



Dr. Ir. Hary Christady Hardiyatmo, M.Eng. DEA lahir di Solo, 18 Oktober 1955. Menyelesaikan studi di Jurusan Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada Yogyakarta tahun 1981. Tahun 1980 sampai 1982 bekerja di konsultan dalam menangani pekerjaan perancangan bangunan-bangunan air. Tahun 1982 sampai 1986 bekerja di kontraktor dan menangani pelaksanaan pekerjaan tanah untuk pekerjaan bangunan saluran irigasi. Tahun 1986 sampai sekarang bekerja sebagai dosen Program Sarjana dan Pasca Sarjana di Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Gadjah Mada Yogyakarta. Tahun 1988 melanjutkan studi di Asian Institute of Technology Bangkok Thailand, dalam bidang Geoteknik dan meraih gelar Master of Engineering pada tahun 1990. Tahun 1991 melanjutkan studi di Universite de Grenoble I, Grenoble, Perancis dalam bidang Geoteknik dan meraih gelar Diplome d'Etude Approfondies (DEA) pada tahun 1992. Ijasah Doktor di Bidang Geoteknik diperoleh pada universitas yang sama pada tahun 1995. Pada waktu sekarang menjabat sebagai Kepala Laboratorium Mekanika Tanah di Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik UGM. Kecuali mengajar mata kuliah Mekanika Tanah dan Teknik Fondasi, sehari-harinya Juga menangani penelitian-penelitian untuk perancangan fondasi bangunan.

Hary Christady Hardiyatmo

Mekanika TANAH I

MEKANIKA TANAH

MEKANIKA TANAH I

Edisi-3

GIJAH MADA UNIVERSITY PRESS

MAKASUD DAN TUJUAN

I

Edisi-3

Hak Cipta © 2002 pada GADJAH MADA UNIVERSITY PRESS
P.O. Box 14, Bulaksumur, Yogyakarta 55281.
E-mail: gmupress@ugm.ac.id

Cetakan pertama-Edisi ketiga Juli 2002

Dilarang mengutip dan memperbanyak tanpa izin
tertulis dari penerbit, sebagian atau seluruhnya dalam
bentuk apa pun, baik cetak, photoprint, microfilm dan
sebagainya.

1122.13.05.02

Diterbitkan dan dicetak oleh:
GADJAH MADA UNIVERSITY PRESS
Anggota IKAPI
0109181-C2E

ISBN 979-420-504-4

ayah-ibu
isteri
anak-anakku
dan
tak lupa
untuk
kupersembahkan kepada
Bangsa dan Negaraku;
Indonesia

KATA PENGANTAR

Dengan rahmat Allah SWT buku Mekanika Tanah 1 Edisi Ketiga ini dapat diterbitkan. Materi yang disampaikan masih tetap sama seperti pada edisi pertama dan kedua, yaitu membahas mengenai berat volume tanah dan hubungan-hubungannya, pemadatan, air tanah permeabilitas dan rembesan, tegangan efektif dan kuat geser tanah. Pada edisi ketiga ini satuan yang dipakai adalah satuan Internasional (SI). Buku ini walaupun isinya singkat namun penjelasan-penjelasan disajikan secara rinci dan detail agar mahasiswa baik dari tingkat Sarjana maupun Pasca Sarjana atau para praktisi dapat menguasai Mekanika Tanah dengan baik. Kendala penulisan yang dihadapi masih tetap sama seperti edisi yang dulu, yaitu pada terjemahan istilah-istilah dalam Bahasa Inggris yang cocok dalam Bahasa Indonesia. Oleh karena itu, untuk istilah yang sering dipakai dalam masalah Mekanika Tanah diusahakan masih tetap ditulis dalam Bahasa Inggris.

Ucapan terima kasih ditujukan kepada Ir. Moh. Aprijanto W., Ir. Hery Awan Susanto, Sudarwanto dan semua pihak yang telah membantu dalam pengetikan ulang naskah buku ini. Terima kasih atas kritik dan saran serta tanggapan yang telah disampaikan kepada penulis pada edisi pertama dan kedua. Buku ini terwujud berkat dorongan semangat untuk menulis yang tak habis-habisnya diberikan oleh isteri: Isminarti dan anak-anak Kamma, Egha dan Merlangen.

Hary Christady Hardiyatmo

KATA PENGANTAR

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	vii
BAB I TANAH	1
1.1 Umum	1
1.2 Berat Volume Tanah dan Hubungan-hubungannya	2
1.3 Mineral Lempung	20
1.3.1 Susunan Tanah Lempung	20
1.3.2 Pengaruh Air pada Tanah Lempung	25
1.4 Susunan Tanah Granuler	30
1.5 Penyesuaian antara Partikel-partikel	32
1.6 Analisis Ukuran Butiran	34
1.6.1 Tanah Berbutir Kasar	34
1.6.2 Tanah Berbutir Halus	35
1.7 Batas-batas Atterberg	43
1.7.1 Batas Cair (<i>Liquid Limit</i>)	44
1.7.2 Batas Plastis (<i>Plastic Limit</i>)	46
1.7.3 Batas Susut (<i>Shrinkage Limit</i>)	46
1.7.4 Indeks Plastisitas (<i>Plasticity Index</i>)	48
1.7.5 Indeks Cair (<i>Liquidity Index</i>)	48
1.8 Aktivitas	49
1.9 Klasifikasi Tanah	54
1.9.1 Sistem Klasifikasi Unified	55
1.9.2 Sistem Klasifikasi AASHTO	59
BAB II PEMADATAN	73
2.1 Umum	73
2.2 Uji Pemadatan	75

2.3. Faktor-faktor yang Mempengaruhi Hasil Pemadatan ..	79
2.4. Sifat-sifat Tanah Lempung Dipadatkan	83
2.5. Spesifikasi Pemadatan Tanah di Lapangan	92
2.6. Alat-alat Pemadatan dan Prosedur Pemadatan	94
2.6.1 Alat-alat Pemadat	94
2.6.2 Prosedur Pemadatan	97
2.7. Kontrol Kepadatan di Lapangan	101
2.8. Pemadatan Tanah Organik	108
2.9. Pemadatan Dalam (Deep Compaction)	110
2.10. Perubahan Volume Akibat Pengembangan Tanah	116
2.10.1 Kembang Susut Tanah Lempung	116
2.10.2 Uji Pengembangan	126
2.10.3 Uji Indeks Ekspansi (Expansion Index Test, EIT)	128
2.10.4 Uji Tekanan Pengembangan	130
2.10.5 Variasi Potensi Pengembangan dengan Tegangan Normal	132
2.10.6 Proses Pembasahan	134
2.10.7 Estimasi Potensi Pengembangan dari Uji Laboratorium	135
2.10.8 Analisis Kenaikan Muka Tanah akibat Pengembangan	136
BAB III AIR TANAH, PERMEABILITAS, DAN REM-BESAN	141
3.1 Air Tanah	141
3.1.1 Tekanan Kapiler	142
3.1.2 Pengaruh Tekanan Kapiler	144
3.2 Permeabilitas	145
3.2.1 Garis Aliran	145
3.2.2 Aliran Air dalam Tanah	146
3.2.3 Uji Permeabilitas di Laboratorium	154
3.2.3.1 Uji Permeabilitas dengan Tinggi Energi Tetap (<i>Constant-head</i>)	154

