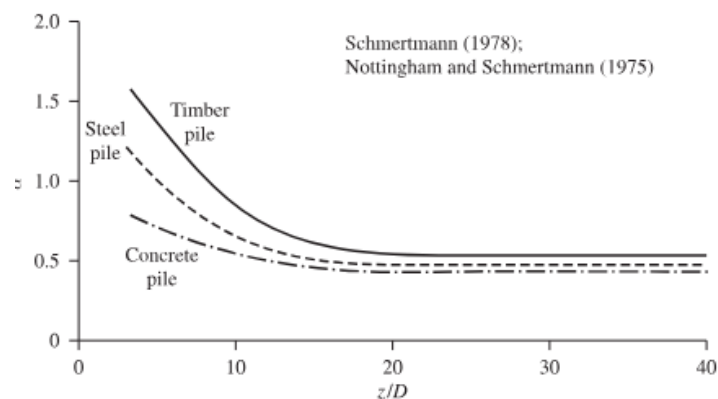
$$f = \alpha' f_c \quad (14.23)$$



Gambar 14.13 Variasi α' Dengan Rasio Penanaman Untuk Tiang Pancang Di Pasir: Penetrometer Kerucut Elektrik

Variasi α' dengan z/D untuk penetrometer kerucut elektrik dan penetrometer kerucut mekanis ditunjukkan masing-masing pada Gambar 14.13 dan 14.14. Kami memiliki

$$Q_s = \sum p (\Delta L) f = \sum p (\Delta L) \alpha' f_c \quad (14.24)$$



Gambar 14.14 Variasi α' Dengan Rasio Penanaman Untuk Tiang Di Pasir: Penetrometer Kerucut Mekanis

Tahanan Gesek (atau Kulit) pada Tanah Liat

Beberapa metode tersedia untuk mendapatkan tahanan gesek (atau kulit) satuan tiang pancang pada tanah liat. Tiga dari prosedur yang saat ini diterima akan dijelaskan secara singkat.

1. *Metode λ* : Metode ini diusulkan oleh Vijayvergiya dan Focht (1972). Metode ini didasarkan pada asumsi bahwa perpindahan tanah akibat pemancangan tiang pancang menghasilkan tekanan lateral pasif pada setiap kedalaman dan bahwa tahanan kulit satuan rata-rata adalah

$$f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}'_o + 2c_u) \quad (14.25)$$

di mana

$\bar{\sigma}'_o$ = tegangan vertikal efektif rata-rata untuk seluruh panjang pondasi

c_u = kuat geser tak terdrainase rata-rata (konsep $\phi = 0$)

Nilai λ berubah seiring dengan kedalaman penetrasi tiang (lihat Tabel 14.4).

Dengan demikian, hambatan gesek total dapat dihitung sebagai

$$Q_s = pLf_{av}$$

Perlu kehati-hatian dalam memperoleh nilai $\bar{\sigma}'_o$ dan c_u pada tanah berlapis.

Gambar 14.15 membantu menjelaskan alasannya. Berdasarkan Gambar 14.15b, nilai rata-rata c_u adalah $(c_{u(1)}L_1 + c_{u(2)}L_2 + \dots)/L$. Demikian pula, Gambar 14.15c menunjukkan plot variasi tegangan efektif terhadap kedalaman. Tegangan efektif rata-rata adalah

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L} \quad (14.26)$$

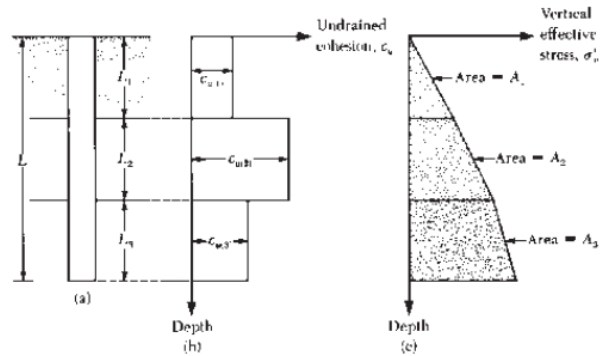
di mana $A_1, A_2, A_3, \dots$ = luas diagram tegangan efektif vertikal.

2. *Metode α* : Berdasarkan metode α , tahanan kulit satuan pada tanah lempung dapat direpresentasikan dengan persamaan

$$f = \alpha c_u \quad (14.27)$$

Tabel 14.4 Variasi λ Dengan L [Persamaan (14.25)]

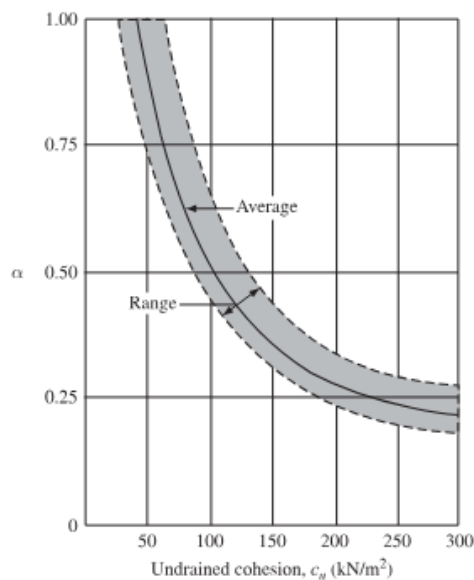
$L(m)$	λ	$L(m)$	λ
0	0.5	35	0.136
5	0.318	40	0.127
10	0.255	50	0.123
15	0.205	60	0.118
20	0.177	70	0.117
25	0.155	80	0.117
30	0.145	90	0.117



Gambar 14.15 Penerapan Metode λ Pada Tanah Berlapis

di mana α = faktor adhesi empiris. Variasi perkiraan nilai α ditunjukkan pada Gambar 14.16. Dengan demikian,

$$Q_s = \sum f p \Delta L = \sum \alpha c_u p \Delta L \quad (14.28)$$



Gambar 14.16 Variasi α Pada Kohesi Lempung Tak Terdrainase

3. *Metode β* : Ketika tiang pancang dipancang ke dalam lempung jenuh, tekanan air pori di tanah di sekitar tiang pancang meningkat. Tekanan air pori berlebih ini pada lempung yang terkonsolidasi normal dapat mencapai 4 hingga 6 kali lipat c_u . Namun, dalam waktu sekitar satu bulan, tekanan ini secara bertahap menghilang. Oleh karena itu, tahanan gesek satuan untuk tiang pancang dapat ditentukan berdasarkan parameter tegangan efektif lempung dalam keadaan tertetak ulang ($c' = 0$). Dengan demikian, pada kedalaman berapa pun,

$$f = \beta \sigma'_o \quad (14.29)$$

di mana

σ'_o = tegangan efektif vertikal

$\beta = K \tan \phi'_R$

ϕ'_R = sudut gesek terdrainase dari tanah liat yang dibentuk ulang

K = koefisien tekanan tanah

Secara konservatif, kita dapat menghitung besarnya K sebagai koefisien tekanan tanah saat diam, atau

$$K = 1 - \sin \phi'_R \quad (\text{for normally consolidated clays}) \quad (14.31)$$

Dan

$$K = (1 - \sin \phi'_R) \sqrt{OCR} \quad (\text{for overconsolidated clays}) \quad (14.32)$$

di mana OCR = rasio konsolidasi berlebih.

Penggabungan Persamaan (14.29), (14.30), (14.31), dan (14.32) untuk lempung yang terkonsolidasi normal menghasilkan

$$f = (1 - \sin \phi'_R) \tan \phi'_R \sigma'_o \quad (14.33)$$

dan untuk tanah liat yang terkonsolidasi berlebihan,

$$f = (1 - \sin \phi'_R) \tan \phi'_R \sqrt{OCR} \sigma'_o \quad (14.34)$$

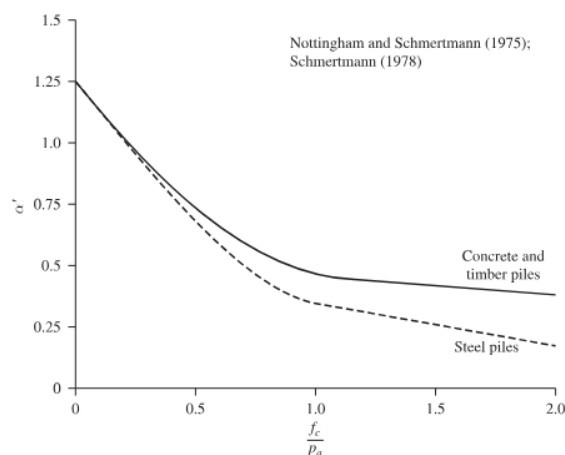
Dengan nilai f yang ditentukan, total hambatan gesekan dapat dievaluasi sebagai

$$Q_s = \sum f p \Delta L$$

Korelasi dengan Hasil Uji Penetrasi Kerucut

Nottingham dan Schmertmann (1975) dan Schmertmann (1978) menemukan korelasi untuk gesekan kulit satuan pada lempung (dengan $\phi = 0$) sebesar

$$f = \alpha' f_c \quad (14.35)$$



Gambar 14.17 Variasi α' Dengan f_c/p_a Untuk Tiang Pancang Berbahan Tanah Liat ($p_a =$ Tekanan Atmosfer $\approx 100 \text{ kN/m}^2$)

Variasi α' dengan hambatan gesek kerucut f_c ditunjukkan pada Gambar 14.17. Dengan demikian,

$$Q_s = \sum f p(\Delta L) = \sum \alpha' f_c p(\Delta L) \quad (14.36)$$

14.9 KAPASITAS TIANG YANG DIIZINKAN

Setelah total kapasitas dukung beban ultimit tiang ditentukan dengan menjumlahkan daya dukung titik dan tahanan gesek (atau tahanan kulit), faktor keamanan yang wajar harus digunakan untuk mendapatkan total beban yang diizinkan untuk setiap tiang, atau

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} \quad (14.37)$$

dimana

Q_{all} = daya dukung beban yang diizinkan untuk setiap tiang

FS = faktor keamanan

Faktor keamanan yang umumnya digunakan berkisar antara 2,5 hingga 4, tergantung pada ketidakpastian perhitungan beban ultimit. Dalam proyek besar yang melibatkan beberapa tiang, umumnya sejumlah uji beban tertentu harus dilakukan untuk menentukan daya dukung ultimit dan yang diizinkan. Alasan utamanya adalah ketidakandalan metode prediksi.

14.10 DAYA DUKUNG TITIK TIANG YANG BERTUMPU PADA BATUAN

Terkadang tiang pancang dipancangkan ke lapisan batuan di bawahnya. Dalam kasus seperti ini, insinyur harus mengevaluasi daya dukung batuan tersebut. Tahanan titik satuan ultimit pada batuan kira-kira

$$q_p = q_{u-R}(N_\phi + 1) \quad (14.38)$$

di mana

$$N_\phi = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

q_{u-R} = kuat tekan bebas batuan

ϕ' = sudut gesek terdrainase

Kuat tekan bebas batuan dapat ditentukan melalui uji laboratorium pada spesimen batuan yang dikumpulkan selama investigasi lapangan. Namun, kehati-hatian yang tinggi harus digunakan dalam memperoleh nilai q_{u-R} yang tepat karena spesimen laboratorium biasanya berdiameter kecil. Seiring bertambahnya diameter spesimen, kuat tekan bebas berkurang, yang disebut sebagai *efek skala*. Untuk spesimen dengan diameter lebih besar dari sekitar 1 m, nilai q_{u-R} tetap kurang lebih konstan. Tampaknya terdapat penurunan empat hingga lima

kali lipat dalam besaran q_{u-R} dalam proses ini. Efek skala pada batuan terutama disebabkan oleh rekahan besar dan kecil yang terdistribusi secara acak dan juga oleh pecahnya batuan secara progresif di sepanjang garis slip. Oleh karena itu, kami selalu merekomendasikan bahwa

$$q_{u-R(\text{design})} = \frac{q_{u-R(\text{lab})}}{5} \quad (14.39)$$

Tabel 14.5 mencantumkan beberapa nilai representatif kekuatan tekan bebas batuan (laboratorium) beserta sudut gesek batuan, ϕ' .

Faktor keamanan *minimal* 3 harus digunakan untuk menentukan kapasitas daya dukung beban yang diizinkan dari titik tiang. Dengan demikian,

$$Q_{p(\text{all})} = \frac{[q_{u-R}(N_\phi + 1)]A_p}{FS} \quad (14.40)$$

Tabel 14.5 Kekuatan Tekan Bebas Dan Sudut Gesek Batuan Tipikal

Jenis Batuan	$q_{u-R}(\text{MN/m}^2)$	$\phi'(\text{derajat})$
Batu Pasir	70 – 140	27 – 45
Batu Gamping	105 – 210	30 – 40
Serpih	35 – 70	10 – 20
Granit	140 – 210	40 – 50
Marmer	60 – 70	25 – 30

Contoh 14.1

Sebuah tiang beton pracetak tertanam penuh sepanjang 12 m dipancang ke dalam lapisan pasir homogen ($c' = 0$). Tiang tersebut berbentuk persegi dengan penampang melintang sisi-sisi berukuran 305 mm. Berat jenis pasir kering, γ_d , adalah $16,8 \text{ kN/m}^3$, sudut gesek tanah rata-rata adalah 35° , dan tahanan penetrasi standar di dekat ujung tiang adalah 16. Hitung beban titik ultimit pada tiang.

- Gunakan metode Meyerhof dengan Persamaan (14.13).
- Gunakan metode Meyerhof dengan Persamaan (14.15).

Penyelesaian

Bagian a.

Tanah ini homogen, sehingga $L_b = L$. Untuk $\phi' = 35^\circ$, $N_q^* \approx 120$. Dengan demikian,

$$q' = \gamma_d L = (16.8)(12) = 201.6 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = \frac{305 \times 305}{1000 \times 1000} = 0.0929 \text{ m}^2$$

$$Q_p = A_p q' N_q^* = (0.0929)(201.6)(120) = 2247.4 \text{ kN}$$

Namun, dari Persamaan (14.14), kita memiliki

$$q_l = 50 N_q^* \tan \phi' = 50(120) \tan 35^\circ = 4201.25 \text{ kN/m}^2$$

Jadi

$$Q_p = A_p q_l = (0.0929)(4201.25) = 390.3 \text{ kN} < A_p q' N_q^*$$

Dan

$$Q_p \approx \mathbf{390 \text{ kN}}$$

Bagian b.

Rata-rata resistansi penetrasi standar di dekat ujung tiang adalah 16. Jadi, dari Persamaan (14.15), kita peroleh

$$\begin{aligned} q_p &= 40N_{60} \frac{L}{D} \leq 400N_{60} \\ \frac{L}{D} &= \frac{12}{0.305} = 39.34 \\ Q_p &= A_p q_p = (0.0929)(40)(16)39.34 = 2339 \text{ kN} \end{aligned}$$

Namun, nilai pembatasnya adalah

$$Q_p = A_p 400N_{60} = (0.0929)(400)(16) = 594.6 \text{ kN} \approx \mathbf{595 \text{ kN}}$$

Contoh 14.2

Lihat Contoh Soal 14.1. Tentukan hambatan gesek total untuk tiang pancang. Gunakan Persamaan (14.17), (14.18), dan (14.19). Gunakan juga $K = 1.4$, $\delta' = 0.6\phi'$.

Solusi

Gesekan kulit satuan pada setiap kedalaman diberikan oleh Persamaan (14.18) sebagai

$$f = K\sigma'_o \tan \delta'$$

Juga dari Persamaan (14.19), kita memiliki

$$L' = 15D$$

Jadi, untuk kedalaman $z = 0 - 15D$, $\sigma'_o = \gamma z = 16.8z (\text{kN/m}^2)$, dan di luar $z \geq 15D$, $\sigma'_o = \gamma(15D) = (16.8)(15 \times 0.305) = 76.86 \text{ kN/m}^2$. Hasil ini ditunjukkan pada Gambar 14.18.

Hambatan gesek dari $z = 0$ hingga $15D$ adalah

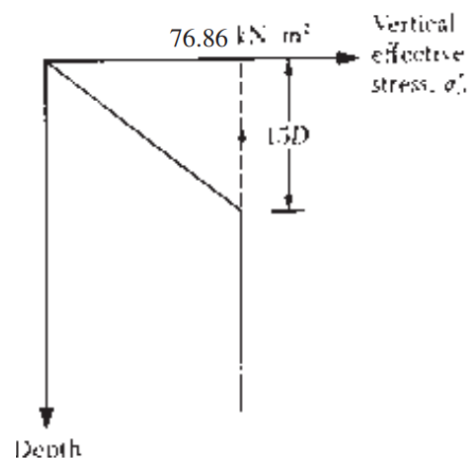
$$\begin{aligned} Q_s &= pL' f_{av} = [(4)(0.305)][15D] \left[\frac{(1.4)(76.86) \tan(0.6 \times 35)}{2} \right] \\ &= (1.22)(4.575)(20.65) = 115.26 \text{ kN} = (1.22)(4.575)(20.65) = 115.26 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hambatan gesekan dari $z = 15D$ sampai 12 m adalah

$$\begin{aligned} Q_s &= p(L - L') f_{z=15D} = [(4)(0.305)][12 - 4.575][(1.4)(76.86) \tan(0.6 \times 35)] \\ &= (1.22)(7.425)(41.3) = 374.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, hambatan gesekan totalnya adalah

$$115.26 + 374.1 = 489.35 \text{ kN} \approx \mathbf{490 \text{ kN}}$$



Gambar 14.18

Contoh 14.3

Sebuah tiang beton dengan penampang melintang $458 \text{ mm} \times 458 \text{ mm}$ tertanam di dalam tanah lempung jenuh. Panjang penanaman adalah 16 m . Kohesi tak terdrainase, c_u , dari tanah lempung adalah 60 kN/m^2 , dan berat jenis tanah lempung adalah 18 kN/m^3 . Gunakan faktor keamanan 5 untuk menentukan beban yang diizinkan yang dapat ditanggung oleh tiang.

- Gunakan metode α .
- Gunakan metode λ .

Solusi

Bagian a.

Dari Persamaan (14.16),

$$Q_p = A_p q_p = A_p c_u N_c^* = (0.458 \times 0.458)(60)(9) = 113.3 \text{ kN}$$

Dari Persamaan (14.27) dan (14.28),

$$Q_s = \alpha c_u p L$$

Dari plot rata-rata Gambar 14.16 untuk $c_u = 60 \text{ kN/m}^2$, $\alpha \approx 0.77$ dan

$$Q_s = (0.77)(60)(4 \times 0.458)(16) = 1354 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{all}} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{113.3 + 1354}{5} \approx \mathbf{294 \text{ kN}}$$

Bagian b.

Dari Persamaan (14.25),

$$f_{\text{av}} = \lambda(\bar{\sigma}'_o + 2c_u)$$

Kita diberikan $L = 16,0$ m. Dari Tabel 14.4 untuk $L = 16$ m, $\lambda \approx 0,2$, jadi

$$f_{av} = 0.2 \left[\left(\frac{18 \times 16}{2} \right) + 2(60) \right] = 52.8 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = pL f_{av} = (4 \times 0.458)(16)(52.8) = 1548 \text{ kN}$$

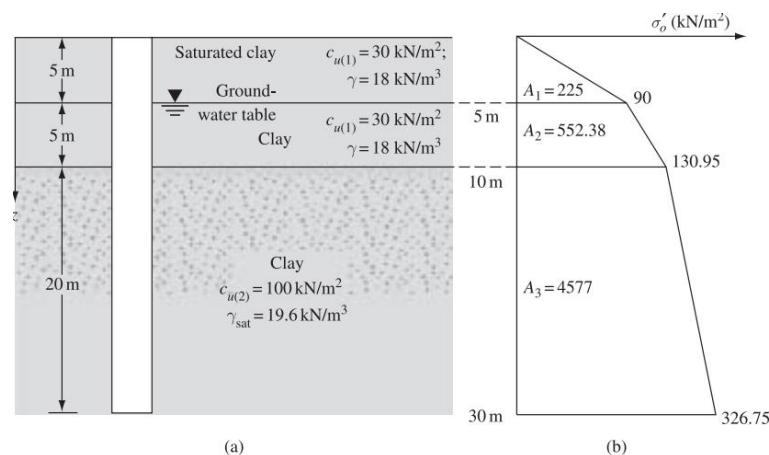
Seperti pada bagian a, $Q_p = 113,3 \text{ kN}$, jadi

$$Q_{all} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{113.3 + 1548}{5} = 332 \text{ kN}$$

Contoh 14.4

Tiang pancang yang dipancang di atas tanah liat ditunjukkan pada Gambar 14.19a. Tiang pancang tersebut memiliki diameter 406 mm.

- Hitung daya dukung titik neto. Gunakan Persamaan (14.16).
- Hitung tahanan kulit (1) dengan menggunakan Persamaan (14.27) dan (14.28) (metode α), (2) dengan menggunakan Persamaan (14.25) (metode λ), dan (3) dengan menggunakan Persamaan (14.29) (metode β). Untuk semua lapisan tanah liat, $\phi_R = 30^\circ$. 10 m lapisan tanah liat teratas terkonsolidasi secara normal. Lapisan tanah liat terbawah memiliki $OCR = 2$.



Gambar 14.19

- Perkirakan daya dukung tiang pancang neto yang diizinkan. Gunakan $FS = 4$.

Solusi

Luas penampang tiang pancang adalah

$$A_p = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{\pi}{4} (0.406)^2 = 0.1295 \text{ m}^2$$

Bagian a: Perhitungan Daya Dukung Titik Bersih

Dari Persamaan (14.16), kita peroleh

$$Q_p = A_p q_p = A_p N_c^* c_{u(2)} = (0.1295)(9)(100) = 116.55 \text{ kN}$$

Bagian b: Perhitungan Resistensi Kulit

(1) Dari Persamaan (14.28),

$$Q_s = \sum \alpha c_u p \Delta L$$

Untuk lapisan tanah atas, $c_{u(1)} = 30 \text{ kN/m}^2$. Berdasarkan plot rata-rata pada Gambar 14.16, $\alpha_1 = 1,0$. Demikian pula, untuk lapisan tanah bawah, $c_{u(2)} = 100 \text{ kN/m}^2$; $\alpha_2 = 0,5$. Jadi,

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha_1 c_{u(1)} [(\pi)(0.406)]10 + \alpha_2 c_{u(2)} [(\pi)(0.406)]20 \\ &= (1)(30)[(\pi)(0.406)]10 + (0.5)(100)[(\pi)(0.406)]20 \\ &= 382.7 + 1275.5 = \mathbf{1658.2 \text{ kN}} \end{aligned}$$

(2) Nilai rata-rata c_u adalah

$$\frac{c_{u(1)}(10) + c_{u(2)}(20)}{30} = \frac{(30)(10) + (100)(20)}{30} = 76.7 \text{ kN/m}^2$$

Untuk mendapatkan nilai rata-rata $\overline{\sigma'_o}$, diagram variasi tegangan efektif vertikal terhadap kedalaman diplot pada Gambar 14.19. Dari Persamaan (14.26),

$$\overline{\sigma'_o} = \frac{A_1 + A_2 + A_3}{L} = \frac{225 + 552.38 + 4577}{30} = 178.48 \text{ kN/m}^2$$

Besarnya λ dari Tabel 14.4 adalah 0,145. Jadi

$$f_{av} = 0.145[178.48 + (2)(76.7)] = 48.12 \text{ kN/m}^2$$

Karena itu,

$$Q_s = pL f_{av} = \pi(0.406)(30)(48.12) = 1841.3 \text{ kN}$$

(3) Lapisan lempung paling atas (10 m) terkonsolidasi secara normal dan $\phi_R = 30^\circ$. Untuk $z = 0 - 5 \text{ m}$ [Persamaan (14.33)],

$$\begin{aligned} f_{av(1)} &= (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_{o(av)} \\ &= (1 - \sin 30^\circ)(\tan 30^\circ) \left(\frac{0 + 90}{2} \right) = 13.0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Demikian pula untuk $z = 5 - 10 \text{ m}$,

$$f_{av(2)} = (1 - \sin 30^\circ)(\tan 30^\circ) \left(\frac{90 + 130.95}{2} \right) = 31.9 \text{ kN/m}^2$$

Untuk $z = 10 - 30 \text{ m}$ [Persamaan (14.34)],

$$f_{av} = (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} \sigma'_{o(av)}$$

Untuk $OCR = 2$,

$$f_{av(3)} = (1 - \sin 30^\circ)(\tan 30^\circ)\sqrt{2} \left(\frac{130.95 + 326.75}{2} \right) = 93.43 \text{ kN/m}^2$$

Jadi

$$Q_s = p[f_{av(1)}(5) + f_{av(2)}(5) + f_{av(3)}(20)] \\ = (\pi)(0.406)[(13)(5) + (31.9)(5) + (93.43)(20)] = \mathbf{2669.7 \text{ kN}}$$

Bagian c: Perhitungan Kapasitas Ultimate Bersih, Q_u

Perbandingan ketiga nilai Q_s menunjukkan bahwa metode α dan λ memberikan hasil yang serupa. Oleh karena itu, kami menggunakan

$$Q_s = \frac{1658.2 + 1841.3}{2} \approx 1750 \text{ kN}$$

Dengan demikian,

$$Q_u = Q_p + Q_s = 116.55 + 1750 = 1866.55 \text{ kN} \\ Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1866.55}{4} = \mathbf{466.6 \text{ kN}}$$

14.11 PENURUNAN ELASTIS TIANG PANCANG

Penurunan elastis tiang pancang di bawah beban kerja vertikal, Q_w , ditentukan oleh tiga faktor:

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \quad (14.41)$$

di mana

S_e = penurunan total tiang

$S_{e(1)}$ = penurunan poros tiang

$S_{e(2)}$ = penurunan tiang akibat beban pada titik tiang

$S_{e(3)}$ = penurunan tiang akibat beban yang ditransmisikan sepanjang poros tiang

Penentuan $S_{e(1)}$

Jika material tiang diasumsikan elastis, deformasi poros tiang dapat dievaluasi menggunakan prinsip dasar mekanika material:

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (14.42)$$

di mana

Q_{wp} = beban yang dipikul di titik tiang pada kondisi beban kerja

Q_{ws} = beban yang dipikul oleh tahanan gesek (kulit) pada kondisi beban kerja

A_p = luas penampang tiang

L = panjang tiang

E_p = modulus elastisitas material tiang

Besarnya ξ bergantung pada sifat distribusi tahanan gesek (kulit) satuan di sepanjang batang tiang. Besarnya dapat bervariasi antara 0,5 dan 0,67.

Penentuan $S_{e(2)}$

Penurunan tiang yang disebabkan oleh beban yang dipikul di titik tiang dapat dinyatakan sebagai

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (14.43)$$

di mana

D = lebar atau diameter tiang

Q_{wp} = beban titik per satuan luas pada titik tiang = Q_{wp}/A_p

E_s = modulus elastisitas tanah pada atau di bawah titik tiang

μ_s = rasio Poisson tanah

I_{wp} = faktor pengaruh $\approx 0,85$

Vesic juga mengusulkan metode semiempiris untuk memperoleh besarnya penurunan, $S_{e(2)}$:

$$S_{e(2)} = \frac{Q_{wp}C_p}{Dq_p} \quad (14.44)$$

di mana

q_p = tahanan titik ultimit tiang

C_p = koefisien empiris

Nilai representatif C_p untuk berbagai jenis tanah diberikan pada Tabel 14.6.

Penentuan $S_{e(3)}$

Penurunan tiang yang disebabkan oleh beban yang dipikul sepanjang poros tiang diberikan oleh hubungan yang mirip dengan Persamaan (14.43), atau

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (14.45)$$

di mana

p = keliling tiang

L = panjang tiang yang tertanam

I_{ws} = faktor pengaruh

Perhatikan bahwa suku Q_{ws}/pL dalam Persamaan (14.45) adalah nilai rata-rata f sepanjang batang tiang. Faktor pengaruh, I_{ws} , memiliki hubungan empiris yang sederhana (Vesic, 1977):

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (14.46)$$

Tabel 14.6 Nilai Tipikal C_p Seperti Yang Direkomendasikan Oleh Vesic [Persamaan (14.44)]

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir (padat hingga lepas)	0.02 – 0.04	0.09 – 0.18
Lempung (kaku hingga lunak)	0.02 – 0.03	0.03 – 0.06
Lanau (padat hingga lepas)	0.03 – 0.05	0.09 – 0.12

Vesic (1977) juga mengusulkan hubungan empiris sederhana yang mirip dengan Persamaan (14.44) untuk memperoleh $S_{e(3)}$:

$$S_{e(3)} = \frac{Q_{ws}C_s}{Lq_p} \quad (14.47)$$

di mana C_s = konstanta empiris = $(0.93 + 0.16\sqrt{L/D})C_p$. (14.48) Nilai C_p untuk digunakan dalam Persamaan (14.48) dapat diperkirakan dari Tabel 14.6.

Contoh 14.5

Sebuah tiang beton pracetak sepanjang 12 m tertanam sepenuhnya di dalam pasir. Penampang tiang berukuran 0,305 m × 0,305 m. Beban kerja yang diizinkan untuk tiang tersebut adalah 337 kN, dengan 240 kN berasal dari gesekan kulit. Tentukan penurunan elastis tiang untuk $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m², $E_s = 30,000$ kN/m², dan $\mu_s = 0,3$.

Solusi

Kita akan menggunakan Persamaan (14.41):

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$$

Dari Persamaan (14.42),

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Misalkan $\xi = 0.6$. dan $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m². Maka

$$S_{e(1)} = \frac{[97 + (0.6)(240)]12}{(0.305)^2(21 \times 10^6)} = 0.00148 \text{ m} = 1.48 \text{ mm}$$

Dari Persamaan (14.43),

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

$$I_{wp} = 0.85$$

$$q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p} = \frac{97}{(0.305)^2} = 1042.7 \text{ kN/m}^2$$

Jadi

$$S_{e(2)} = \left[\frac{(1042.7)(0.305)}{30,000} \right] (1 - 0.3^2)(0.85) = 0.0082 \text{ m} = 8.2 \text{ mm}$$

Sekali lagi, dari Persamaan (14.45),

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$
$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{12}{0.305}} = 4.2$$

Jadi

$$S_{e(3)} = \frac{240}{(\pi \times 0.305)(12)} \left(\frac{0.305}{30,000} \right) (1 - 0.3^2)(4.2) = 0.00081 \text{ m} = 0.81 \text{ mm}$$

Oleh karena itu, penyelesaian totalnya adalah

$$S_e = 1.48 + 8.2 + 0.81 = \mathbf{10.49 \text{ mm}}$$

14.12 RUMUS PEMANCANGAN TIANG

Untuk mencapai kapasitas dukung beban yang diinginkan, tiang pancang tumpu titik harus menembus lapisan tanah padat secara memadai atau memiliki kontak yang memadai dengan lapisan batuan. Persyaratan ini tidak selalu dapat dipenuhi dengan pemancangan tiang hingga kedalaman yang telah ditentukan karena profil tanah bervariasi. Oleh karena itu, beberapa persamaan telah dikembangkan untuk menghitung kapasitas ultimit tiang selama pemancangan. Persamaan dinamis ini banyak digunakan di lapangan untuk menentukan apakah tiang telah mencapai nilai dukung yang memuaskan pada kedalaman yang telah ditentukan. Salah satu persamaan dinamis paling awal ini—umumnya disebut sebagai *rumus Engineering News Record (ENR)*—diturunkan dari teori kerja-energi; yaitu,

energi yang diberikan oleh palu per pukulan

$$= (\text{tahanan tiang})(\text{penetrasi per pukulan palu})$$

Menurut rumus ENR, tahanan tiang adalah beban ultimit, Q_u , yang dinyatakan sebagai

$$Q_u = \frac{W_R h}{S + C} \quad (14.49)$$

di mana

W_R = berat ram

h = tinggi jatuhnya ram

S = penetrasi tiang per pukulan palu

C = konstanta

Penetrasi tiang, S , biasanya didasarkan pada nilai rata-rata yang diperoleh dari beberapa pukulan terakhir. Dalam bentuk asli persamaan, nilai C berikut direkomendasikan:

Untuk palu jatuh: $C = 2,54 \text{ cm}$ (jika satuan S dan h dalam sentimeter)

Untuk palu uap: $C = 0,254 \text{ cm}$ (jika satuan S dan h dalam sentimeter)

Selain itu, faktor keamanan $FS = 6$ direkomendasikan untuk memperkirakan kapasitas tiang pancang yang diizinkan. Perlu dicatat bahwa, untuk palu kerja tunggal dan ganda, istilah $W_R h$ dapat digantikan oleh EH_E (dengan E = efisiensi palu dan H_E = energi terukur palu). Dengan demikian,

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + C} \quad (14.50)$$

Rumus pemancangan tiang pancang ENR telah direvisi beberapa kali selama bertahun-tahun. *Formula* terbaru—rumus ENR yang *dimodifikasi*—adalah

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p} \quad (14.51)$$

di mana

E = efisiensi palu

C = 0,254 cm jika satuan S dan h dalam sentimeter

W_p = berat tiang pancang

n = koefisien restitusi antara ram dan kepala tiang

Efisiensi berbagai palu pemancang tiang, E , berada dalam rentang berikut:

Jenis Palu	Efisiensi, E
Palu Aksi Tunggal dan Ganda	0.7 – 0.85
Palu Diesel	0.8 – 0.9
Palu Jatuh	0.7 – 0.9

Nilai representatif dari koefisien restitusi, n , adalah sebagai berikut:

Bahan tiang pancang	Koefisien restitusi, n
Palu besi cor dan tiang pancang beton (tanpa topi/tutup)	0.4 – 0.5
Bantalan kayu pada tiang pancang baja	0.3 – 0.4
Tiang pancang kayu	0.25 – 0.3

Faktor keamanan 4 hingga 6 dapat digunakan dalam Persamaan (14.51) untuk mendapatkan kapasitas dukung beban yang diizinkan dari sebuah tiang.