3.2.3.2 Uji Permeabilitas dengan Tinggi Energi Turun (<i>Falling-head</i>)	156
3.2.3.3 Penentuan Koefisien Permeabilitas dari Uji Konsolidasi	161
3.2.3.4 Uji Kapiler Horizontal	164
3.2.4 Uji Permeabilitas di Lapangan	168
3.2.4.1 Uji Permeabilitas dengan Menggunakan Sumur Uji	168
3.2.4.2 Uji Permeabilitas pada Sumur Artesis ..	174
3.2.4.3 Uji Permeabilitas dengan Menggunakan Lubang Bor	177
3.2.4.4 Uji Permeabilitas Menggunakan Lubang Bor dengan Cara Tinggi Energi Berubah-ubah (<i>Variable-head</i>)	178
3.2.4.5 Uji Permeabilitas dengan Pengukuran Kecepatan Rembesan	179
3.2.5 Hitungan Koefisien Permeabilitas secara Teoretis	180
3.2.6 Hubungan Permeabilitas dengan Angka Pori Tanah Pasir	184
3.3 Rembesan	186
3.3.1 Jaring Arus (<i>Flow-net</i>)	192
3.3.2 Tekanan Rembesan	196
3.3.2.1 Pengaruh Tekanan Air terhadap Stabilitas Tanah	197
3.3.2.2 Teori Kondisi Mengapung (<i>Quick-condition</i>)	199
3.3.2.3 Keamanan Bangunan terhadap Bahaya Piping	201
3.3.2.4 Gaya Tekanan Air pada Struktur	215
3.3.3 Kondisi Tanah Anisotropis	222
3.3.4 Kondisi Tanah Berlapis	225
3.3.4.1 Menghitung Debit Rembesan Tanah Berlapis dengan Cara Jaring Arus	225
3.3.4.2 Menghitung Debit Rembesan Tanah	

Berlapis dengan Cara Menganggap sebagai Lapisan Tunggal	230
3.3.5 Rembesan pada Struktur Bendungan	233
3.3.5.1 Cara Dupuit	234
3.3.5.2 Cara Schaffernak	235
3.3.5.3 Cara A. Casagrande	236
3.3.5.4 Penggambaran Garis Rembesan secara Grafis	241
3.3.5.5 Debit Rembesan pada Bendungan Tanah Anisotropis	250
3.3.5.6 Kondisi Aliran Masuk, Keluar, dan Kondisi Transfer	252
3.3.5.7 Cara Menggambar Jaring Arus pada Struktur Bendungan Tanah	252
3.3.6 Filter	256
BAB IV TEGANGAN EFEKTIF	259
4.1 Pengertian	259
4.2 Tegangan Efektif pada Tanah Tak Jenuh	264
4.3 Pengaruh Gaya Rembesan pada Tegangan Efektif ...	266
BAB V KUAT GESER TANAH	283
5.1 Umum	283
5.2 Uji Kuat Geser Tanah	288
5.2.1 Uji Geser Langsung (<i>Direct Shear Test</i>)	289
5.2.2 Uji Triaksial (<i>Triaxial Test</i>)	291
5.2.3 Uji Tekan Bebas (<i>Unconfined Compression Test</i>)	299
5.2.4 Uji Geser Kipas (<i>Vane Shear Test</i>)	301
5.3 Kuat Geser Tanah Pasir	305
5.3.1 Uji Geser Langsung pada Tanah Pasir	305
5.3.2 Uji Triaksial pada Tanah Pasir	309
5.3.3 Faktor-faktor yang Mempengaruhi Kuat Geser	

Tanah Pasir	312
5.4 Kuat Geser Tanah Lempung	315
5.4.1 Kuat Geser Tanah Lempung pada Kondisi <i>Drained</i>	316
5.4.2 Kuat Geser Tanah Lempung pada Kondisi <i>Undrained</i>	325
5.4.3 Koefisien Tekanan Pori (<i>Pore Pressure Coefficient</i>)	341
5.4.4 Penggunaan Parameter Kuat Geser Tanah Lempung	348
5.5 Sensitivitas Tanah Lempung	357
5.6 Kuat Geser Tanah Tak Jenuh	358
5.7 Koefisien Tekanan Tanah Lateral Diam (<i>Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest</i>) (K_0)	361
5.7.1 Nilai K_0 pada Tanah Pasir	362
5.7.2 Nilai K_0 pada Tanah Lempung	364
5.8 Lintasan Tegangan (<i>Stress Path</i>)	383

DAFTAR ACUAN	398
---------------------------	-----

BAB I TANAH

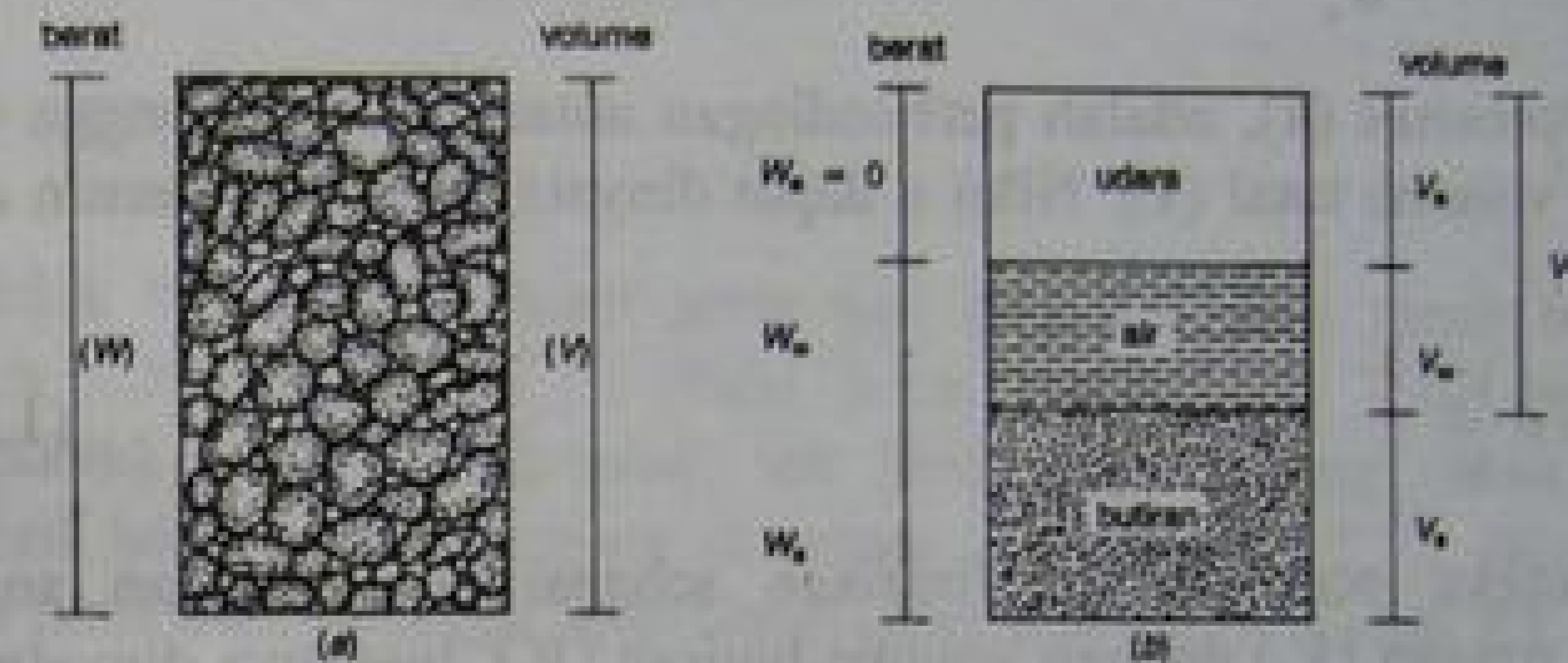
1.1 UMUM

Dalam pandangan teknik sipil, tanah adalah himpunan mineral, bahan organik, dan endapan-endapan yang relatif lepas (*loose*), yang terletak di atas batuan dasar (*bedrock*). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap di antara partikel-partikel. Ruang di antara partikel-partikel dapat berisi air, udara ataupun keduanya. Proses pelapukan batuan atau proses geologi lainnya yang terjadi di dekat permukaan bumi membentuk tanah. Pembentukan tanah dari batuan induknya, dapat berupa proses fisik maupun kimia. Proses pembentukan tanah secara fisik yang mengubah batuan menjadi partikel-partikel yang lebih kecil, terjadi akibat pengaruh erosi, angin, air, es, manusia, atau hancurnya partikel tanah akibat perubahan suhu atau cuaca. Partikel-partikel mungkin berbentuk bulat, bergerigi maupun bentuk-bentuk diantaranya. Umumnya, pelapukan akibat proses kimia dapat terjadi oleh pengaruh oksigen, karbondioksida, air (terutama yang mengandung asam atau alkali) dan proses-proses kimia yang lain. Jika hasil pelapukan masih berada di tempat asalnya, maka tanah ini disebut *tanah residual* (*residual soil*) dan apabila tanah berpindah tempatnya, disebut *tanah terangkut* (*transported soil*).