Persamaan lain, yang disebut *rumus Denmark*, juga memberikan hasil yang sama andalnya dengan persamaan lainnya:

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + \sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}}} \quad (14.52)$$

di mana

E = efisiensi palu

H_E = energi palu terukur

E_p = modulus elastisitas material tiang

L = panjang tiang

A_p = luas penampang tiang

Satuan yang konsisten harus digunakan dalam Persamaan (14.52). Faktor keamanan yang bervariasi antara 3 hingga 6 direkomendasikan untuk memperkirakan kapasitas dukung beban tiang yang diizinkan.

Contoh 14.6

Sebuah tiang pancang beton pracetak dengan penampang melintang 305 mm × 305 mm ditancapkan dengan palu. Nilai-nilai berikut diperoleh:

Energi palu terukur maksimum = 35 kN-m

Berat ram = 36 kN

Panjang total tiang = 20 m

Efisiensi palu = 0,8

Koefisien restitusi = 0,45

Berat kepala tiang = 3,2 kN

Jumlah pukulan untuk penetrasi terakhir 25,4 mm = 5

Perkirakan kapasitas tiang pancang yang diizinkan dengan menggunakan masing-masing persamaan berikut:

- Persamaan (14.50) (gunakan $FS = 6$)
- Persamaan (14.51) (gunakan $FS = 5$)
- Persamaan (14.52) (gunakan $FS = 4$)

Solusi

Bagian a. Persamaan (14.50) adalah

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + C}$$

Kita memiliki $E = 0,8$, $H_E = 35 \text{ kN} - \text{m}$, dan

$$S = \frac{25.4}{5} = 5.08 \text{ mm} = 0.508 \text{ cm}$$

Jadi

$$Q_u = \frac{(0.8)(35)(100)}{0.508 + 0.254} = 3674.5 \text{ kN}$$

Karena itu,

$$Q_{\text{all}} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{3674.5}{6} \approx \mathbf{612 \text{ kN}}$$

Bagian b. Persamaan (14.51) adalah

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$$

Weight of pile = $LA_p \gamma_c = (20)(0.305)^2(23.58) = 43.87$ kN and

W_p = weight of pile + weight of cap = $43.87 + 3.2 = 47.07$ kN

Jadi

$$\begin{aligned} Q_u &= \left[\frac{(0.8)(35)(100)}{0.508 + 0.254} \right] \left[\frac{36 + (0.45)^2(47.07)}{36 + 47.07} \right] \\ &= (3674)(0.548) \approx 2013 \text{ kN} \\ Q_{all} &= \frac{Q_u}{FS} = \frac{2013}{5} = 402.6 \text{ kN} \approx \mathbf{403 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Bagian c. Persamaan (14.52) adalah

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + \sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}}}$$

Kita memiliki $E_p \approx 20,7 \times 10^6$ kN/m². Jadi

$$\sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}} = \sqrt{\frac{(0.8)(35)(20)}{(2)(0.305)^2(20.7 \times 10^6)}} = 0.0121 \text{ m} = 1.21 \text{ cm}$$

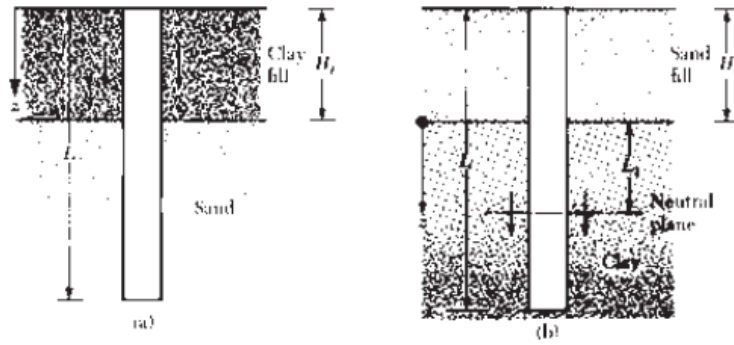
Karena itu,

$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{(0.8)(35)(100)}{0.508 + 1.21} = 1630 \text{ kN} \\ Q_{all} &= \frac{Q_u}{FS} = \frac{1630}{4} = \mathbf{407.5 \text{ kN}} \end{aligned}$$

14.13 GESEKAN KULIT NEGATIF

Gesekan kulit negatif adalah gaya hambat ke bawah yang diberikan pada tiang pancang oleh tanah di sekitarnya. Gaya hambat ini dapat terjadi dalam kondisi berikut:

1. Jika timbunan tanah lempung ditempatkan di atas lapisan tanah granular tempat tiang pancang dipancang, timbunan tersebut akan terkonsolidasi secara bertahap. Proses konsolidasi ini akan memberikan gaya hambat ke bawah pada tiang pancang (Gambar 14.20a) selama periode konsolidasi.
2. Jika timbunan tanah granular ditempatkan di atas lapisan lempung lunak, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.20b, hal ini akan memicu proses konsolidasi pada lapisan lempung dan dengan demikian memberikan gaya hambat ke bawah pada tiang pancang.



Gambar 14.20 Gesekan Kulit Negatif

3. Penurunan muka air tanah akan meningkatkan tegangan efektif vertikal pada tanah pada setiap kedalaman, yang akan menyebabkan penurunan konsolidasi pada tanah lempung. Jika tiang pancang berada di lapisan lempung, tiang tersebut akan mengalami gaya hambat ke bawah.

Dalam beberapa kasus, gaya hambat ke bawah mungkin berlebihan dan menyebabkan kegagalan pondasi. Bagian ini menguraikan dua metode tentatif untuk menghitung gesekan kulit negatif.

Timbunan Tanah Liat di Atas Tanah Granular (Gambar 14.20a)

yang disajikan Serupa dengan metode β pada Bagian 14.8, tegangan kulit negatif (ke bawah) pada tiang pancang adalah

$$f_n = K' \sigma'_o \tan \delta' \quad (14.53)$$

di mana

K' = koefisien tekanan tanah $K_o = 1 - \sin \phi'$

σ'_o = tegangan efektif vertikal pada kedalaman berapa pun $z = \gamma'_f z$

γ'_f = berat satuan efektif timbunan

δ' = sudut gesek tanah–tiang $\approx 0,5\phi' - 0,7\phi'$

Oleh karena itu, gaya hambat ke bawah total, Q_n , pada tiang adalah

$$Q_n = \int_0^{H_f} (pK'\gamma'_f \tan \delta') z \, dz = \frac{pK'\gamma'_f H_f^2 \tan \delta'}{2} \quad (14.54)$$

di mana H_f = tinggi timbunan. Jika timbunan berada di atas muka air tanah, berat satuan efektif, γ'_f , harus diganti dengan berat satuan basah.

Timbunan Tanah Granular di Atas Lempung (Gambar 14.20b)

Dalam kasus ini, bukti menunjukkan bahwa tegangan kulit negatif pada tiang dapat terjadi dari $z = 0$ hingga $z = L_1$, yang disebut sebagai *kedalaman netral*. Kedalaman netral dapat dinyatakan sebagai:

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1} \left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f H_f}{\gamma'} \right) - \frac{2\gamma'_f H_f}{\gamma'} \quad (14.55)$$

di mana γ'_f dan γ' = berat satuan efektif timbunan dan lapisan lempung di bawahnya, masing-masing.

Setelah nilai L_1 ditentukan, gaya hambat ke bawah diperoleh dengan cara berikut: Gesekan kulit negatif satuan pada setiap kedalaman dari $z = 0$ hingga $z = L_1$ adalah

$$f_n = K' \sigma'_o \tan \delta' \quad (14.56)$$

Di mana

$$K' = K_o = 1 - \sin \phi'$$

$$\sigma'_o = \gamma'_f H_f + \gamma' z$$

$$\delta' = 0.5\phi' - 0.7\phi'$$

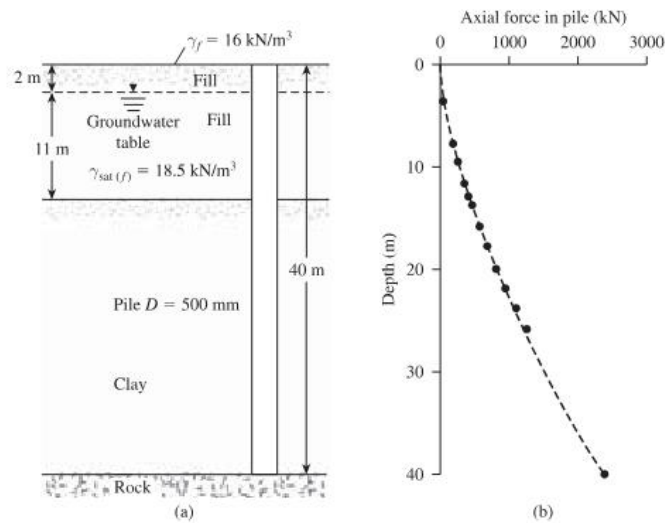
Oleh karena itu, gaya tarik totalnya adalah

$$\begin{aligned} Q_n &= \int_0^{L_1} p f_n dz = \int_0^{L_1} p K' (\gamma'_f H_f + \gamma' z) \tan \delta' dz \\ &= (p K' \gamma'_f H_f \tan \delta') L_1 + \frac{L_1^2 p K' \gamma' \tan \delta'}{2} \end{aligned} \quad (14.57)$$

Untuk tiang pancang ujung, kedalaman netral dapat diasumsikan berada di ujung tiang (yaitu, $L_1 = L - H_f$). Jika tanah dan timbunan berada di atas muka air tanah, berat satuan efektif harus diganti dengan berat satuan basah. Dalam beberapa kasus, tiang pancang dapat dilapisi dengan bitumen di zona tarikan ke bawah untuk menghindari masalah ini. Baligh dan rekan-rekan. (1978) merangkum hasil beberapa uji lapangan yang dilakukan untuk mengevaluasi efektivitas pelapisan bitumen dalam mengurangi gesekan kulit negatif.

Sejumlah kecil studi kasus gesekan kulit negatif tersedia dalam literatur. Bjerrum dan rekan-rekan. (1969) melaporkan pemantauan gaya tarikan ke bawah pada tiang pancang uji di Sorenga di pelabuhan Oslo, Norwegia (dicatat sebagai tiang G dalam makalah asli). Studi Bjerrum dan rekan-rekan. (1969) juga dibahas oleh Wong dan Teh (1995) dalam konteks tiang pancang yang ditancapkan ke batuan dasar pada kedalaman 40 m. Gambar 14.21a menunjukkan profil tanah dan tiang pancang. Wong dan Teh memperkirakan besaran-besaran berikut:

- Isian: Berat satuan basah, $\gamma_f = 16 \text{ kN/m}^3$ Berat satuan jenuh, $\gamma_{sat(f)} = 18,5 \text{ kN/m}^3$



Gambar 14.21 Gesekan Kulit Negatif Pada Tiang Pancang Di Pelabuhan Oslo, Norwegia

Jadi

$$\gamma'_f = 18.5 - 9.81 = 8.69 \text{ kN/m}^3$$

Dan

$$H_f = 13 \text{ m}$$

- Tanah liat: $K' \tan \delta' \approx 0,22$
Berat satuan efektif jenuh, $\gamma' = 19 - 9,81 = 9,19 \text{ kN/m}^3$
- Tiang pancang: $L = 40 \text{ m}$
Diameter, $D = 500 \text{ mm}$

Dengan demikian, gaya tarik ke bawah maksimum pada tiang pancang dapat diperkirakan dari Persamaan (14.57). Karena dalam kasus ini tiang pancang merupakan tiang tumpu titik, maka besar $L_1 = 27\text{m}$, dan

$$Q_n = (p)(K' \tan \delta') [\gamma'_f \times 2 + (13 - 2)\gamma'_f(L_1)] + \frac{L_1^2 p \gamma' (K' \tan \delta')}{2}$$

Atau

$$Q_n = (\pi \times 0.5)(0.22)[(16 \times 2) + (8.69 \times 11)](27) + \frac{(27)^2(\pi \times 0.5)(9.19)(0.22)}{2}$$

$$= 2348 \text{ kN}$$

Nilai terukur dari Q_n maksimum adalah sekitar 2500 kN (Gambar 14.21b), yang sesuai dengan nilai terhitung.

Contoh 14.7

Lihat Gambar 14.20a; $H_f = 3\text{m}$. Tumpukan tersebut berbentuk lingkaran dengan diameter 0,5 m. Untuk timbunan yang berada di atas muka air tanah, $\gamma_f = 17,2\text{kN/m}^3$ dan $\phi' = 36^\circ$. Tentukan gaya hambat total. Gunakan $\delta' = 0,7 \phi'$.

Solusi

Dari Persamaan (14.54),

$$Q_n = \frac{pK'\gamma_f H_f^2 \tan \delta'}{2}$$

$$p = \pi(0.5) = 1.57 \text{ m}$$

$$K' = 1 - \sin \phi' = 1 - \sin 36^\circ = 0.41$$

$$\delta' = (0.7)(36) = 25.2^\circ$$

$$Q_n = \frac{(1.57)(0.41)(17.2)(3)^2 \tan 25.2}{2} = \mathbf{23.4 \text{ kN}}$$

Contoh 14.8

Lihat Gambar 14.20b. Di sini, $H_f = 2\text{m}$, diameter tiang = 0,305 m, $\gamma_f = 16,5\text{kN/m}^3$, $\phi'_{\text{clay}} = 34^\circ$, $\gamma_{\text{sat}(\text{clay})} = 17.2 \text{ kN/m}^3$, and $L = 20 \text{ m}$. Muka air tanah berimpit dengan bagian atas lapisan lempung. Tentukan gaya hambat ke bawah.

Solusi

Kedalaman bidang netral diberikan dalam Persamaan (14.55) sebagai

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1} \left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma_f H_f}{\gamma'} \right) - \frac{2\gamma_f H_f}{\gamma'}$$

Perhatikan bahwa γ'_f pada persamaan (14.55) telah digantikan oleh γ_f karena isian berada di atas muka air tanah. Jadi

$$L_1 = \frac{20 - 2}{L_1} \left[\frac{(20 - 2)}{2} + \frac{(16.5)(2)}{(17.2 - 9.81)} \right] - \frac{(2)(16.5)(2)}{(17.2 - 9.81)}$$

$$= \frac{242.4}{L_1} - 8.93$$

$$L_1 = 11.75 \text{ m}$$

Sekarang, mengacu pada Persamaan (14.57), kita memiliki

$$Q_n = (pK'\gamma_f H_f \tan \delta')L_1 + \frac{L_1^2 pK'\gamma' \tan \delta'}{2}$$

$$p = \pi(0.305) = 0.958 \text{ m}$$

$$K' = 1 - \sin 34^\circ = 0.44$$

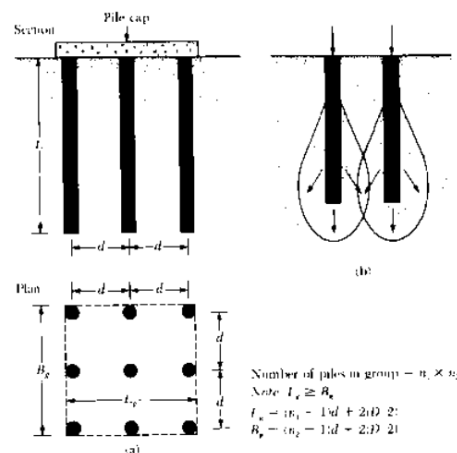
$$Q_n = (0.958)(0.44)(16.5)(2)[\tan(0.6 \times 34)](11.75)$$

$$+ \frac{(11.75)^2(0.958)(0.44)(17.2 - 9.81)[\tan(0.6 \times 34)]}{2}$$

$$= 60.78 + 79.97 = \mathbf{140.75 \text{ k}}$$

14.14 TIANG PANCANG KELOMPOK—EFISIENSI

Dalam kebanyakan kasus, tiang pancang digunakan secara berkelompok untuk menyalurkan beban struktural ke tanah (Gambar 14.22). Sebuah penutup tiang pancang dibangun di atas *tiang pancang kelompok* (Gambar 14.22a). Penentuan daya dukung tiang pancang kelompok sangat rumit dan belum sepenuhnya dipahami. Ketika tiang pancang ditempatkan berdekatan, asumsi yang masuk akal adalah bahwa tegangan yang disalurkan oleh tiang pancang ke tanah akan tumpang tindih (Gambar 14.22b), sehingga mengurangi daya dukung tiang pancang.



Gambar 14.22 Kelompok Tiang

Idealnya, tiang pancang dalam satu kelompok harus diberi jarak sedemikian rupa sehingga daya dukung kelompok tersebut tidak kurang dari jumlah daya dukung masing-masing tiang pancang. Dalam praktiknya, jarak antar-pusat tiang minimum, d , adalah $2,5D$ dan dalam situasi normal sebenarnya sekitar $3D$ hingga $3,5D$. Efisiensi kapasitas menahan beban tiang pancang kelompok dapat didefinisikan sebagai:

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} \quad (14.58)$$

di mana

η = efisiensi kelompok

$Q_{g(u)}$ = kapasitas dukung beban ultimit tiang kelompok

Q_u = kapasitas dukung beban ultimit setiap tiang tanpa efek kelompok

Tiang di Pasir

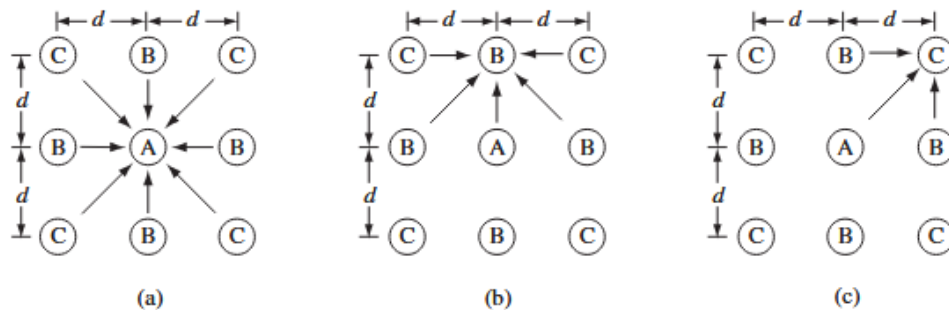
Feld mengusulkan sebuah metode untuk menentukan kapasitas beban masing-masing tiang (gesek) dalam suatu kelompok yang tertanam di pasir. Dengan metode ini, kapasitas ultimit sebuah tiang berkurang seperenam belas oleh setiap tiang diagonal atau baris yang berdekatan. Teknik ini dapat dijelaskan dengan merujuk pada Gambar 14.23, yang menunjukkan denah tiang kelompok. Untuk tiang tipe A, terdapat delapan tiang yang

berdekatan; untuk tiang tipe B, terdapat lima tiang yang berdekatan; dan untuk tiang tipe C, terdapat tiga tiang yang berdekatan. Sekarang, tabel berikut dapat disusun:

Tipe Tiang Pancang	Jumlah Tiang Pancang	Jumlah Tiang Pancang Berdekatan/tiang	Faktor Reduksi untuk Setiap Tiang Pancang	Kapasitas Ultimit ^a
A	1	8	$1 - \frac{8}{16}$	$0.5Q_u$
B	4	5	$1 - \frac{5}{16}$	$2.75Q_u$
C	4	3	$1 - \frac{3}{16}$	$1 - \frac{3}{16} 3.25Q_u$
				$\sum 6.5 Q_u = Q_{g(u)}$

^a (Jumlah tiang) (Q_u) (faktor reduksi)

Q_u = kapasitas ultimit untuk tiang terisolasi



Gambar 14.23 Metode Feld Untuk Estimasi Kapasitas Kelompok Tiang Gesek

Oleh karena itu,

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{6.5Q_u}{9Q_u} = 72\%$$

Gambar 14.24 menunjukkan variasi efisiensi kelompok untuk η tiang pancang kelompok 3×3 di atas pasir. Dapat dilihat bahwa untuk pasir lepas dan sedang, besarnya efisiensi kelompok dapat lebih besar dari satu. Hal ini terutama disebabkan oleh pemadatan pasir di sekitar tiang pancang.

Berdasarkan pengamatan eksperimental terhadap perilaku tiang pancang kelompok di atas pasir hingga saat ini, dua kesimpulan umum dapat ditarik:

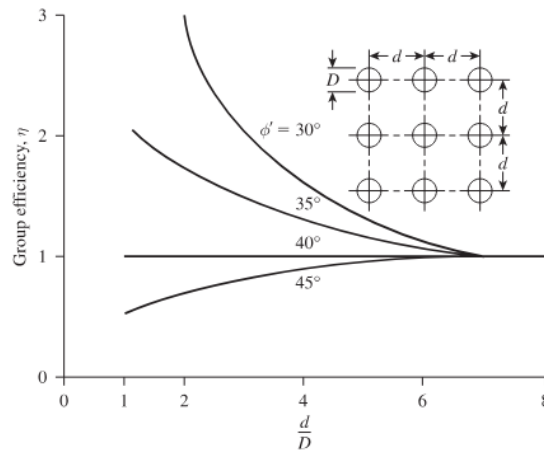
1. Untuk tiang pancang kelompok yang *dipancang* di atas *pasir* dengan $d \geq 3D$, $Q_{g(u)}$ dapat dianggap sebagai $\sum Q_u$, yang mencakup daya dukung gesek dan daya dukung titik masing-masing tiang.
2. Untuk tiang pancang kelompok yang *dibor* di atas *pasir* dengan jarak konvensional ($d \approx 3D$), $Q_{g(u)}$ dapat dianggap sebagai $\frac{2}{3}$ hingga $\frac{2}{4}$ kali $\sum Q_u$ (daya dukung gesek dan daya dukung titik masing-masing tiang).

Tiang Pancang di Tanah Liat

Daya dukung ultimit tiang pancang kelompok di tanah liat dapat diperkirakan dengan prosedur berikut:

1. Tentukan $\sum Q_u = n_1 n_2 (Q_p + Q_s)$. Dari Persamaan (14.16),

$$Q_p = A_p [9c_{u(p)}]$$



Gambar 14.24 Variasi Efisiensi Kelompok Tiang Di Pasir

di mana $c_{u(p)}$ = kohesi tak terdrainase dari lempung di ujung tiang. Dari Persamaan (14.28),

$$Q_s = \sum \alpha p c_u \Delta L$$

Jadi

$$\sum Q_u = n_1 n_2 [9A_p c_{u(p)}] + \sum \alpha p c_u \Delta L \quad (14.59)$$

2. Tentukan kapasitas ultimit dengan mengasumsikan tiang-tiang dalam kelompok tersebut bertindak sebagai balok dengan dimensi $L_g \times B_g \times L$. Tahanan kulit balok tersebut adalah

$$\sum p_g c_u \Delta L = \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

Hitunglah daya dukung titik dari

$$A_p q_p = A_p c_{u(p)} N_c^* = (L_g B_g) c_{u(p)} N_c^*$$

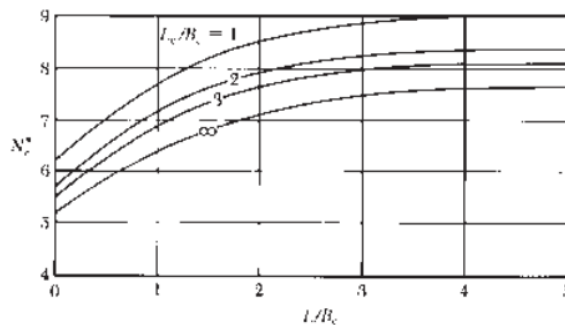
Variasi N_c^* dengan L/B_g dan L_g/B_g diilustrasikan pada Gambar 14.25. Dengan demikian, beban ultimitnya adalah

$$\sum Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \quad (14.60)$$

3. Bandingkan nilai yang diperoleh dari Persamaan (14.59) dan (14.60). Nilai yang lebih rendah dari kedua nilai tersebut adalah $Q_{g(u)}$.

Tiang Pancang di Batuan

Untuk tiang pancang tumpuan titik yang bertumpu pada batu, sebagian besar peraturan bangunan menetapkan bahwa $Q_{g(u)} = \Sigma Q_u$, dengan ketentuan bahwa jarak antar pusat minimum tiang pancang adalah $D + 300$ mm. Untuk tiang pancang H dan tiang pancang dengan penampang persegi, besar D sama dengan dimensi diagonal penampang tiang pancang.



Gambar 14.25 Variasi N_c^* Dengan L_g/B_g dan L/B_g

Komentar Umum

Tutup tiang pancang yang bertumpu pada tanah, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.22a, akan berkontribusi terhadap daya dukung kelompok tiang pancang. Namun, kontribusi ini dapat diabaikan untuk tujuan desain karena daya dukungnya dapat hilang akibat erosi tanah atau penggalan selama masa proyek.

Contoh 14.9

Penampang tiang pancang kelompok 3×4 pada tanah lempung jenuh berlapis ditunjukkan pada Gambar 14.26. Tiang-tiang tersebut berbentuk persegi dengan penampang melintang (356 mm $\times$ 356 mm). Jarak antar pusat tiang, d , adalah 890 mm. Tentukan daya dukung beban yang diizinkan dari kelompok tiang tersebut. Gunakan $FS = 4$.

Penyelesaian

Dari Persamaan (14.59),

$$\sum Q_u = n_1 n_2 [9A_p c_{u(p)} + \alpha_1 p c_{u(1)} L_1 + \alpha_2 p c_{u(2)} L_2]$$

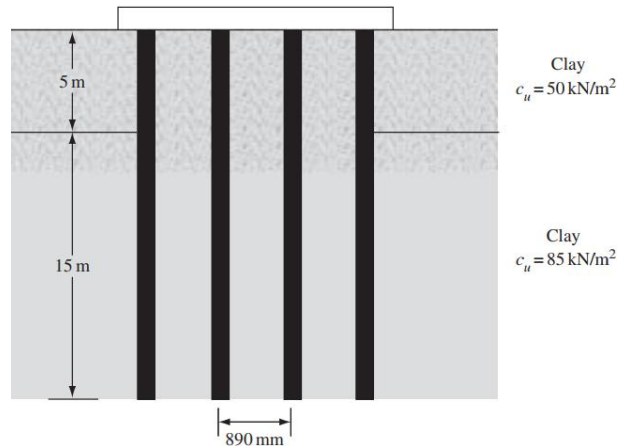
Dari Gambar 14.16, $c_{u(1)} = 50 \text{ kN/m}^2$; $\alpha_1 = 0,86$ dan $c_{u(2)} = 85 \text{ kN/m}^2$; $\alpha_2 = 0,6$.

$$\sum Q_u = (3)(4) \left[\frac{(9)(0.356)^2(85) + (0.86)(4 \times 0.356)(50)(5) +}{(0.6)(4 \times 0.356)(85)(15)} \right] \approx 17,910 \text{ kN}$$

Untuk tiang pancang yang bertindak sebagai satu kelompok,

$$L_g = (3)(890) + 356 = 3026 \text{ mm} = 3.026 \text{ m}$$

$$B_g = (2)(890) + 356 = 2136 \text{ mm} = 2.136 \text{ m}$$



Gambar 14.26

$$\frac{L_g}{B_g} = \frac{3.026}{2.136} = 1.42$$

$$\frac{L}{B_g} = \frac{20}{2.136} = 9.36$$

Dari Gambar 14.25, $N_c^* \approx 8,75$. Dari Persamaan (14.60),

$$\sum Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

$$= (3.026)(2.136)(85)(8.75) + (2)(3.026 + 2.136)[(50)(3) + (85)(15)]$$

$$= 19,519 \text{ kN}$$

Karena itu,

$$\sum Q_u = 17,910 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{all} = \frac{17,910}{FS} = \frac{17,910}{4} \approx 4478 \text{ kN}$$

14.15 PENURUNAN ELASTIS TIANG KELOMPOK

Beberapa penelitian terkait penurunan tiang kelompok telah dilaporkan dalam literatur dengan hasil yang sangat bervariasi. Hubungan paling sederhana untuk penurunan tiang kelompok diberikan oleh Vesic sebagai

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S_e \quad (14.61)$$

di mana

$S_{g(e)}$ = penurunan elastis tiang pancang kelompok

B_g = lebar penampang kelompok tiang pancang (lihat Gambar 14.21a)

D = lebar atau diameter setiap tiang pancang dalam kelompok

S_e = penurunan elastis setiap tiang pancang pada beban kerja yang sebanding (lihat Bagian 14.11)

Untuk kelompok tiang pancang pasir dan kerikil, Meyerhof (1976) mengemukakan hubungan empiris berikut untuk penurunan elastis:

$$S_{g(e)}(\text{mm}) = \frac{0.92q\sqrt{B_g}I}{N_{60}} \quad (14.62)$$

Dimana

$$q \text{ (kN/m}^2\text{)} = Q_g / (L_g B_g) \quad (14.63)$$

L_g dan B_g = panjang dan lebar penampang kelompok tiang, masing-masing (m)

N_{60} = angka penetrasi standar rata-rata di dalam titik penurunan ($\approx B_g$ jauh di bawah ujung tiang)

I = faktor pengaruh = $1 - L/8B_g \geq 0,5$

L = panjang penanaman tiang (m) (14.64)

Demikian pula, penurunan kelompok tiang berkaitan dengan tahanan penetrasi kerucut sebagai

$$S_{g(e)} = \frac{qB_g I}{2q_c} \quad (14.65)$$

di mana q_c = tahanan penetrasi kerucut rata-rata di dalam lokasi penurunan. Dalam Persamaan (14.65), semua simbol menggunakan satuan yang konsisten.

14.16 PENURUNAN KONSOLIDASI TIANG KELOMPOK

Penurunan konsolidasi suatu kelompok tiang dapat diperkirakan dengan mengasumsikan metode distribusi perkiraan yang umumnya disebut sebagai metode 2:1. Prosedur perhitungannya meliputi langkah-langkah berikut (Gambar 14.27):

1. Misalkan kedalaman penanaman tiang adalah L . Kelompok tersebut dibebani beban total Q_g . Jika kepala tiang berada di bawah permukaan tanah awal, Q_g sama dengan beban total bangunan atas pada tiang dikurangi berat efektif tanah di atas kelompok tiang yang dipindahkan melalui pengalihan.

2. Asumsikan bahwa beban Q_g diteruskan ke tanah mulai dari kedalaman $2L/3$ dari puncak tiang, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.27 ($z = 0$). Beban Q_g menyebar sepanjang 2 garis vertikal: 1 horizontal dari kedalaman ini. Garis aa' dan bb' adalah dua garis dengan rasio 2:1.
3. Hitung peningkatan tegangan efektif yang disebabkan di tengah setiap lapisan tanah oleh beban Q_g :

$$\Delta\sigma'_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)} \quad (14.66)$$

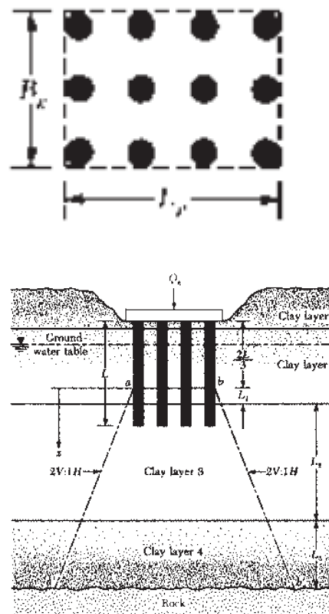
Dimana

$\Delta\sigma'_i$ = peningkatan tegangan efektif di tengah lapisan i

L_g, B_g = panjang dan lebar denah kelompok tiang, masing-masing

z_i = jarak dari $z = 0$ ke tengah lapisan lempung, i

Sebagai contoh, pada Gambar 14.27 untuk lapisan 2, $z_i = L_1/2$; untuk lapisan 3, $z_i = L_1 + L_2/2$; dan untuk lapisan 4, $z_i = L_1 + L_2 + L_3/2$.



Gambar 14.27 Penurunan Akibat Konsolidasi Tiang Pancang Kelompok

Namun, perlu dicatat bahwa tidak akan ada peningkatan tegangan pada lapisan lempung 1 karena berada di atas bidang horizontal ($z = 0$) tempat distribusi tegangan ke tanah dimulai.

4. Hitung penurunan setiap lapisan yang disebabkan oleh peningkatan tegangan:

$$\Delta S_{c(i)} = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{0(i)}} \right] H_i \quad (14.67)$$

Dimana

$\Delta S_{c(i)}$ = penurunan konsolidasi lapisan i

$\Delta e_{(i)}$ = perubahan rasio rongga akibat peningkatan tegangan pada lapisan i

$e_{o(i)}$ = rasio rongga awal lapisan i (sebelum konstruksi)

H_i = tebal lapisan i (*Catatan:* Pada Gambar 14.27, untuk lapisan 2, $H_i = L_1$; untuk lapisan 3, $H_i = L_2$; dan untuk lapisan 4, $H_i = L_3$.)

Hubungan untuk $\Delta e_{(i)}$ diberikan pada Bab 7.