Istilah pasir, lempung, lanau atau lumpur digunakan untuk menggambarkan ukuran partikel pada batas ukuran butiran yang telah ditentukan. Akan tetapi, istilah yang sama juga digunakan untuk menggambarkan sifat tanah yang khusus. Sebagai contoh, lempung adalah jenis tanah yang bersifat kohesif dan plastis, sedang pasir digambarkan sebagai tanah yang tidak kohesif dan tidak plastis.

Kebanyakan jenis tanah terdiri dari banyak campuran atau lebih dari satu macam ukuran partikel. Tanah lempung belum tentu terdiri dari partikel lempung saja, akan tetapi dapat bercampur dengan butir-butiran ukuran lanau maupun pasir dan mungkin juga terdapat campuran bahan organik. Ukuran partikel tanah dapat bervariasi dari lebih besar 100 mm sampai dengan lebih kecil dari 0,001 mm. Gambar 1.1 menunjukkan batas interval ukuran butiran lempung, lanau, pasir dan kerikil menurut Unified Soil Classification System, ASTM, MIT dan International Nomenclature.

Segumpal tanah dapat terdiri dari dua atau tiga bagian. Dalam tanah yang kering, hanya akan terdiri dari dua bagian, yaitu butir-butir tanah dan pori-pori udara. Dalam tanah yang jenuh juga terdapat dua bagian, yaitu bagian padat atau butiran dan air pori. Dalam keadaan tidak jenuh, tanah terdiri dari tiga bagian, yaitu bagian padat (butiran).



Berat udara (W_a) dianggap sama dengan nol. Hubungan-hubungan volume yang sering digunakan dalam mekanika tanah adalah kadar air (w), angka pori (e), porositas (n), dan derajat

kejenuhan (S).

Kadar air (w), adalah perbandingan antara berat air (W_w) dengan berat butiran padat (W_s) dalam tanah tersebut, dinyatakan dalam persen.

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (1.4)$$

Porositas (n), adalah perbandingan antara volume rongga (V_v) dengan volume total (V). Nilai n dapat dinyatakan dalam persen atau desimal.

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (1.5)$$

Angka pori (e), didefinisikan sebagai perbandingan antara volume rongga (V_v) dengan volume butiran (V_s), biasanya dinyatakan dalam desimal.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1.6)$$

Berat volume lembab atau basah (γ_b), adalah perbandingan antara berat butiran tanah termasuk air dan udara (W) dengan volume total tanah (V).

$$\gamma_b = \frac{W}{V} \quad (1.7)$$

dengan $W = W_w + W_s + W_a$ ($W_a = 0$). Bila ruang udara terisi oleh air seluruhnya ($V_a = 0$), maka tanah menjadi jenuh.

Berat volume kering (γ_d), adalah perbandingan antara berat butiran (W_s) dengan volume total (V) tanah.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (1.8)$$

Berat volume butiran padat (γ_s), adalah perbandingan antara berat butiran padat (W_s) dengan volume butiran padat (V_s).

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (1.9)$$

Berat spesifik atau berat jenis (*specific gravity*) tanah (G_s) adalah perbandingan antara berat volume butiran padat (γ_s), dengan berat volume air (γ_w) pada temperatur 4°C .

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (1.10)$$

G_s tidak berdimensi. Berat jenis dari berbagai jenis tanah berkisar antara 2,65 sampai 2,75. Nilai berat jenis $G_s = 2,67$ biasanya digunakan untuk tanah-tanah tak berkoheksi. Sedang untuk tanah kohesif tak organik berkisar di antara 2,68 sampai 2,72. Nilai-nilai berat jenis dari berbagai jenis tanah diberikan dalam Tabel 1.1.

Tabel 1.1 Berat jenis tanah (*specific gravity*)

Macam tanah	Berat jenis (G_s)
Kerikil	2,65 - 2,68
Pasir	2,65 - 2,68
Lanau anorganik	2,62 - 2,68
Lempung organik	2,58 - 2,65
Lempung anorganik	2,68 - 2,75
Humus	1,37
Gambut	1,25 - 1,80

Derajat kejenuhan (S), adalah perbandingan volume air (V_w) dengan volume total rongga pori tanah (V_v). Biasanya dinyatakan dalam persen.

$$S(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (1.11)$$

Bila tanah dalam keadaan jenuh air, maka $S = 1$. Tabel 1.2 menunjukkan berbagai macam derajat kejenuhan tanah untuk maksud klasifikasi.

Tabel 1.2 Derajat kejenuhan dan kondisi tanah

Keadaan tanah	Derajat kejenuhan S
	0
Tanah kering	$> 0 - 0,25$
Tanah agak lembab	$0,26 - 0,50$
Tanah lembab	$0,51 - 0,75$
Tanah sangat lembab	$0,76 - 0,99$
Tanah basah	1
Tanah jenuh air	

Dari persamaan-persamaan tersebut di atas dapat dibentuk hubungan antara masing-masing persamaan, yaitu:

(a) Hubungan antara angka pori dengan porositas:

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (1.12)$$

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (1.13)$$

(b) Berat volume basah dinyatakan dalam rumus sebagai berikut:

$$\gamma_b = \frac{G_s \gamma_w (1+w)}{1+e} \quad (1.14)$$

(c) Untuk tanah jenuh air ($S=1$)

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w (G_s + e)}{1+e} \quad (1.15)$$

(d) Untuk tanah kering sempurna:

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} \quad (1.16)$$

(e) Bila tanah terendam air, berat volume apung atau berat volume efektif dinyatakan sebagai γ' , dengan

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1)\gamma_w}{1+e} \quad (1.17)$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$\text{dengan } \gamma_w = 1 \text{ t/m}^3 \text{ atau } 9,81 \text{ kN/m}^3. \quad (1.18)$$

Nilai-nilai porositas, angka pori dan berat volume pada keadaan asli di alam dari berbagai jenis tanah yang disarankan oleh Terzaghi (1947) ditunjukkan dalam Tabel 1.3.