5. Hitung total penurunan konsolidasi kelompok tiang dengan

$$\Delta S_{c(g)} = \sum \Delta S_{c(i)} \quad (14.68)$$

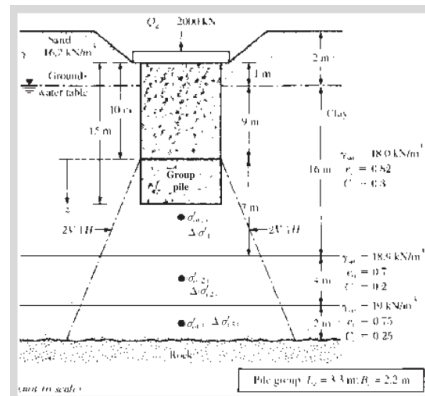
Perlu diperhatikan bahwa konsolidasi penyelesaian tumpukan dapat dimulai dengan timbunan tanah di dekatnya, beban lantai yang berdekatan, dan penurunan muka air tanah.

Contoh 14.10

Sebuah kelompok tiang pancang berbahan tanah liat ditunjukkan pada Gambar 14.28. Tentukan penurunan konsolidasi kelompok tiang pancang tersebut. Semua tanah liat terkonsolidasi secara normal.

Penyelesaian

Karena panjang masing-masing tiang adalah 15 m, distribusi tegangan dimulai pada kedalaman 10 m di bawah puncak tiang. Kita peroleh $Q_g = 2000 \text{ kN}$.



Gambar 14.28

Perhitungan Penurunan Lapisan Lempung 1

Untuk lempung yang terkonsolidasi normal,

$$\Delta S_{c(1)} = \left[\frac{C_{c(1)} H_1}{1 + e_{o(1)}} \right] \log \left[\frac{\sigma'_{o(1)} + \Delta \sigma'_{(1)}}{\sigma'_{o(1)}} \right]$$

$$\Delta \sigma'_{(1)} = \frac{Q_g}{(L_g + z_1)(B_g + z_1)} = \frac{2000}{(3.3 + 3.5)(2.2 + 3.5)} = 51.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{o(1)} = 2(16.2) + 12.5(18.0 - 9.81) = 134.8 \text{ kN/m}^2$$

Jadi

$$\Delta S_{c(1)} = \left[\frac{(0.3)(7)}{1 + 0.82} \right] \log \left[\frac{134.8 + 51.6}{134.8} \right] = 0.1624 \text{ m} = \mathbf{162.4 \text{ mm}}$$

Penyelesaian Lapisan 2

$$\Delta S_{c(2)} = \left[\frac{C_{c(2)} H_2}{1 + e_{0(2)}} \right] \log \left[\frac{\sigma'_{o(2)} + \Delta \sigma'_{(2)}}{\sigma'_{o(2)}} \right]$$
$$\sigma'_{o(2)} = 2(16.2) + 16(18.0 - 9.81) + 2(18.9 - 9.81) = 181.62 \text{ kN/m}^2$$
$$\Delta \sigma'_{(2)} = \frac{2000}{(3.3 + 9)(2.2 + 9)} = 14.52 \text{ kN/m}^2$$

Karena itu,

$$\Delta S_{c(2)} = \left[\frac{(0.2)(4)}{1 + 0.7} \right] \log \left[\frac{181.62 + 14.52}{181.62} \right] = 0.0157 \text{ m} = \mathbf{15.7 \text{ mm}}$$

Penyelesaian Lapisan 3

$$\sigma'_{o(3)} = 181.62 + 2(18.9 - 9.81) + 1(19 - 9.81) = 208.99 \text{ kN/m}^2$$
$$\Delta \sigma'_{(3)} = \frac{2000}{(3.3 + 12)(2.2 + 12)} = 9.2 \text{ kN/m}^2$$
$$\Delta S_{c(3)} = \left[\frac{(0.25)(2)}{1 + 0.75} \right] \log \left[\frac{208.99 + 9.2}{208.99} \right] = 0.0054 \text{ m} = \mathbf{5.4 \text{ mm}}$$

Oleh karena itu, penyelesaian totalnya adalah

$$\Delta S_{c(g)} = 162.4 + 15.7 + 5.4 = \mathbf{183.5 \text{ mm}}$$

POROS BOR

Sebagaimana disebutkan dalam pendahuluan bab ini, poros bor adalah tiang pancang cor di tempat yang umumnya berdiameter sekitar 750 mm atau lebih. Penggunaan pondasi poros bor memiliki banyak keuntungan:

1. Satu poros bor dapat digunakan sebagai pengganti sekelompok tiang pancang dan kepala tiang pancang.
2. Membangun poros bor di endapan pasir dan kerikil padat lebih mudah daripada memancang tiang pancang.
3. Poros bor dapat dibangun sebelum pekerjaan perataan tanah selesai.
4. Ketika tiang pancang dipancang dengan palu, getaran tanah dapat menyebabkan kerusakan pada struktur di sekitarnya, yang dapat dihindari dengan penggunaan poros bor.
5. Tiang pancang yang dipancang ke tanah lempung dapat menyebabkan pengangkatan tanah dan menyebabkan tiang pancang yang sebelumnya dipancang bergerak secara lateral. Hal ini tidak terjadi selama konstruksi poros bor.

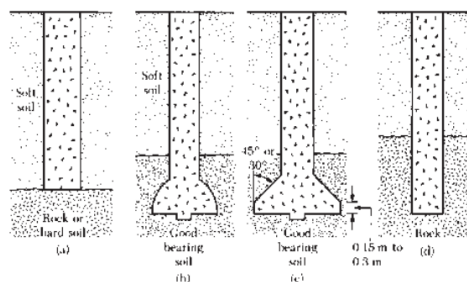
6. Tidak ada suara palu selama konstruksi poros bor, seperti yang terjadi selama pemancangan tiang pancang.
7. Karena dasar poros bor dapat diperbesar, poros ini memberikan ketahanan yang besar terhadap beban angkat.
8. Permukaan tempat dasar poros bor dibangun dapat diperiksa secara visual.
9. Konstruksi poros bor umumnya menggunakan peralatan bergerak, yang, dalam kondisi tanah yang tepat, dapat terbukti lebih ekonomis daripada metode konstruksi pondasi tiang pancang.
10. Poros bor memiliki ketahanan yang tinggi terhadap beban lateral.

Ada juga beberapa kelemahan penggunaan konstruksi poros bor. Operasi pengecoran beton dapat tertunda karena cuaca buruk dan selalu membutuhkan pengawasan yang ketat. Selain itu, seperti halnya pemotongan dengan penyangga, penggalian yang dalam untuk poros bor dapat menyebabkan kehilangan tanah yang substansial dan kerusakan pada struktur di sekitarnya.

14.17 JENIS POROS BOR

Poros bor diklasifikasikan menurut cara desainnya dalam mentransfer beban struktural ke substrat. Gambar 14.29a menunjukkan poros bor yang memiliki *poros lurus*. Tiang ini menembus lapisan atas tanah yang buruk, dan ujungnya bertumpu pada lapisan tanah atau batuan yang kuat dan mampu menahan beban. Tiang ini dapat dilapisi dengan cangkang baja atau pipa jika diperlukan (seperti pada tiang beton cor di tempat yang dilapisi casing). Pada tiang seperti ini, hambatan terhadap beban yang diberikan dapat berasal dari tumpuan ujung dan juga dari gesekan samping pada perimeter tiang dan antarmuka tanah.

Tiang bor dengan bell (Gambar 14.29b dan c) terdiri dari tiang lurus dengan bell di bagian bawah, yang bertumpu pada tanah yang kuat dan mampu menahan beban. Bell dapat dibuat berbentuk kubah (Gambar 14.29b), atau dapat dibuat miring (Gambar 14.29c). Untuk bell bersudut, alat underreaming yang tersedia secara komersial dapat membentuk sudut 30° hingga 45° terhadap vertikal. Pada sebagian besar tiang bor yang dibangun di Amerika Serikat, seluruh daya dukung beban dibebankan hanya pada tumpuan ujung. Namun, dalam kondisi tertentu, daya dukung ujung dan gesekan samping diperhitungkan. Di Eropa, baik hambatan gesekan samping maupun daya dukung ujung selalu diperhitungkan.



Gambar 14.29 Jenis-Jenis Poros Bor: (A) Poros Lurus; (B) Dan (C) Poros Dengan Lonceng; (D) Poros Lurus Yang Disoket Ke Dalam Batu

Poros lurus juga dapat diperluas hingga ke lapisan batuan di bawahnya (Gambar 14.29d). Dalam menghitung daya dukung poros bor tersebut, para insinyur memperhitungkan daya dukung ujung dan tegangan geser yang terbentuk di sepanjang perimeter poros dan antarmuka batuan.

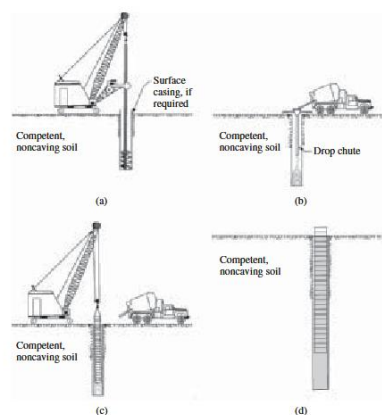
14.18 PROSEDUR KONSTRUKSI

Prosedur konstruksi yang paling umum digunakan di Amerika Serikat melibatkan pengeboran putar. Terdapat tiga jenis utama metode konstruksi, dan metode-metode tersebut dapat diklasifikasikan sebagai (a) metode kering, (b) metode casing, dan (c) metode basah. Berikut penjelasan singkat masing-masing metode.

Metode Konstruksi Kering

Metode ini digunakan pada tanah dan batuan yang berada di atas muka air tanah dan tidak akan runtuh ketika lubang dibor hingga kedalaman penuh. Urutan konstruksi, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.30, adalah sebagai berikut:

1. Penggalian diselesaikan (dan dilubangi jika diinginkan) menggunakan alat bor yang tepat, dan sisa galian dari lubang ditimbun di dekatnya (Gambar 14.30a).
2. Beton kemudian dituangkan ke dalam lubang silinder (Gambar 14.30b).
3. Jika diinginkan, rangka tulangan hanya dipasang di bagian atas poros (Gambar 14.30c).
4. Pengecoran beton kemudian diselesaikan dan poros yang telah dibor akan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.30d.



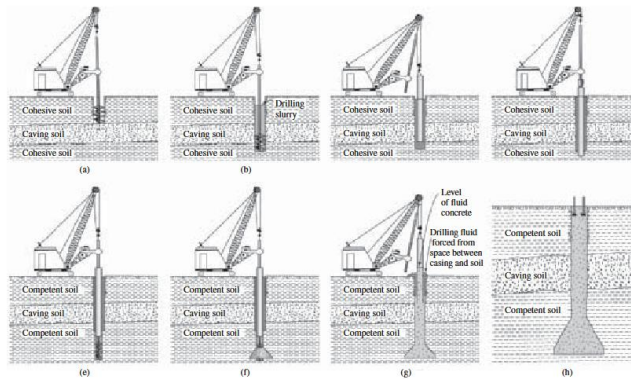
Gambar 14.30 Konstruksi Kering: (A) Pengeboran; (B) Pengecoran beton; (C) Rangka tulangan; (D) Poros selesai.

Metode Konstruksi Casing

Metode ini digunakan pada tanah atau batuan di mana kemungkinan terjadi keruntuhan atau deformasi berlebih saat lubang bor digali. Urutan konstruksi ditunjukkan pada Gambar 14.31 dan dapat dijelaskan sebagai berikut:

1. Prosedur penggalian dimulai, seperti pada metode konstruksi kering yang dijelaskan sebelumnya (Gambar 14.31a).

2. Ketika tanah longsor ditemukan, bubur bentonit dimasukkan ke dalam lubang bor (Gambar 14.31b). Pengeboran dilanjutkan hingga penggalian melewati tanah longsor dan ditemukan lapisan tanah atau batuan kedap air.
3. Sebuah casing kemudian dimasukkan ke dalam lubang (Gambar 14.31c).



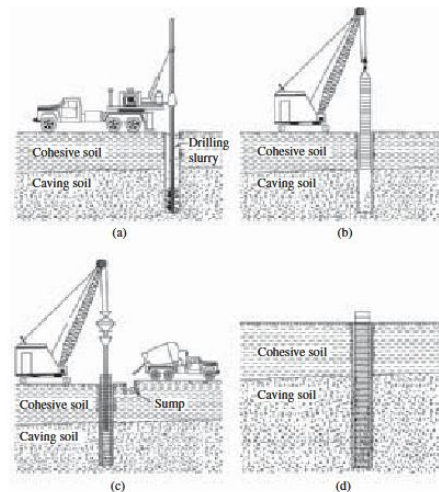
Gambar 14.31 Casing Konstruksi: (A) Pengeboran Awal; (B) *Slurry*; (C) Memasukkan Casing; (D) Casing Disegel; (E) Pengeboran Lanjutan; (F) *Underreaming*; (G) Mengeluarkan Casing; (H) Poros Selesai.

4. Bubur dikeluarkan dari casing menggunakan pompa submersible (Gambar 14.31d).
5. Bor yang lebih kecil yang dapat menembus casing dimasukkan ke dalam lubang dan penggalian dilanjutkan (Gambar 14.31e).
6. Jika diperlukan, dasar lubang galian dapat diperbesar menggunakan underreamer (Gambar 14.31f).
7. Jika baja tulangan dibutuhkan, rangka tulangan perlu diperpanjang hingga seluruh panjang galian. Beton kemudian dituangkan ke dalam galian dan casing ditarik keluar secara bertahap (Gambar 14.31g).
8. Gambar 14.31h menunjukkan lubang bor yang telah selesai.

Metode Konstruksi Basah

Metode ini terkadang disebut sebagai metode pemindahan bubur. Bubur digunakan untuk menjaga lubang bor tetap terbuka selama seluruh kedalaman galian (Gambar 14.32). Berikut adalah langkah-langkah yang terlibat dalam metode konstruksi basah.

1. Penggalian dilanjutkan hingga kedalaman penuh dengan bubur (Gambar 14.32a).
2. Jika diperlukan tulangan, rangka tulangan ditempatkan di dalam bubur (Gambar 14.32b).



Gambar 14.32 Metode Konstruksi Bubur: (A) Pengeboran Hingga Kedalaman Penuh Dengan Bubur, (B) Penempatan Kerangka Tulangan, (C) Penempatan Beton, (D) Poros Yang Telah Selesai

3. Beton yang akan menggantikan volume bubur kemudian ditempatkan di lubang bor (Gambar 14.32c).
4. Gambar 14.32d menunjukkan lubang bor yang telah selesai.