Tabel 1.3 Nilai n , e , w , γ_d , dan γ_b untuk tanah keadaan asli di lapangan

Macam Tanah	n (%)	e	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_b (kN/m ³)
Pasir seragam, tidak padat	46	0,85	32	14,3	18,9
Pasir seragam, padat	34	0,51	19	17,5	20,9
Pasir berbutir campuran, tidak padat	40	0,67	25	15,9	19,9
Pasir berbutir campuran, padat	30	0,43	16	18,6	21,6
Lempung lunak sedikit organik	66	1,90	70	-	15,8
Lempung lunak sangat organik	75	3,00	110	-	14,3

(f) Kerapatan relatif (*relative density*)

Kerapatan relatif (D_r) umumnya dipakai untuk menunjukkan tingkat kerapatan tanah granuler (berbutir kasar) di lapangan. Kerapatan relatif dinyatakan dalam persamaan:

$$D_r = \frac{e_{mak} - e}{e_{mak} - e_{min}} \quad (1.19)$$

dengan

e_{mak} = kemungkinan angka pori maksimum

e_{min} = kemungkinan angka pori minimum

e = angka pori pada kondisi tertentu di lapangan

Kemungkinan angka pori terbesar atau kondisi terlonggar dari suatu tanah disebut *angka pori maksimum* ($e_{\max}$). Angka pori maksimum ditentukan dengan cara menuangkan pasir kering dengan hati-hati dengan tanpa getaran ke dalam cetakan (*mould*) yang telah diketahui volumenya. Dari berat pasir di dalam cetakan, $e_{\max}$ dapat dihitung. Secara sama, angka pori minimum ($e_{\min}$) adalah kemungkinan kondisi terpadat yang dicapai oleh tanah. Nilai $e_{\min}$ dapat ditentukan dengan menggetarkan pasir kering yang diketahui beratnya, ke dalam cetakan yang telah diketahui volumenya, dari sini kemudian dihitung angka pori minimum. Pada tanah pasir dan kerikil, kerapatan relatif (*relative density*) digunakan untuk menyatakan hubungan antara angka pori nyata dengan batas-batas maksimum dan minimum dari angka porinya. Persamaan (1.19) dapat dinyatakan dalam persamaan berat volume tanah, sebagai berikut:

$$\gamma_{d(\max)} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e_{\min}} \quad (1.20)$$

atau

$$e_{\min} = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_{d(\max)}} - 1 \quad (1.21)$$

Dengan cara yang sama dapat dibentuk persamaan angka pori maksimum:

$$e_{\max} = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_{d(\min)}} - 1 \quad (1.22)$$

dan angka pori pada kondisi tertentu di lapangan:

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (1.23)$$

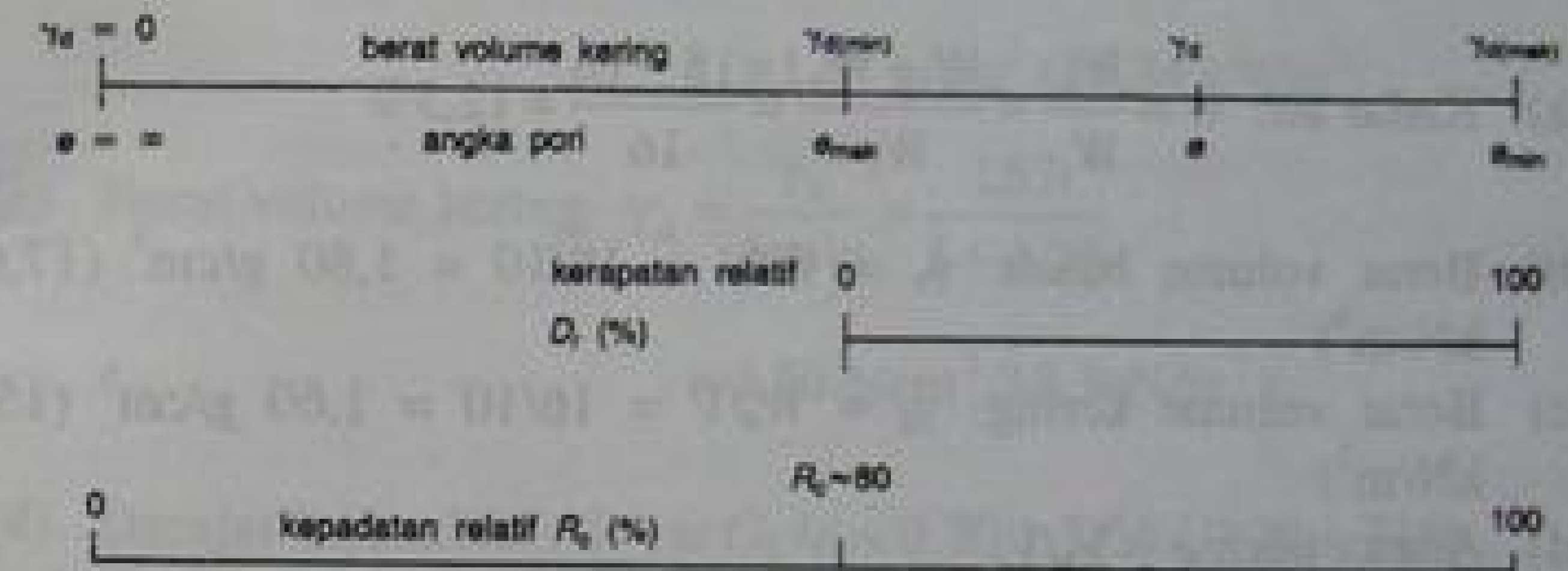
dengan $\gamma_{d(\max)}$ dan $\gamma_{d(\min)}$ berturut-turut adalah berat volume kering maksimum dan minimum, serta γ_d adalah berat volume kering keadaan asli. Substitusi Persamaan (1.20) sampai (1.23) ke dalam Persamaan (1.19) diperoleh persamaan:

$$D_r = \left[\frac{\gamma_{d(\max)}}{\gamma_d} \right] \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(\min)}}{\gamma_{d(\max)} - \gamma_{d(\min)}} \right] \quad (1.24)$$

Kerapatan relatif biasanya dinyatakan dalam persen.

Kepadatan relatif (*relative compaction*), R_c , didefinisikan sebagai perbandingan antara berat volume kering tanah di lokasi dengan berat volume kering maksimumnya atau,

$$R_c = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\max)}} \quad (1.25)$$



Gambar 1.3 Perbedaan kerapatan relatif dan kepadatan relatif.

Perbedaan antara kerapatan dan kepadatan relatif ditunjukkan dalam Gambar 1.3.

Hubungan antara kerapatan relatif dengan kepadatan relatif adalah:

$$R_c = \frac{R_o}{1 - D_r(1 - R_o)} \quad (1.26)$$

dengan $R_o = \gamma_{d(\min)} / \gamma_{d(\max)}$

Lee dan Singh (1971) menyarankan hubungan antara kepadatan relatif dan kerapatan relatif sebagai berikut:

$$R_c = 80 + 0,2 D_r$$

dengan D_r dalam persen.

Contoh soal 1.1:

Pada kondisi di lapangan, tanah mempunyai volume 10 cm^3 dan berat basah 18 gram. Berat tanah kering oven adalah 16 gram. Jika berat jenis tanah $G_s = 2,71$, hitung kadar air, berat volume basah, berat volume kering, angka pori, porositas, dan derajat kejenuhannya (dianggap berat volume air 1 g/cm^3).

Penyelesaian :

$$(a) \text{ Kadar air: } w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W - W_s}{W_s} = \frac{18 - 16}{16} = 12,5\%$$

$$(b) \text{ Berat volume basah: } \gamma_b = W/V = 18/10 = 1,80 \text{ g/cm}^3 \text{ (17,66 kN/m}^3\text{)}$$

$$(c) \text{ Berat volume kering: } \gamma_d = W_s/V = 16/10 = 1,60 \text{ g/cm}^3 \text{ (15,7 kN/m}^3\text{)}$$

$$(d) \text{ Angka pori: } e = V_v/V_s$$

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{16}{2,71 \times 1} = 5,90 \text{ cm}^3$$

$$V_v = V - V_s = 10 - 5,90 = 4,10 \text{ cm}^3$$

$$e = 4,10/5,90 = 0,69$$

$$(e) \text{ Porositas: } n = \frac{e}{1+e} = \frac{0,69}{1+0,69} = 0,41$$

$$(f) \text{ Derajat kejenuhan: } S = V_w/V_v$$

$$V_w = W_w/\gamma_w = (18 - 16)/1 = 2 \text{ cm}^3$$

$$\text{Jadi, } S = 2/4,10 = 0,49 = 49\%.$$

(1.27)

Contoh soal 1.2:

Tanah mempunyai angka pori $e = 0,70$, kadar air $w = 20\%$ dan berat jenis $G_s = 2,65$. Hitung n , γ_b , γ_d , dan S .

Penyelesaian:

$$(a) \text{ Porositas: } n = \frac{e}{1+e} = \frac{0,70}{1+0,70} = 0,41$$

$$(b) \text{ Berat volume basah: } \gamma_b = \frac{(1+w) G_s \gamma_w}{1+e} = \frac{(1+0,2) 2,65 \times 1}{1+0,70} = 1,87 \text{ g/cm}^3 \text{ (18,34 kN/m}^3\text{)}$$

$$(c) \text{ Berat volume kering: } \gamma_d = \frac{\gamma_b}{1+w} = \frac{1,87}{1+0,20} = 1,56 \text{ g/cm}^3 \text{ (15,3 kN/m}^3\text{)}$$

$$(d) \text{ Derajat kejenuhan: } S = w G_s / e = 0,20 \times 2,65 / 0,70 = 76\%.$$

Perhatikan ketika tanah menjadi jenuh: $e = w G_s$ (karena $S = 1$).

Contoh 1.3 :

Tanah pada kondisi $n = 0,45$, $G_s = 2,68$ dan $w = 12\%$. Tentukan berat air yang harus ditambahkan untuk 1 m^3 tanah, supaya tanah menjadi jenuh.

Penyelesaian:

$$e = n / (1 - n) = 0,45 / (1 - 0,45) = 0,82$$

$$\gamma_b = \frac{(1+w)G_s\gamma_w}{1+e} = \frac{(1+0,12)2,68 \times 1}{1+0,82} = 1,65 \text{ t/m}^3 (16,18 \text{ kN/m}^3)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1+e} = \frac{(2,68 + 0,82)1}{1+0,82} = 1,92 \text{ t/m}^3 (18,87 \text{ kN/m}^3)$$

Berat air (W_w) yang harus ditambahkan per meter kubik:

$$\gamma_{sat} - \gamma_b = 1,92 - 1,65 = 0,27 \text{ ton}$$

Jadi, untuk membuat tanah menjadi jenuh, harus ditambahkan air sebesar $W_w/\gamma_w = 0,27/1 = 0,27 \text{ m}^3$.

Contoh soal 1.4:

Data dari pengujian di laboratorium pada benda uji jenuh menghasilkan angka pori $e = 0,45$ dan berat jenis $G_s = 2,65$. Untuk keadaan ini, tentukan berat volume basah (γ_b) dan kadar airnya (w).

Penyelesaian:

Benda uji dalam kondisi jenuh. Jadi, seluruh ruang pori terisi dengan air.

$$e = V_v/V_s = 0,45$$

Tapi V_v dan V_s belum diketahui. Pada **Gambar C1.1**, dengan menganggap $V_s = 1$, maka untuk kondisi jenuh: $V_v = V_w = eV_s = e$;

$$V = V_s + eV_s = 1 + (0,45 \times 1) = 1,45$$

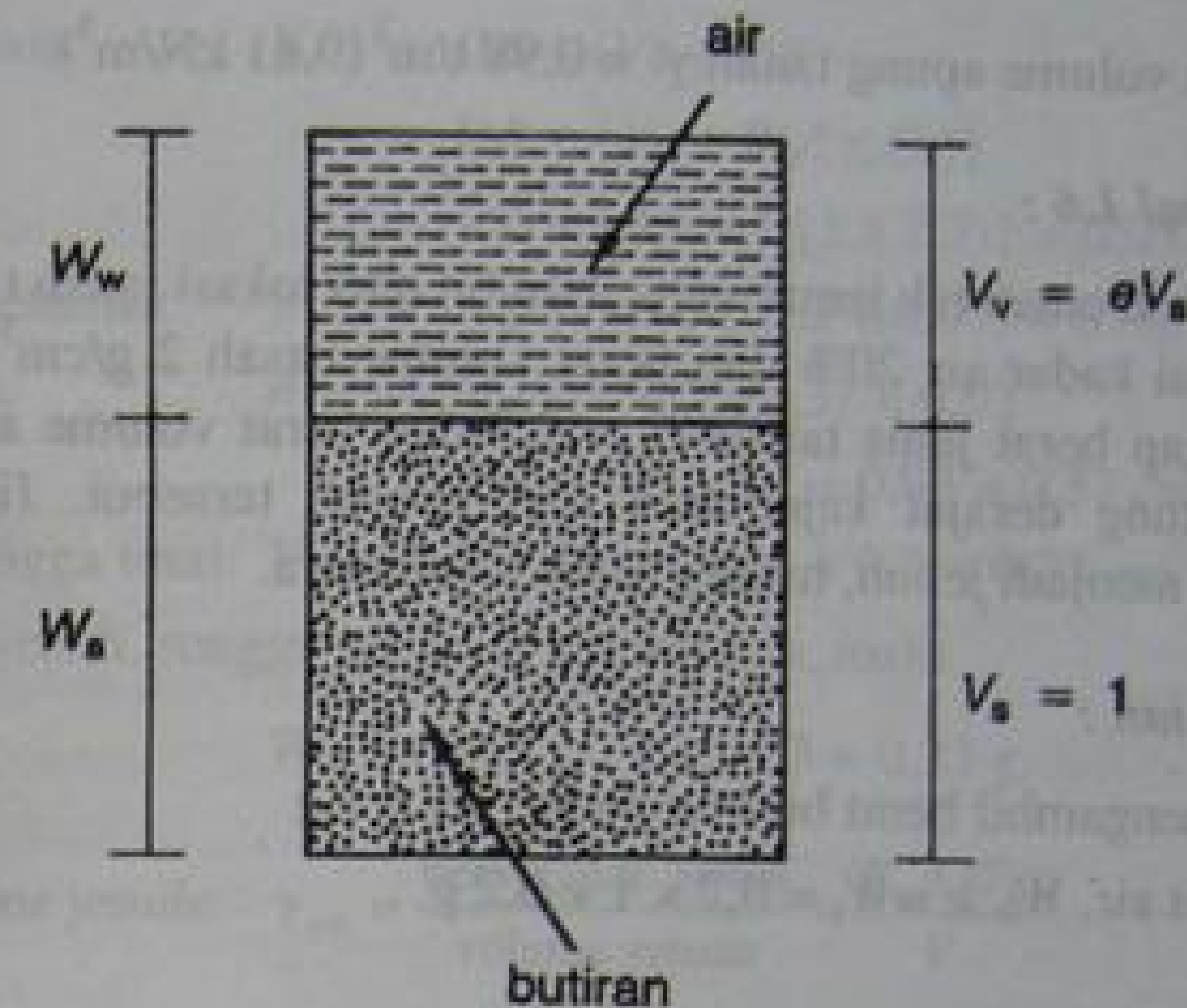
$$W_s = V_s G_s \gamma_w = 1 \times 2,65 \times 1 = 2,65 \text{ t}$$

$$W_w = V_w \gamma_w = 0,45 \times 1 = 0,45 \text{ t}$$

$$W = W_s + W_w = 2,65 + 0,45 = 3,1 \text{ t}$$

$$\gamma_b = W/V = 3,1/1,45 = 2,14 \text{ t/m}^3$$

$$w = W_w/W_s = 0,45/2,65 = 17\%$$



Gambar C1.1.