14.19 ESTIMASI KAPASITAS PENAHAN BEBAN

Beban ultimit poros bor (Gambar 14.33) adalah

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (14.69)$$

di mana

Q_u = beban ultimit

Q_p = daya dukung beban ultimit di dasar pondasi

Q_s = tahanan gesek (kulit)

Persamaan untuk beban dasar ultimit serupa dengan persamaan untuk pondasi dangkal:

$$Q_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^* + 0.3 \gamma D_b N_\gamma^*) \quad (14.70)$$

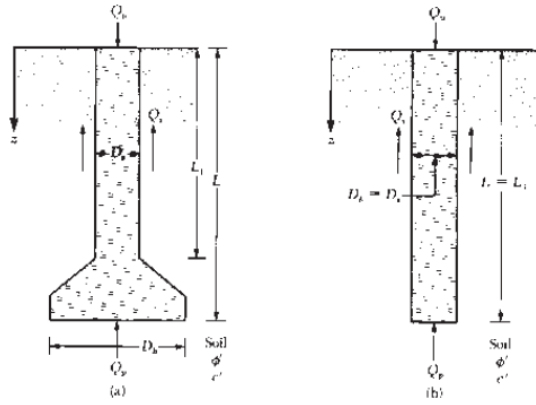
di mana

N_c^*, N_q^*, N_γ^* = faktor daya dukung

q' = tegangan efektif vertikal pada level dasar poros bor

D_b = diameter alas (lihat Gambar 14.33a dan b)

A_p = luas alas = $\pi/4 D_b^2$



Gambar 14.33 Daya Dukung Maksimum Poros Bor: (A) Dengan Bel; (B) Poros Lurus

Dalam kebanyakan kasus, suku terakhir (yang mengandung N'_q) diabaikan kecuali untuk poros yang relatif pendek, jadi

$$Q_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^*) \quad (14.71)$$

Kapasitas menahan beban bersih di dasar (yaitu beban kotor dikurangi berat poros yang dibor) dapat diperkirakan sebagai berikut:

$$Q_{p(\text{net})} = A_p (c' N_c^* + q' N_q^* - q') = A_p [c' N_c^* + q' (N_q^* - 1)] \quad (14.72)$$

Ekspresi untuk hambatan gesek, atau kulit, Q_s , mirip dengan yang digunakan untuk tiang pancang:

$$Q_s = \int_0^L p f \, dz \quad (14.73)$$

Dimana

p = keliling poros = πD_s

f = tahanan gesek (atau kulit) satuan

Poros Bor di Pasir

Untuk poros di pasir, $c' = 0$ dan oleh karena itu, Persamaan (14.72) disederhanakan menjadi

$$Q_{p(\text{net})} = A_p q' (N_q^* - 1) \quad (14.74)$$

Besarnya $Q_{p(\text{net})}$ dapat diperkirakan secara wajar dari hubungan yang didasarkan pada analisis Berezantzev, yang merupakan sedikit modifikasi dari Persamaan (14.74), atau

$$Q_{p(\text{net})} = A_p q' (\omega N_q^* - 1) \quad (14.75)$$

Dimana

$$N_q^* = 0.21e^{0.17\phi'} \quad (\text{Note: } \phi' \text{ is in degrees})$$

$$\omega = \text{a correction factor} = f\left(\frac{L}{D_b}\right); \text{ Lihat Gambar 14.34.} \quad (14.76)$$

Hambatan gesekan pada beban ultimit, Q_s , yang dihasilkan dalam poros bor dapat dihitung dari hubungan yang diberikan dalam Persamaan (14.73), di mana

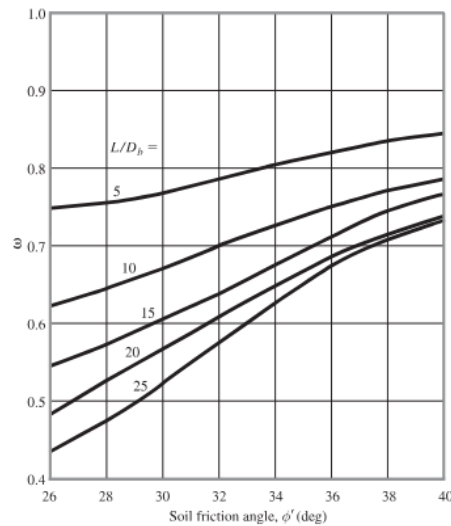
$$p = \text{shaft perimeter} = \pi D_s$$

$$f = \text{unit frictional (or skin) resistance} = K\sigma'_o \tan \delta' \quad (14.77)$$

di mana

$$K = \text{koefisien tekanan tanah} \approx K_o = 1 - \sin \phi'$$

σ'_o = tegangan vertikal efektif pada kedalaman berapa pun z



Gambar 14.34 Variasi ω Dengan ϕ' Dan L/D_b

Jadi,

$$Q_s = \int_0^L pf \, dz = \pi D_s (1 - \sin \phi') \int_0^L \sigma'_o \tan \delta' \, dz \quad (14.78)$$

Nilai σ'_o akan meningkat hingga kedalaman sekitar $15D_s$ dan akan tetap konstan setelahnya, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.12.

Faktor keamanan yang sesuai harus diterapkan pada beban ultimit untuk mendapatkan beban bersih yang diizinkan, atau

$$Q_{u(\text{net})} = \frac{Q_{p(\text{net})} + Q_s}{FS} \quad (14.79)$$

Poros Bor di Tanah Liat

Dari Persamaan (14.72), untuk tanah liat jenuh dengan $\phi' = 0, N_q^* = 1$; maka, resistansi dasar bersih menjadi

$$Q_{p(\text{net})} = A_p c_u N_c^* \quad (14.80)$$

di mana

c_u = kohesi tak terdrainase

$$N_c^* = \text{faktor daya dukung} = 1,33[(\ln I_r) + 1] \quad (\text{untuk } L \geq 3D_b) \quad (14.81)$$

I_r = indeks kekakuan tanah

Untuk kondisi $\phi' = 0$, I_r dapat didefinisikan sebagai

$$I_r = \frac{E_s}{3c_u} \quad (14.82)$$

di mana E_s = modulus elastisitas tanah.

O'Neill dan Reese memberikan perkiraan hubungan antara c_u dan $E_s/3c_u$. Tabel 14.7 memberikan nilai interpolasi dari hubungan ini.

Untuk keperluan praktis, jika c_u sama dengan atau lebih besar dari 100 kN/m², besar N_c^* adalah 9.

Persamaan untuk tahanan kulit poros bor pada lempung serupa dengan Persamaan (14.28), atau

$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_t} \alpha^* c_u p \Delta L \quad (14.83)$$

di mana p = keliling penampang poros. Nilai α^* yang dapat digunakan dalam Persamaan (14.83) belum sepenuhnya ditetapkan. Namun, hasil uji lapangan yang tersedia saat ini menunjukkan bahwa α^* dapat bervariasi antara 1,0 dan 0,3.

Kulhawy dan Jackson melaporkan hasil uji lapangan dari 106 poros bor tanpa bell: 65 pada gaya angkat dan 41 pada gaya tekan. Korelasi terbaik untuk besaran α^* yang diperoleh dari hasil ini adalah

$$\alpha^* = 0.21 + 0.25 \left(\frac{p_a}{c_u} \right) \leq 1 \quad (14.84)$$

di mana p_a = tekanan atmosfer $\approx 100 \text{ kN/m}^2$ dan c_u dalam kN/m². Jadi, secara konservatif, kita dapat berasumsi bahwa

$$\alpha^* = 0.4 \quad (14.85)$$

Tabel 14.7 Perkiraan variasi $E_s/3c_u$ dengan c_u

$c_u (\text{kN/m}^2)$	$\frac{E_s}{3c_u}$	$c_u (\text{kN/m}^2)$	$\frac{E_s}{3c_u}$
25	25	125	270
50	145	150	285
75	210	175	292
100	250	200	300

Contoh 14.11

Profil tanah ditunjukkan pada Gambar 14.35. Sebuah poros bor dengan tumpuan titik dan bell akan ditempatkan di lapisan pasir dan kerikil yang padat. Beban kerja, Q_w , adalah 3000 kN. Gunakan Persamaan (14.75) dan faktor keamanan 4 untuk menentukan diameter bell, D_b . Abaikan hambatan gesek poros.

Solusi

Dari Persamaan (14.75),

$$\begin{aligned} Q_{p(\text{net})} &= A_p q' (\omega N_q^* - 1). \phi' = 35^\circ. \\ N_q^* &= 0.21 e^{0.17 \phi'} = 0.21 e^{(0.17)(35)} = 80.6 \\ q' &= 6(17) + 2(19) = 140 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{p(\text{net})} &= (Q_u)(FS) = (3000)(4) = 12,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

Asumsikan $D_b = 1.5 \text{ m}$. $L/D_b = 8/1.5 = 5.3$.

Dari Gambar 14.34, untuk $\phi' = 35^\circ$ dan $L/D_b = 5.3$, nilai $\omega \approx 0.82$. Jadi,

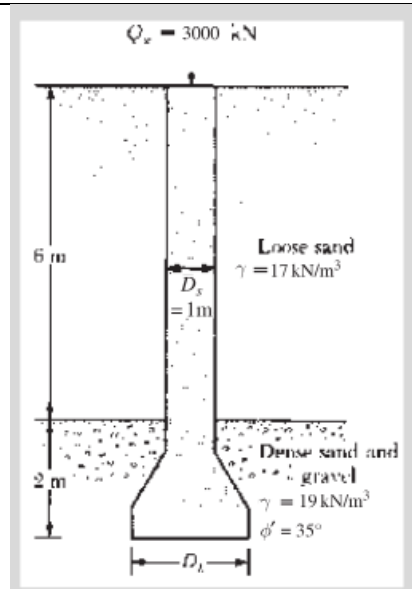
$$12,000 = \left(\frac{\pi}{4} D_b^2 \right) (140) [(0.82)(80.6) - 1]$$

$D_b = 1.3 \text{ m} < 1.5 \text{ m}$ (diasumsikan).

Coba $D_b = 1.3$. $L/D_b = 8/1.3 = 6.15$.

Dari Gambar 14.34, $\omega \approx 0.8$. Jadi

$$12,000 = \left(\frac{\pi}{4} D_b^2 \right) (140) [(0.8)(80.6) - 1]$$



Gambar 14.35

$D_b = 1,31\text{m} \approx 1,3$ (diasumsikan).

Jadi

$$D_b \approx 1.3 \text{ m}$$

Contoh 14.12

Gambar 14.36 menunjukkan poros bor tanpa bell. Di sini, $L_1 = 8\text{m}$, $L_2 = 3\text{m}$, $D_s = 1,5\text{m}$, $c_{u(1)} = 50\text{kN/m}^2$, dan $c_{u(2)} = 105\text{kN/m}^2$. Tentukan

- Daya dukung titik ultimit neto
- Tahanan kulit ultimit
- Beban kerja, Q_w ($FS = 3$) Gunakan Persamaan (14.80), (14.83), dan (14.85).

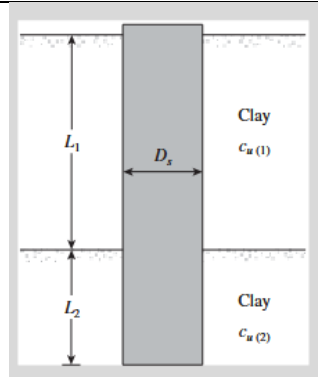
Penyelesaian

Bagian a

Dari Persamaan (14.80),

$$Q_{p(\text{net})} = A_p c_u N_c^* = A_p c_{u(p)} N_c^* = \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) (1.5)^2 \right] (105)(9) \approx 1670 \text{ kN}$$

(Note: Since $c_u/p_a > 1$, $N_c^* \approx 9$.)



Gambar 14.36 Poros Bor Tanpa Bel

Bagian b

Dari Persamaan (14.83),

$$Q_s = \sum \alpha^* c_u p \Delta L$$

Dari Persamaan (14.85),

$$\alpha^* = 0.4$$

$$p = \pi D_s = (3.14)(1.5) = 4.71 \text{ m}$$

Dan

$$Q_s = (0.4)(4.71)[(50 \times 8) + (105 \times 3)] \approx \mathbf{1347 \text{ kN}}$$

Bagian c

$$Q_w = \frac{Q_{p(\text{act})} + Q_s}{\text{FS}} = \frac{1670 + 1347}{3} = \mathbf{1005.7 \text{ kN}}$$

14.20 PENURUNAN POROS BOR PADA BEBAN KERJA

Penurunan poros bor pada beban kerja dihitung dengan cara yang serupa dengan yang diuraikan pada Bagian 14.11. Dalam banyak kasus, beban yang ditanggung oleh tahanan poros lebih kecil dibandingkan dengan beban yang ditanggung di dasar. Dalam kasus tersebut, kontribusi $S_{e(3)}$ dapat diabaikan. Perhatikan bahwa, pada Persamaan (14.43) dan (14.44), istilah D harus diganti dengan D_b untuk poros.

14.21 KAPASITAS PENAHAN BEBAN BERDASARKAN PENURUNAN

Berdasarkan basis data 41 uji pembebanan, Reese dan O'Neill mengusulkan suatu metode untuk menghitung kapasitas penahan beban poros bor. Metode ini dapat diterapkan pada rentang berikut:

1. Diameter poros: $D_s = 0,52$ hingga $1,2 \text{ m}$
2. Kedalaman bel: $L = 4,7$ hingga $30,5 \text{ m}$
3. $C_u = 29$ hingga 287 kN/m^2
4. Tahanan penetrasi lapangan standar: $N_{60} = 5$ hingga 60

5. Rasio konsolidasi berlebih: 2 hingga 15

6. Slump beton: 100 hingga 225 mm

Prosedur Reese dan O'Neill, dengan mengacu pada Gambar 14.37, memberikan

$$Q_u = \sum_{i=1}^N f_i p \Delta L_i + q_p A_p \quad (14.86)$$

di mana

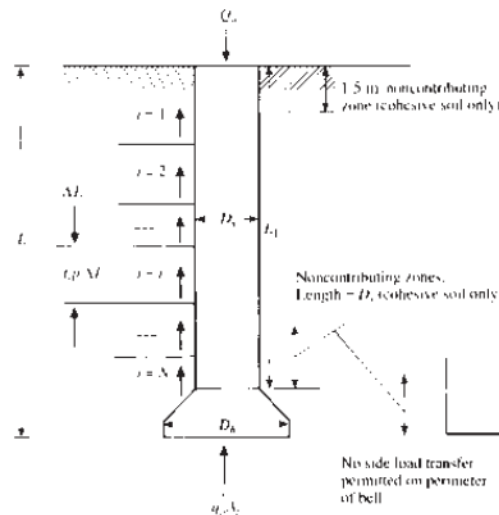
f_i = tahanan geser satuan ultimit pada lapisan i

p = keliling poros = πD_s

q_p = tahanan titik satuan

A_p = luas alas = $(\pi/4)D_b^2$

Berikut adalah hubungan untuk menentukan Q_u pada tanah kohesif dan granular.



Gambar 14.37 Pengembangan Persamaan (14.86)

Tanah Kohesif

Berdasarkan Persamaan (14.86), kita peroleh

$$f_i = \alpha_i^* c_{u(i)} \quad (14.87)$$

Nilai-nilai berikut direkomendasikan untuk α_i^* :

$\alpha_i^* = 0$ untuk diameter atas 1,5 m dan bawah 1, D_s , dari poros yang dibor. (Catatan: Jika $D_b > D_s$, maka $\alpha^* = 0$ untuk 1 diameter di atas puncak lonceng dan untuk area perifer lonceng itu sendiri.)

$\alpha_i^* = 0,55$ di tempat lain

dan

$$q_p(\text{kN/m}^2) = 6c_{ub} \left(1 + 0.2 \frac{L}{D_b} \right) \leq 9c_{ub} \leq 3.83 \text{ MN/m}^2 \quad (14.88)$$

di mana c_{ub} = kohesi tak terdrainase rata-rata dalam $2D_b$ di bawah dasar (kN/m^2).

Jika D_b besar, penurunan berlebih akan terjadi pada beban ultimit per satuan luas, q_p , seperti yang diberikan oleh Persamaan (14.88). Dengan demikian, untuk $D_b > 1,9\text{m}$, q_p dapat digantikan oleh q_{pr} , atau

$$q_{pr} = F_r q_p \quad (14.89)$$

Dimana

$$F_r = \frac{2.5}{0.0254\psi_1 D_b(\text{m}) + \psi_2} \leq 1 \quad (14.90)$$

$$\psi_1 = 0.0071 + 0.0021 \left(\frac{L}{D_b} \right) \leq 0.015 \quad (14.91)$$

$$\psi_2 = 7.787(c_{ub})^{0.5} \quad (0.5 \leq \psi_2 \leq 1.5) \quad (14.92)$$

$\uparrow$
 kN/m^2

Jika daya dukung beban pada tingkat penurunan terbatas diperlukan, Tabel 14.8 dan 14.9 dapat digunakan untuk prosedur yang dijelaskan selanjutnya. Nilai-nilai yang diberikan dalam tabel ini didasarkan pada kurva rata-rata hasil observasi lapangan oleh Reese dan O'Neill.

1. Pilih nilai penurunan, S_e .
2. Hitung $\sum_{i=1}^N f_i p \Delta L_i$ dan $q_p A_p$, seperti yang diberikan pada Persamaan (14.86).
3. Dengan menggunakan Tabel 14.8 dan 14.9 serta nilai-nilai yang dihitung pada langkah 2, tentukan *beban samping* dan *beban dukung ujung*.
4. Jumlah beban samping dan beban dukung ujung adalah total beban yang diberikan.

Tabel 14.8 Transfer Beban Samping Ternormalisasi Dengan Penurunan Untuk Tanah Kohesif (Berdasarkan Kurva Rata-Rata)

Settlement D_s (%)	Side load transfer $\sum f_i p \Delta L_i$	Settlement D_s (%)	Side load transfer $\sum f_i p \Delta L_i$
0	0	0.8	0.95
0.1	0.48	1.0	0.94
0.2	0.74	1.2	0.92
0.3	0.86	1.4	0.91
0.4	0.91	1.6	0.89

0.6	0.95	1.8	0.85
0.7	0.955	2.0	0.82

Tabel 14.9 Transfer Beban Dasar Yang Dinormalisasi Dengan Penurunan Untuk Tanah Kohesif
(Berdasarkan Kurva Rata-Rata)

<u>Settlement</u> D_b (%)	<u>End bearing</u> $q_p A_p$	<u>Settlement</u> D_b (%)	<u>End bearing</u> $q_p A_p$
0	0	4.0	0.951
0.5	0.363	5.0	0.971
1.0	0.578	6.0	0.971
1.5	0.721	7.0	0.971
2.0	0.804	8.0	0.971
2.5	0.863	9.0	0.971
3.0	0.902	10.0	0.971

Tanah Tanpa Kohesi

Berdasarkan Persamaan (14.86), kita peroleh

$$f_i = \beta \sigma'_{ozi} \quad (14.93)$$

Dimana

σ'_{ozi} = tegangan efektif vertikal pada pertengahan lapisan i

$$\beta = 1.5 - 0.244z_i^{0.5} \quad (0.25 \leq \beta \leq 1.2) \quad (14.94)$$

z_i = kedalaman tengah lapisan i (m)

Baru-baru ini, Rollins dan rekan-rekan telah memodifikasi Persamaan (14.94) untuk pasir berkerikil sebagai berikut:

Untuk pasir dengan 25 hingga 50% kerikil:

$$\beta = 2.0 - 0.15z_i^{0.75} \quad (0.25 \leq \beta \leq 1.8) \quad (14.95)$$

Untuk pasir dengan lebih dari 50% kerikil:

$$\beta = 3.4e^{-0.085z_i} \quad (0.25 \leq \beta \leq 3.0) \quad (14.96)$$

Pada Persamaan (14.95) dan (14.96), z dinyatakan dalam meter (m).