Jadi, tanah ini mempunyai berat volume basah $\gamma_b = 2,14 \text{ t/m}^3 (21 \text{ kN/m}^3)$ dan kadar air sebesar $w = 17\%$.

Contoh soal 1.5:

Pada contoh benda uji asli (*undisturbed sample*), $0,027 \text{ m}^3$ tanah yang diperoleh dari lapangan mempunyai berat $51,6 \text{ kg}$. Berat kering tanah = $42,25 \text{ kg}$. Berapakah berat volume apung (γ') tanah ini, jika tanah terendam di bawah muka air tanah? Diketahui berat jenis tanah $G_s = 2,70$.

Penyelesaian:

$$V_s = W_s/G_s \gamma_w = 42,25 \times 10^{-3}/(2,7 \times 1) = 0,0156 \text{ m}^3$$

$$V_v = V - V_s = 0,027 - 0,0156 = 0,0114 \text{ m}^3$$

$$e = V_v/V_s = 0,0114/0,0156 = 0,73$$

$$\gamma' = (G_s - 1)\gamma_w/(1 + e) = (2,7 - 1)1/(1 + 0,73) = 0,98 \text{ t/m}^3$$

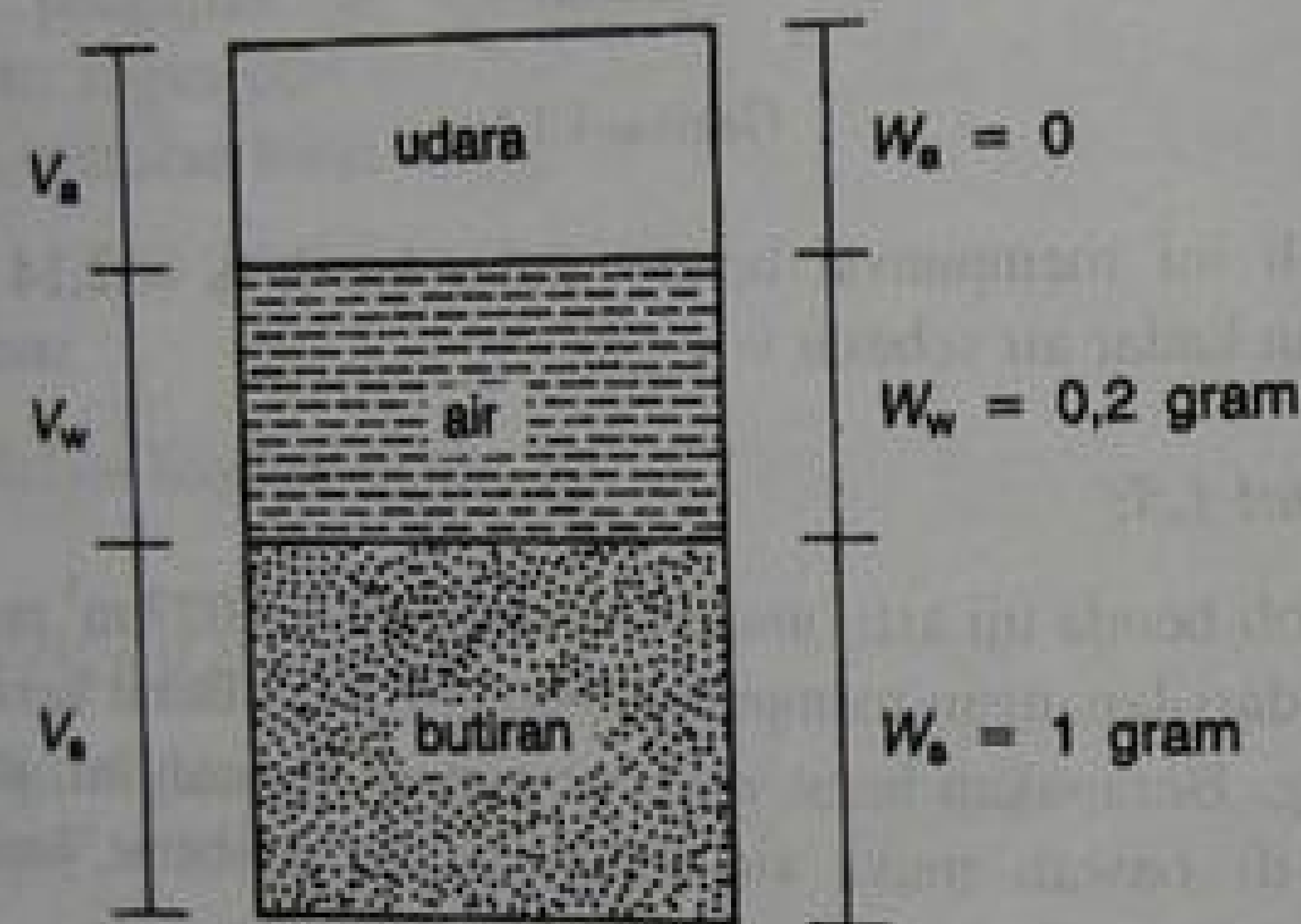
Jadi, berat volume apung tanah $\gamma' = 0,98 \text{ t/m}^3 (9,61 \text{ kN/m}^3)$.

Contoh soal 1.6 :

Suatu contoh tanah tak jenuh yang diambil dari lokasi tanah timbunan, mempunyai kadar air 20% dan berat volume basah 2 g/cm^3 . Dengan menganggap berat jenis tanah $G_s = 2,7$ dan berat volume air $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$, hitung derajat kejenuhan dari contoh tersebut. Jika tanah kemudian menjadi jenuh, hitung berat volumenya.

Penyelesaian :

Dengan mengambil berat butiran padat, $W_s = 1 \text{ g}$
maka berat air, $W_w = wW_s = 0,2 \times 1 = 0,2 \text{ g}$



Gambar C1.2.

$$\begin{aligned} \text{Volume air:} \quad V_w &= W_w / \gamma_w = 0,2 / 1 = 0,2 \text{ cm}^3 \\ \text{Berat total,} \quad W &= W_w + W_s = 0,2 + 1 = 1,2 \text{ g} \\ \text{Berat volume basah:} \quad W/V &= 2 \text{ g/cm}^3 \\ \text{Maka volume total:} \quad V &= 1,2 / 2 = 0,6 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume udara:} \quad V_u &= 0,6 - (V_w + V_s) \\ &= 0,6 - \{V_w + W_s / (\gamma_w G_s)\} \\ &= 0,6 - \{0,2 + 1 / (1 \times 2,7)\} = 0,03 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Derajat kejenuhan:} \quad S = V_w / V_v = 0,2 / (0,2 + 0,03) = 87\%$$

$$\begin{aligned} \text{Angka pori:} \quad e &= V_v / V_s = 0,23 / 0,37 = 0,62 \\ (V_v &= 0,6 - 0,2 - 0,03 = 0,37 \text{ cm}^3) \end{aligned}$$

$$\text{Volume rongga total:} \quad V_v = V_u + V_w = 0,03 + 0,2 = 0,23 \text{ cm}^3$$

Saat tanah jenuh, rongga terisi air seluruhnya, maka

$$W_w = \gamma_w V_v = 1 \times 0,23 = 0,23 \text{ g}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat volume jenuh:} \quad \gamma_{\text{sat}} &= \frac{\text{berat tanah jenuh}}{\text{volume satuan}} = \frac{W_s + W_w}{V} \\ &= \frac{1 + 0,23}{0,60} = 2,05 \text{ g/cm}^3 (19,62 \text{ kN/m}^3) \end{aligned}$$

Contoh soal 1.7:

Dari lokasi pengambilan bahan timbunan, diperoleh data bahwa angka pori tanah tersebut 1,2. Jika jumlah material yang dibutuhkan untuk timbunan 15.000 m^3 dengan angka pori 0,8, berapakah jumlah material yang harus disediakan pada lokasi pengambilan?

Penyelesaian:

Keadaan di lokasi pengambilan (lokasi II): $e_2 = 1,2$

Keadaan lokasi penimbunan (lokasi I): $e_1 = 0,8$

Jika V_1 adalah volume pada lokasi penimbunan dan V_2 adalah volume pada lokasi pengambilan, maka :

$$V_1 / V_2 = (1 + e_1) / (1 + e_2)$$

Ingat bahwa $V = V_s + V_v = V_s (1 + e)$ dan V_s selalu tetap.

$$V_2 = V_1 \times \frac{1+e_2}{1+e_1} = 15000 \times \frac{1+1.2}{1+0.8} = 18333 \text{ m}^3$$

Jadi, tanah yang harus disediakan pada lokasi II (pengambilan) = 18333 m^3 .

Contoh soal 1.8:

Proyek bendungan memerlukan tanah padat 200.000 m^3 dengan angka pori 0,60. Dari peta terlihat dua lokasi yang memungkinkan untuk pengambilan tanah ini. Dari survai di kedua lokasi, diperoleh data sebagai berikut:

Lokasi pengambilan	Angka pori (e)	Upah angkutan per m^3
I	0,90	Rp.3000,-
II	1,65	Rp.2500,-

Pilihlah tempat pengambilan tanah yang lebih ekonomis.

Penyelesaian:

Jika, V_1 = volume yang dibutuhkan pada lokasi I,
 V_2 = volume yang dibutuhkan pada lokasi II,
 V = volume tanah yang ditimbun di lokasi bendungan
 $= 200000 \text{ m}^3$.

V_s di semua lokasi sama, maka

$$V_1/V = (1+e_1)/(1+e)$$

$$V_1 = 200000 \times \frac{1+0,90}{1+0,60} = 237500 \text{ m}^3$$

Upah angkutan total = $237500 \times \text{Rp } 3000,- = \text{Rp } 712.500.000,-$
 Lokasi pengambilan II:

$$V_2 = 200000 \times \frac{1+1,65}{1+0,60} = 331250 \text{ m}^3$$

Upah angkutan total = $331250 \times \text{Rp.}2500,- = \text{Rp } 828.125.000,-$
 Jadi, lokasi I lebih ekonomis, walaupun upah angkutan per m^3 lebih mahal.

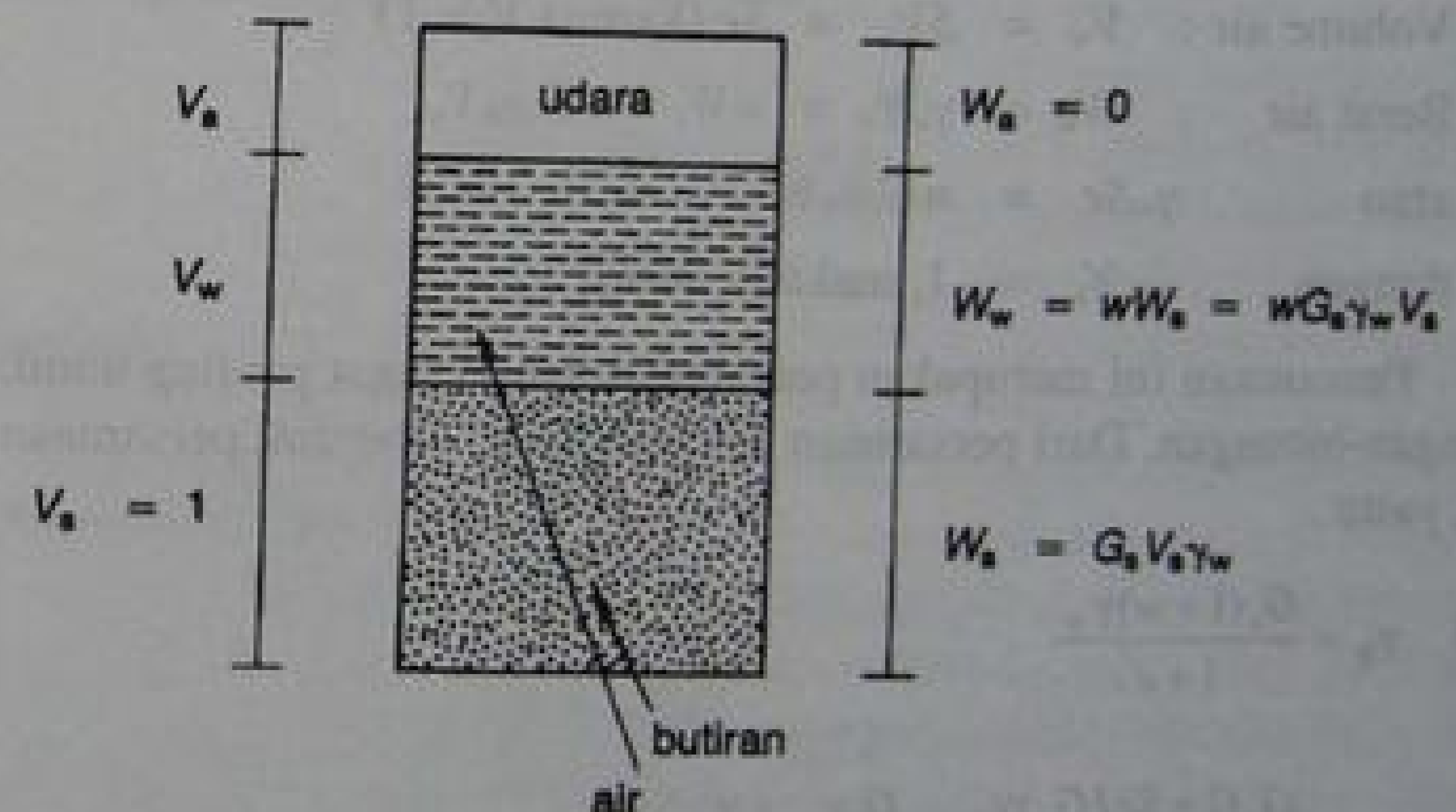
Contoh soal 1.9:

Buktikan:

- (a) Persamaan (1.16)
- (b) Persamaan (1.14)
- (c) Persamaan (1.15)

Penyelesaian :

Dengan memperhatikan Gambar C1.3. Dianggap volume butiran padat: $V_s = 1$.



Gambar C1.3.

(a) Persamaan (1.16):

$$\gamma_d = W_s/V$$

Karena, $W_s = G_s V_s \gamma_w$, maka

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

(b) Persamaan (1.14):

$$\gamma_b = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V}$$

Karena, $W_w = wW_s$ dan $W_s = G_s \gamma_w V_s$, maka

$$\gamma_b = \frac{G_s \gamma_w V_s + w G_s \gamma_w V_s}{V} = \frac{G_s (1+w) \gamma_w}{1+e}$$

(c) Persamaan (1.15):

$$\text{Volume air : } V_w = S V_s = S e \text{ (karena } V_s = 1)$$

$$\text{Berat air : } W_w = \gamma_w V_w = w W_s = w G_s \gamma_w V_s$$

$$\text{atau } \gamma_w S e = w G_s \gamma_w V_s$$

$$\text{dengan } V_s = 1, \text{ maka } S e = w G_s$$

Persamaan ini merupakan persamaan yang sangat penting untuk hitungan-hitungan. Dari persamaan tersebut dapat dibentuk persamaan lain, yaitu :

$$\text{Dari } \gamma_b = \frac{G_s (1+w) \gamma_w}{1+e}$$

$$\gamma_b = \frac{G_s (1 + S e / G_s) \gamma_w}{1+e} = \frac{G_s \gamma_w + \gamma_w S e}{1+e}$$

Pada waktu tanah menjadi jenuh air, $S = 1$:

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

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

Contoh soal 1.10:

Tanah pasir yang akan digunakan untuk urugan kembali (*back fill*) mempunyai berat volume basah $\gamma_b = 19,62 \text{ kN/m}^3$ dan kadar air $w = 10\%$. Angka pori dalam keadaan paling longgar (e_{mak}) = 0,64 dan dalam keadaan paling padat (e_{min}) = 0,39. Tentukan angka pori (e) tanah urugan kembali dan kerapatan relatifnya (D_r). Diketahui tanah urugan kembali mempunyai $G_s = 2,65$.