Daya dukung titik adalah

$$q_p (\text{kN/m}^2) = 57.5N_{60} \leq 4.3 \text{ MN/m}^2 \quad (14.97)$$

di mana N_{60} = angka penetrasi standar rata-rata yang *tidak dikoreksi* dalam jarak $2D_b$ di bawah dasar poros bor.

Seperti pada Persamaan (14.89), untuk mengendalikan penurunan berlebih, besarnya q_p dapat dimodifikasi sebagai berikut:

$$q_{pr} = \frac{1.27}{D_b(\text{m})} q_p \quad (\text{for } D_b \geq 1.27 \text{ m}) \quad (14.98)$$

Tabel 14.10 dan 14.11 dapat digunakan untuk menghitung daya dukung beban berdasarkan penurunan. Tabel-tabel tersebut serupa dengan Tabel 14.8 dan 14.9 untuk tanah lempung.

Tabel 14.10 Transfer Beban Samping Ternormalisasi Dengan Penurunan Untuk Tanah Tanpa Kohesi (Berdasarkan Kurva Rata-Rata)

Settlement D_s (%)	Side load transfer $\sum f_i p \Delta L_i$	Settlement D_s (%)	Side load transfer $\sum f_i p \Delta L_i$
0	0	0.8	0.974
0.1	0.371	1.0	0.987
0.2	0.590	1.2	0.974
0.3	0.744	1.4	0.968
0.4	0.846	1.6	0.960
0.5	0.910	1.8	0.940
0.6	0.936	2.0	0.920

Tabel 14.11 Pemindahan Beban Dasar Yang Dinormalkan Dengan Penurunan Untuk Tanah Tanpa Kohesi (Berdasarkan Kurva Rata-Rata)

Settlement D_b (%)	End bearing $q_p A_p$	Settlement D_b (%)	End bearing $q_p A_p$
0	0	6	1.10
1	0.32	7	1.20
2	0.56	8	1.29
3	0.73	9	1.38
4	0.87	10	1.44
5	0.98		

Contoh 14.13

Poros bor di tanah kohesif ditunjukkan pada Gambar 14.38. Gunakan prosedur yang diuraikan di bagian ini untuk menentukan nilai-nilai berikut:

- Kapasitas dukung beban ultimit
- Kapasitas dukung beban untuk penurunan yang diijinkan sebesar 12,7 mm

Solusi

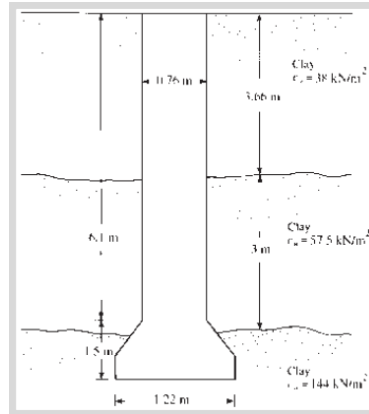
Bagian a

Dari Persamaan (14.87), kita peroleh

$$f_i = \alpha_i^* c_{u(i)}$$

Dari Gambar 14.38,

$$\begin{aligned}\Delta L_1 &= 3.66 - 1.5 = 2.16 \text{ m} \\ \Delta L_2 &= (6.1 - 3.66) - D_s = 2.44 - 0.76 = 1.68 \text{ m} \\ c_{u(1)} &= 38 \text{ kN/m}^2 \\ c_{u(2)} &= 57.5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



Gambar 14.38

Oleh karena itu,

$$\begin{aligned}\sum f_i p \Delta L_i &= \sum \alpha_i^* c_{u(i)} p \Delta L_i \\ &= (0.55)(38)(\pi \times 0.76)(2.16) + (0.55)(57.5)(\pi \times 0.76)(1.68) \\ &= 234.6 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari Persamaan (14.88), kita memiliki

$$q_p = 6c_{ub} \left(1 + 0.2 \frac{L}{D_b} \right) = (6)(144) \left[1 + 0.2 \left(\frac{6.1 + 1.5}{1.22} \right) \right] = 1940 \text{ kN/m}^2$$

Memeriksa:

$$q_p = 9c_{ub} = (9)(144) = 1296 \text{ kN/m}^2 < 1940 \text{ kN/m}^2$$

Jadi, kita menggunakan $q_p = 1296 \text{ kN/m}^2$:

$$q_p A_p = q_p \left(\frac{\pi}{4} D_b^2 \right) = (1296) \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) (1.22)^2 \right] \approx 1515 \text{ kN}$$

Karena itu,

$$Q_u = \sum \alpha^* c_{u(i)} p \Delta L_i + q_p A_p = 234.6 + 1515 = \mathbf{1749.6 \text{ kN}}$$

Bagian b

Kita punya

$$\frac{\text{allowable settlement}}{D_s} = \frac{12.7}{(0.76)(1000)} = 0.0167 = 1.67\%$$

Dari Tabel 14.8, untuk penurunan ternormalisasi sebesar 1,67%, beban samping ternormalisasi adalah sekitar 0,87. Dengan demikian, beban samping adalah

$$(0.87) \left(\sum f_{ip} \Delta L_i \right) = (0.87)(234.6) = 204.1 \text{ kN}$$

Lagi,

$$\frac{\text{allowable settlement}}{D_b} = \frac{12.7}{(1.22)(1000)} = 0.0104 = 1.04\%$$

Dari Tabel 14.9, untuk penurunan yang dinormalkan sebesar 1,04%, beban ujung yang dinormalkan adalah sekitar 0,58. Jadi beban dasar adalah

$$(0.58)(q_p A_p) = (0.58)(1515) = 878.7 \text{ kN}$$

Dengan demikian, beban totalnya adalah

$$Q = 204.1 + 878.7 = \mathbf{1082.8 \text{ kN}}$$

Contoh 14.14

Sebuah poros bor ditunjukkan pada Gambar 14.39. Angka penetrasi standar rata-rata yang belum dikoreksi (N_{60}) dalam jarak $2D_b$ di bawah dasar poros adalah sekitar 30. Tentukan

- Kapasitas dukung beban ultimit
- Kapasitas dukung beban untuk penurunan 12 mm. Gunakan Persamaan (14.95).

Solusi

Bagian a

Dari Persamaan (14.93) dan (14.95),

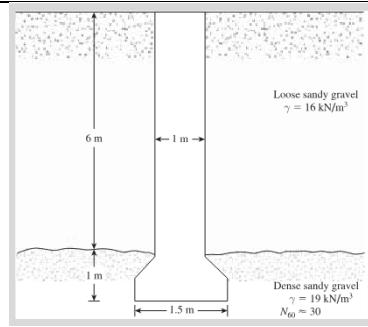
$$f_i = \beta \sigma'_{ozi}$$

Dan

$$\beta = 2.0 - 0.15z^{0.75}$$

Untuk soal ini, $z_i = 6/2 = 3\text{m}$, jadi

$$\beta = 2 - (0.15)(3)^{0.75} = 1.658$$



Gambar 14.39 Poros bor yang ditopang oleh lapisan kerikil berpasir yang padat

Dan

$$\sigma'_{ozi} = \gamma z_i = (16)(3) = 48 \text{ kN/m}^2$$

Dengan demikian,

$$f_i = (48)(1.658) = 79.58 \text{ kN/m}^2$$

Dan

$$\sum f_i p \Delta L_i = (79.58)(\pi \times 1)(6) = 1500 \text{ kN}$$

Dari Persamaan (14.97),

$$q_p = 57.5 N_{60} = (57.5)(30) = 1725 \text{ kN/m}^2$$

Perhatikan bahwa D_b lebih besar dari 1,27 m. Jadi kita akan menggunakan Persamaan (14.98).

$$q_{pr} = \left(\frac{1.27}{D_b} \right) q_p = \left(\frac{1.27}{1.5} \right) (1725) \approx 1461 \text{ kN/m}^2$$

Sekarang,

$$q_{pr} A_p = (1461) \left(\frac{\pi}{4} \times 1.5^2 \right) \approx 2582 \text{ kN}$$

Karena itu,

$$Q_{ult(net)} = q_{pr} A_p + \sum f_i p \Delta L_i = 2582 + 1500 = \mathbf{4082 \text{ kN}}$$

Bagian b

Kita punya

$$\frac{\text{Allowable settlement}}{D_s} = \frac{12}{(1.0)(1000)} = 0.12 = 1.2\%$$

Tabel 14.10 menunjukkan bahwa untuk penurunan ternormalisasi sebesar 1,2%, beban ternormalisasi adalah sekitar 0,974. Dengan demikian, transfer beban samping adalah $(0,974)(1500) \approx 1461$ kN. Demikian pula,

$$\frac{\text{Allowable settlement}}{D_b} = \frac{12}{(1.5)(1000)} = 0.008 = 0.8\%$$

Tabel 14.11 menunjukkan bahwa untuk penurunan ternormalisasi sebesar 0,8%, beban dasar ternormalisasi adalah sekitar 0,25. Jadi, beban dasar adalah $(0,25)(2582) = 645,5$ kN. Dengan demikian, beban totalnya adalah

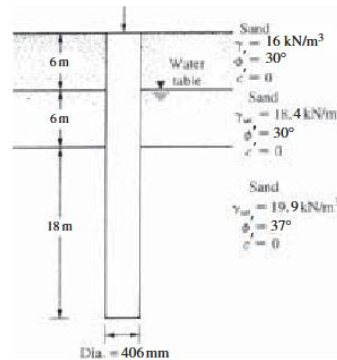
$$Q = 1461 + 645.5 \approx \mathbf{2102 \text{ kN}}$$

LATIHAN SOAL

- 14.1 Sebuah tiang beton memiliki panjang 15 m dan penampang melintang $406 \text{ mm} \times 406 \text{ mm}$. Tiang tersebut tertanam sepenuhnya di dalam pasir, dengan $\gamma = 17,3 \text{ kN/m}^3$ dan $\phi' = 30^\circ$.
 - a. Hitung beban titik ultimit, Q_p [Gunakan Persamaan (14.13)]
 - b. Tentukan hambatan gesek total untuk $K = 1,3$ dan $\delta' = 0,8\phi'$. [Gunakan Persamaan (14.17), (14.18), dan (14.19)]
- 14.2 Ulangi Soal 14.1 untuk $\gamma = 18,4 \text{ kN/m}^3$ dan $\phi' = 37^\circ$.
- 14.3 Sebuah tiang pipa tertutup yang dipancang ditunjukkan pada Gambar 14.40.
 - a. Tentukan beban titik ultimit.
 - b. Tentukan hambatan gesek ultimit, Q_s ; gunakan $K = 1,4$ dan $\delta' = 0,6\phi'$.
 - c. Hitung beban tiang pancang yang diizinkan; gunakan $FS = 4$.
- 14.4 Sebuah tiang pancang beton sepanjang 20 m dengan penampang melintang $381 \text{ mm} \times 381 \text{ mm}$ tertanam sepenuhnya di dalam lapisan lempung jenuh. Untuk lempung tersebut, $\gamma_{sat} = 18,5 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 0$, dan $c_u = 70 \text{ kN/m}^2$. Asumsikan muka air tanah berada di bawah ujung tiang pancang. Tentukan beban yang diizinkan yang dapat ditanggung tiang pancang ($FS = 3$). Gunakan metode α untuk memperkirakan hambatan kulit
- 14.5 Ulangi Soal 14.4 menggunakan metode λ untuk memperkirakan hambatan kulit.
- 14.6 Sebuah tiang pancang beton dengan penampang melintang $381 \text{ mm} \times 381 \text{ mm}$ ditunjukkan pada Gambar 14.41. Hitung tahanan kulit ultimit menggunakan masing-masing metode berikut:
 - a. Metode α
 - b. Metode λ

c. Metode β

Gunakan $\phi'_R = 25^\circ$ untuk semua lempung yang terkonsolidasi normal.

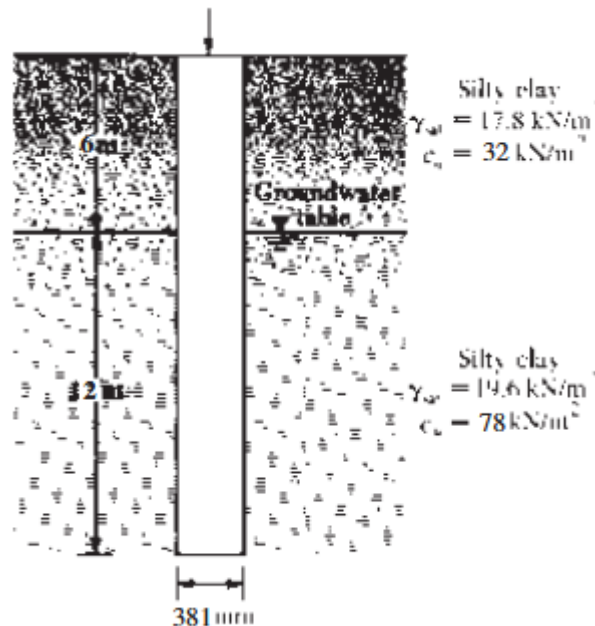


Gambar 14.40

- 14.7 Sebuah tiang baja (penampang H; HP 310 × 1,226; lihat Tabel 14.1) ditancapkan ke dalam lapisan batu pasir. Panjang tiang tersebut adalah 20 m. Berikut adalah sifat-sifat batu pasir tersebut:

$$\text{Kuat tekan bebas} = q_{u(lab)} = 73,5 \text{ MN/m}^2$$

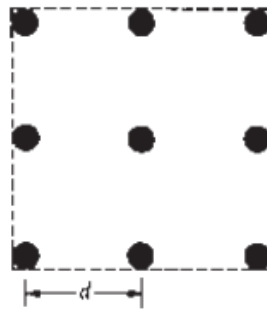
$$\text{Sudut gesek} = 37^\circ$$



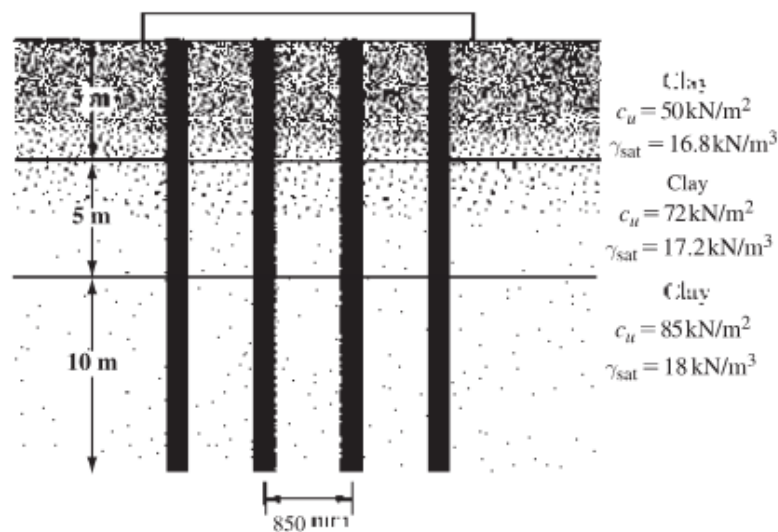
Gambar 14.41

Dengan menggunakan faktor keamanan 5, perkirakan beban titik yang diizinkan yang dapat dipikul oleh tiang pancang.

- 14.8 Sebuah tiang pancang beton memiliki panjang 18 m dan penampang melintang $405 \text{ mm} \times 405 \text{ mm}$. Tiang pancang tersebut tertanam di pasir dengan $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$ dan $\phi' = 36^\circ$. Beban kerja yang diizinkan adalah 650 kN. Jika 450 kN disumbangkan oleh hambatan gesek dan 200 kN berasal dari beban titik, tentukan penurunan elastis tiang pancang. Di sini, $E_p = 21 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$, $E_s = 28 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$, $\mu_s = 0.4$, dan $\zeta = 0.6$.
- 14.9 Sebuah tiang pancang baja (penampang-H; HP 330 $\times$ 1,462; lihat Tabel 14.1) ditancapkan dengan palu. Energi palu terukur maksimum adalah 50 kN-m, berat ram adalah 58 kN, dan panjang tiang pancang adalah 25 m. Diberikan juga persamaan berikut:
- Koefisien restitusi = 0,3
 - Berat kepala tiang pancang = 4,3 kN
 - Efisiensi palu = 0,8
 - Jumlah pukulan untuk penetrasi 25,4 mm terakhir = 12
 - $E_p = 207 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
- Perkirakan kapasitas tiang pancang menggunakan Persamaan (14.51). Gunakan $FS = 4$.
- 14.10 Selesaikan Soal 14.9 menggunakan rumus Denmark [Persamaan (14.52)]. Gunakan $FS = 3$.
- 14.11 Gambar 14.20a menunjukkan sebuah tiang pancang. Misalkan $L = 18 \text{ m}$, $D = 356 \text{ mm}$, $H_f = 4 \text{ m}$, $\gamma_f = 18 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_{\text{fill}} = 28^\circ$. Tentukan gaya hambat ke bawah total pada tiang. Asumsikan bahwa timbunan terletak di atas muka air tanah dan $\delta' = 0,6\phi'_{\text{fill}}$.
- 14.12 Lihat Gambar 14.20b. Misalkan $L = 19 \text{ m}$, $\gamma_{\text{fill}} = 15,2 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat(lempung)}} = 19,5 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_{\text{lempung}} = 30^\circ$, $H_f = 3,2 \text{ m}$, dan $D = 0,46 \text{ m}$. Muka air tanah berimpit dengan bagian atas lapisan lempung. Tentukan gaya hambat ke bawah total pada tiang. Asumsikan bahwa $\delta' = 0,5\phi'_{\text{lempung}}$.
- 14.13 Denah tiang pancang kelompok ditunjukkan pada Gambar 14.42. Asumsikan tiang pancang tertanam di tanah lempung homogen jenuh dengan $c_u = 80 \text{ kN/m}^2$. Untuk tiang pancang, $D = 356 \text{ mm}$, jarak antar pusat = 850 mm, dan $L = 22 \text{ m}$. Tentukan kapasitas daya dukung yang diizinkan untuk kelompok tiang pancang tersebut. Gunakan $FS = 3$.
- 14.14 Ulangi Soal 14.13 untuk $d = 762 \text{ mm}$, $L = 15 \text{ m}$, $D = 381 \text{ mm}$, dan $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$.



Gambar 14.42



Gambar 14.43

- 14.15 Penampang tiang pancang kelompok 4×4 pada tanah lempung jenuh berlapis ditunjukkan pada Gambar 14.43. Tiang-tiang tersebut berbentuk persegi dengan penampang melintang ($356 \text{ mm} \times 356 \text{ mm}$). Jarak antar pusat tiang, d , adalah 850 mm. Dengan asumsi muka air tanah berada 3 m di bawah ujung tiang, tentukan daya dukung beban yang diizinkan dari kelompok tiang tersebut. Gunakan $FS = 4$.
- 14.16 Gambar 14.44 menunjukkan tiang pancang kelompok pada tanah lempung. Tentukan penurunan konsolidasi kelompok tersebut.
- 14.17 Sebuah poros bor ditunjukkan pada Gambar 14.45. Untuk poros tersebut, $L_1 = 5 \text{ m}$, $L_2 = 2 \text{ m}$, $D_s = 1 \text{ m}$, dan $D_b = 2 \text{ m}$. Untuk tanah, $\gamma_c = 17 \text{ kN/m}^3$, $c_u = 35 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$, dan $\phi' = 38^\circ$. Tentukan daya dukung titik netto yang diizinkan ($FS = 3$).
- 14.18 Untuk poros bor yang dijelaskan pada Soal 14.17, berapakah hambatan kulit yang akan terbentuk untuk 5 m teratas, yang berada di dalam tanah liat?

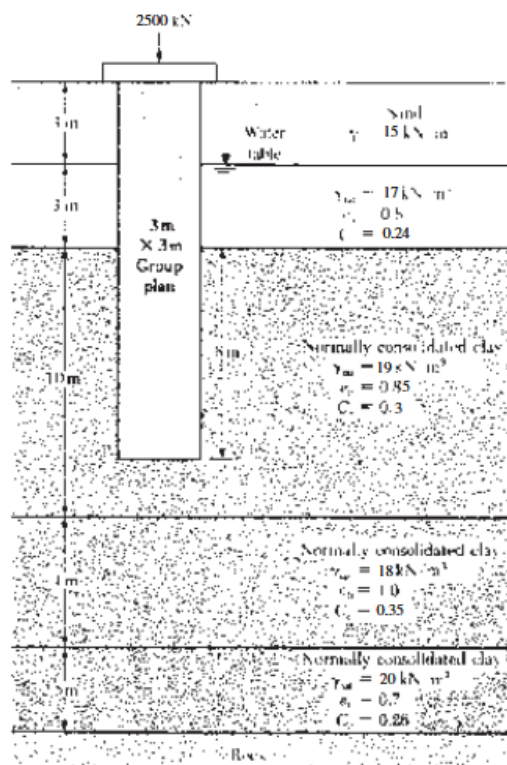
14.19 Gambar 14.46 menunjukkan poros bor tanpa bell. Di sini, $L_1 = 9\text{m}$, $L_2 = 2,8\text{m}$, $D_s = 1,1\text{m}$, $c_{u(1)} = 50\text{kN/m}^2$, dan $c_{u(2)} = 105\text{kN/m}^2$. Tentukan nilai-nilai berikut:

- Daya dukung titik ultimit
- Hambatan kulit ultimit
- Beban kerja, Q_w ($FS = 3$)

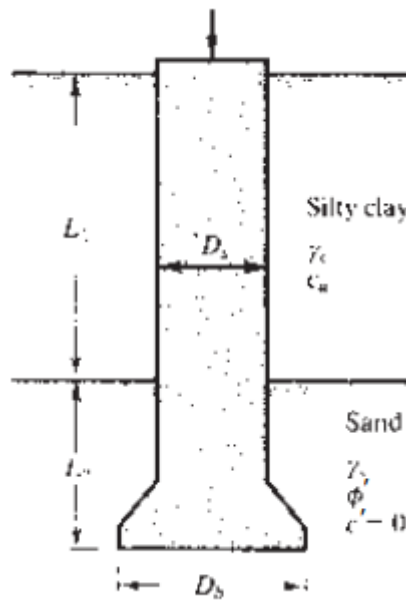
14.20 Untuk poros bor yang dijelaskan pada Soal 14.19, perkirakan penurunan elastis total pada beban kerja. Gunakan Persamaan (14.42), (14.44), dan (14.45). Asumsikan $E_p = 21 \times 10^6\text{kN/m}^2$, $\mu_s = 0,3$, $E_s = 14 \times 10^3\text{kN/m}^2$, $\xi = 0.65$. Asumsikan mobilisasi tahanan kulit sebesar 50% pada beban kerja.

14.21 Untuk poros bor yang dijelaskan pada Soal 14.19, tentukan nilai-nilai berikut:

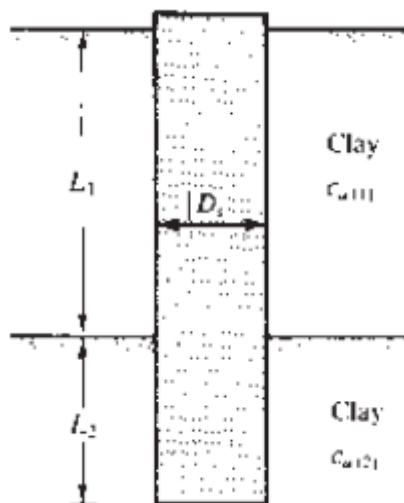
- Kapasitas dukung beban ultimit
- Kapasitas dukung beban untuk penurunan 12,7 mm. Gunakan prosedur yang diuraikan pada Bagian 14.21.



Gambar 14.44

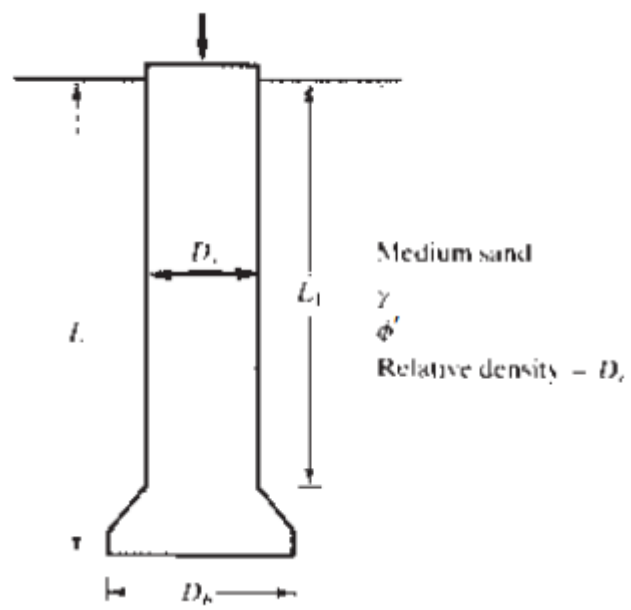


Gambar 14.45



Gambar 14.46

- 14.22 Lihat Gambar 14.47, dengan $L = 6$ m, $L_1 = 5$ m, $D_s = 1,2$ m, $D_b = 1,7$ m, $\gamma = 15,7$ kN/m³, dan $\phi' = 33^\circ$. Angka penetrasi standar rata-rata yang tidak dikoreksi dalam jarak $2 D_b$ di bawah dasar adalah 32. Tentukan nilai-nilai berikut:
- Kapasitas dukung beban ultimit
 - Kapasitas dukung beban untuk penurunan 12,7 mm. Gunakan prosedur yang diuraikan di Bagian 14.21.



Gambar 14.47

DAFTAR PUSTAKA

- Alsharahi, G., Faize, A., Maftei, C., & Driouach, A. (2019). GPR Application for Risks Detection in Subsurface Engineering Construction Projects. *Ovidius University Annals of Constanta-Series Civil Engineering*, 21(1), 51–58
- Andy Mahendra. (2014). Kajian Daya Dukung Pondasi Abutment Jembatan Bawas Kabupaten Kubu Raya . *JeLAST: Jurnal PWK, Laut, Sipil, Tambang* 1, 1(1), 1–9.
- Batog, A., & Stilger-Szydło, E.(2019). Geotechnical Problems of the Foundation of Road Embankments by the Bridge Structures. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 41(4), 272–281.
- Bishop, A.W. dan Bjerrum, L. (1960). “The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems”, *ASCE Conference on Strength of Cohesive soils*, 437 - 501.
- Bowles, J. E. (1989). *Sifat-sifat fisis dan Geoteknis Tanah*. Erlangga. Jakarta.
- Bowles, Joseph E. (1982). *Foundation Analysis and Design, Third Edition*, Mc. Graw-Hill Companies, Inc., New York.
- Cook, M. E., Brook, M. S., Hamling, I. J., Cave, M., Tunnicliffe, J. F., Holley, R., & Alama, D. J. (2022). Engineering geomorphological and InSAR investigation of an urban landslide, Gisborne, New Zealand. *Landslides*, 19(10), 2423–2437.
- Das, B. M. (1995). *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik Jilid 2)*. Erlangga.
- Das, B. M., & Sobhan, K. (2018). *Principles of Geotechnical Engineering*. Cengage Learning, 819.
- Das, Braja M. (2011). *Principles of Foundation Engineering, 7th Edition*, Cengage Learning, Inc., USA.
- Hardiyatmo, H. C. (2022). *Rekayasa Gempa untuk Analisis Struktur dan Geoteknik*. Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, Hary Cristyadi (2018). *Mekanika Tanah 2*, Edisi Keenam. Yogyakarta : Gadjah Mada University Press
- Holtz, Robert D., William D. Kovacs, Thomas C. Sheahan. (2011). *An Introduction Geotechnical Engineering Second Edition*, Pearson Education, Inc., Upper Saddle River.
- J. Hartlen, W. Wolski (1996): *Embankments on Organic Soils*. Elsevier. 424p. ISBN 0-444-88273-1.
- Jongmans, D., & Garambois, S. (2007). Geophysical investigation of landslides: A review. *Bulletin de La Societe Geologique de France*, 178(2), 101–112.
- Kempfert, Hans-Georg dan Gebreselassie, Berhane. (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils*, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, The Netherlands.
- Khakiev, Z., Shapovalov, V., Kruglikov, A., & Yavna, V. (2014). GPR determination of physical parameters of railway structural layers. *Journal of Applied Geophysics*, 106, 139–145.

- Lim, A., Ou, C. Y., & Hsieh, P. (2010). "Evaluation of Clay Constitutive Models for Analysis of Deep Excavation Under Undrained Conditions", *Journal of Geoengineering*, 5 (1), 9-20.
- Maulidha, Z. W., Satrya, T. R., & Lastiasih, Y. (2022). Geotechnical Mapping for Soil Physical and Mechanical Parameters and Hard Soil Depth in Badung Regency. *Journal of Infrastructure & Facility Asset Management*, 4(2).
- Nujid, Masyitah M and Mohd R Taha. 2014. "A Review of Shallow Foundation on Clay Layered Soils Using Numerical Method." *Electronic Journal Geotechnical Engineering* (2014): 812.
- Ou, Chang Yu dan Ching-Her Lai. (1993). "Finite-Element Analysis of Deep Excavation in Layered Sandy and Clayey Soil Deposits", *Can. Geotech. J.*, 31, 204-214.
- Ou, Chang-Yu. (2006). *Deep Excavation Theory and Practice*, Taylor & Francis Group, London.
- Pamungkas, A. dan H. E. (2013). *Desain Pondasi Tahan Gempa* ISBN: 978-979-29-3569-1. Yogyakarta: Andi Offset.
- Popescu, M., Șerban, R. D., Urdea, P., & Onaca, A. (2016). Conventional geophysical surveys for landslide investigations: Two case studies from Romania. *Carpathian Journal of Earth and Environmental Sciences*, 11(1), 281–292.
- R. B. J. Brinkgreve, P. A. Vermeer, et al. (2002): *PLAXIS 2D- Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*. Versi 8 Delft University & Plaxis b.v., A.A. Balkema/Rott/ Brookfield. The Netherlands
- Sompie, Oktovian Berty A., 2010. Improvement of soil consolidation test & Inclusion of secondary compression on hydraulic structure design, PPLHSDA Unsrat Press, Manado.
- Sorensen KK, dan Okkels N. (2013). "Correlation Between Drained Shear Strength and Plasticity Index of Undisturbed Overconsolidated Clays", *Journal of 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Terzaghi, K. A. P. R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, Inc, USA. 2nd Edition.
- Wibowo, D. E., Rahmadiano, H. W., & Endaryanta, E. (2021). Usaha Peningkatan Daya Dukung Tanah Lempung Menggunakan Layer Krikil, Anyaman Bambu dan Kombinasi Kolom-Layer Pasir. *INERSIA: LNformasi Dan Ekspose Hasil Riset Teknik Sipil Dan Arsitektur*, 17(1), 47–56.
- Widodo, W. (2022). Landslide Investigations Using Direct Current Resistivity and Ground Penetrating Radar Methods: Case study Cikahuripan Village , Bandung.
- Y. M. Hou, J. H. Wang, dan L. L. Zhang. (2009). "Finite-Element Modeling of a Complex Deep Excavation in Shanghai", *Acta Geotechnica*, 4, 7–16.

REKAYASA GEOTEKNIK

Dr. Ir. Agus Wibowo, M.Kom, M.Si, MM

BIO DATA PENULIS



Penulis memiliki berbagai disiplin ilmu yang diperoleh dari Universitas Diponegoro (UNDIP) Semarang. dan dari Universitas Kristen Satya Wacana (UKSW) Salatiga. Disiplin ilmu itu antara lain teknik elektro, komputer, manajemen dan ilmu sosiologi. Penulis memiliki pengalaman kerja pada industri elektronik dan sertifikasi keahlian dalam bidang Jaringan Internet, Telekomunikasi, Artificial Intelligence, Internet Of Things (IoT), Augmented Reality (AR), Technopreneurship, Internet Marketing dan bidang pengolahan dan analisa data (komputer statistik).

Penulis adalah pendiri dari Universitas Sains dan Teknologi Komputer (Universitas STEKOM) dan juga seorang dosen yang memiliki Jabatan Fungsional Akademik Lektor Kepala (Associate Professor) yang telah menghasilkan puluhan Buku Ajar ber ISBN, HAKI dari beberapa karya cipta dan Hak Paten pada produk IPTEK. Sejak tahun 2023 penulis tercatat sebagai Dosen luar biasa di Fakultas Ekonomi & Bisnis (FEB) Universitas Diponegoro Semarang. Penulis juga terlibat dalam berbagai organisasi profesi dan industri yang terkait dengan dunia usaha dan industri, khususnya dalam pengembangan sumber daya manusia yang unggul untuk memenuhi kebutuhan dunia kerja secara nyata.



YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK

PENERBIT :

YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK
Jl. Majapahit No. 605 Semarang
Telp. (024) 6723456. Fax. 024-6710144
Email : penerbit_ypat@stekom.ac.id

ISBN 978-634-7227-66-9 (PDF)



9 786347 227669