Penyelesaian:

$$\text{Berat volume basah: } \gamma_b = \frac{G_s (1+w) \gamma_w}{1+e}$$

$$19,62 = \frac{2,65 (1+0,1) 9,81}{1+e}$$

diperoleh

$$e = 0,46$$

$$\text{Kerapatan relatif: } D_r = \frac{e_{mak} - e}{e_{mak} - e_{min}}$$

$$= \frac{0,64 - 0,46}{0,64 - 0,39} = 0,72$$

Jadi, angka pori tanah urugan kembali: $e = 0,46$ dan kerapatan relatif: $D_r = 0,72$.

1.3 MINERAL LEMPUNG

1.3.1 Susunan Tanah Lempung

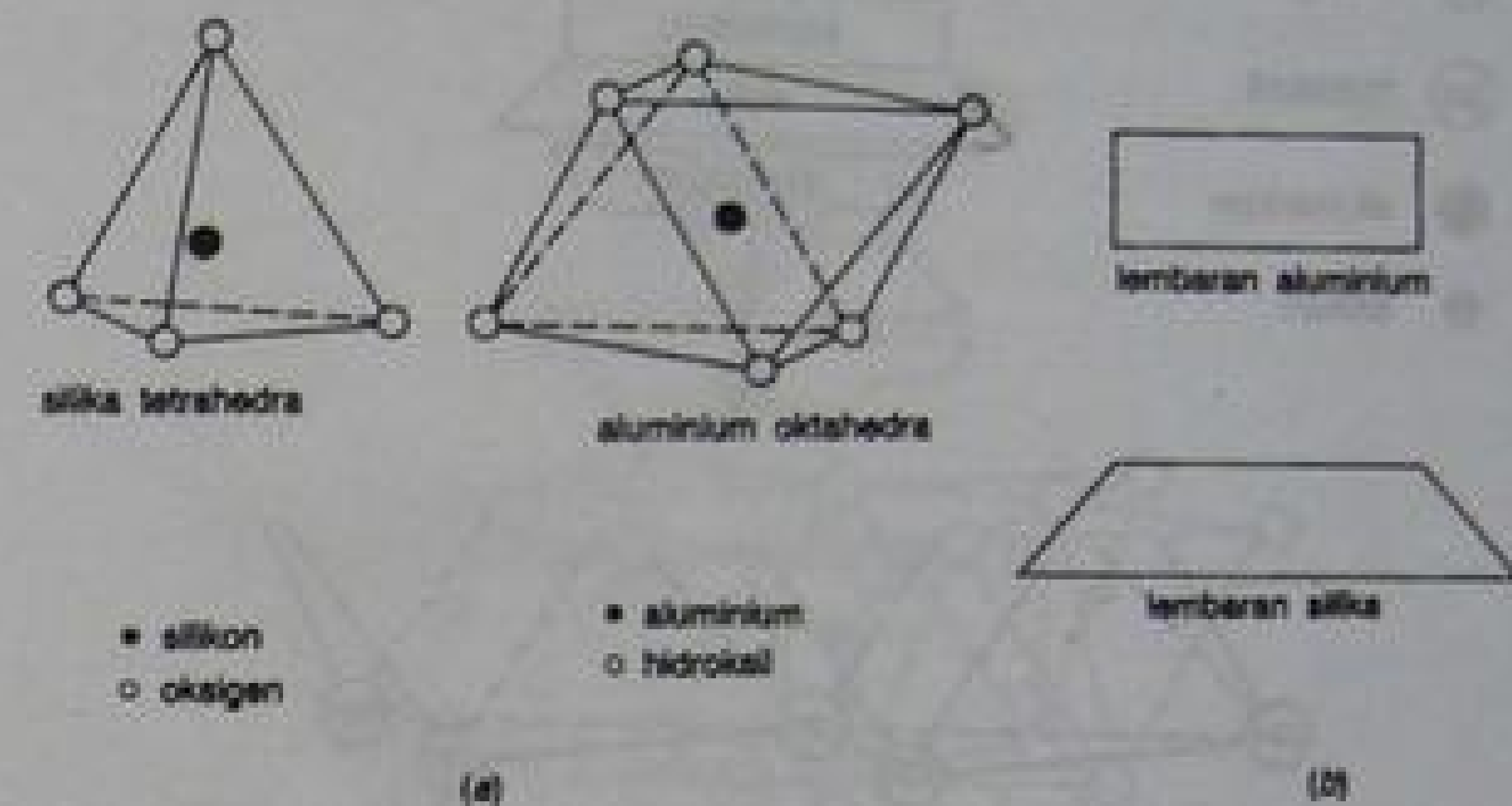
Pelapukan tanah akibat reaksi kimia menghasilkan susunan kelompok partikel berukuran koloid dengan diameter butiran lebih kecil dari 0,002 mm, yang disebut mineral lempung. Partikel lempung berbentuk seperti lembaran yang mempunyai permukaan khusus, sehingga lempung mempunyai sifat sangat dipengaruhi oleh gaya-gaya permukaan. Terdapat kira-kira 15 macam mineral yang diklasifikasikan sebagai mineral lempung (Kerr, 1959). Di antaranya terdiri dari kelompok-kelompok: *montmorillonite*, *illite*, *kaolinite*, dan *polygorskite*. Terdapat pula kelompok yang lain, misalnya: *chlorite*, *vermiculite*, dan *halloysite*.

Susunan kebanyakan tanah lempung terdiri dari silika tetrahedra dan aluminium oktahedra (Gambar 1.4a). Silika dan aluminium secara parsial dapat digantikan oleh elemen yang lain dalam kesatuannya, keadaan ini dikenal sebagai *substitusi isomorf*. Kombinasi susunan dari kesatuan dalam bentuk susunan lempeng simbol diperlihatkan dalam Gambar 1.4b. Berbagai macam lempung terbentuk oleh kombinasi tumpukan dari susunan lempeng dasarnya dengan bentuk yang berbeda-beda.

Kaolinite merupakan mineral dari kelompok kaolin, terdiri dari susunan satu lembar silika tetrahedra dengan satu lembar aluminium oktahedra, dengan satuan susunan setebal $7,2 \text{ \AA}$ ($1 \text{ angstrom (}\text{\AA}\text{)} = 10^{-10} \text{ m}$) (Gambar 1.5a). Kedua lembaran terikat bersama-sama, sedemikian hingga ujung dari lembaran silika dan satu lapisan lembaran oktahedra membentuk suatu lapisan tunggal. Dalam kombinasi lembaran silika dan aluminium, keduanya terikat oleh ikatan hidrogen (Gambar 1.5b). Pada keadaan tertentu, partikel *kaolinite* mungkin lebih dari seratus tumpukan yang sukar dipisahkan. Karena itu, mineral ini stabil dan air tidak dapat masuk diantara lempengan (air dapat menimbulkan kembang-susut pada sel satuannya).

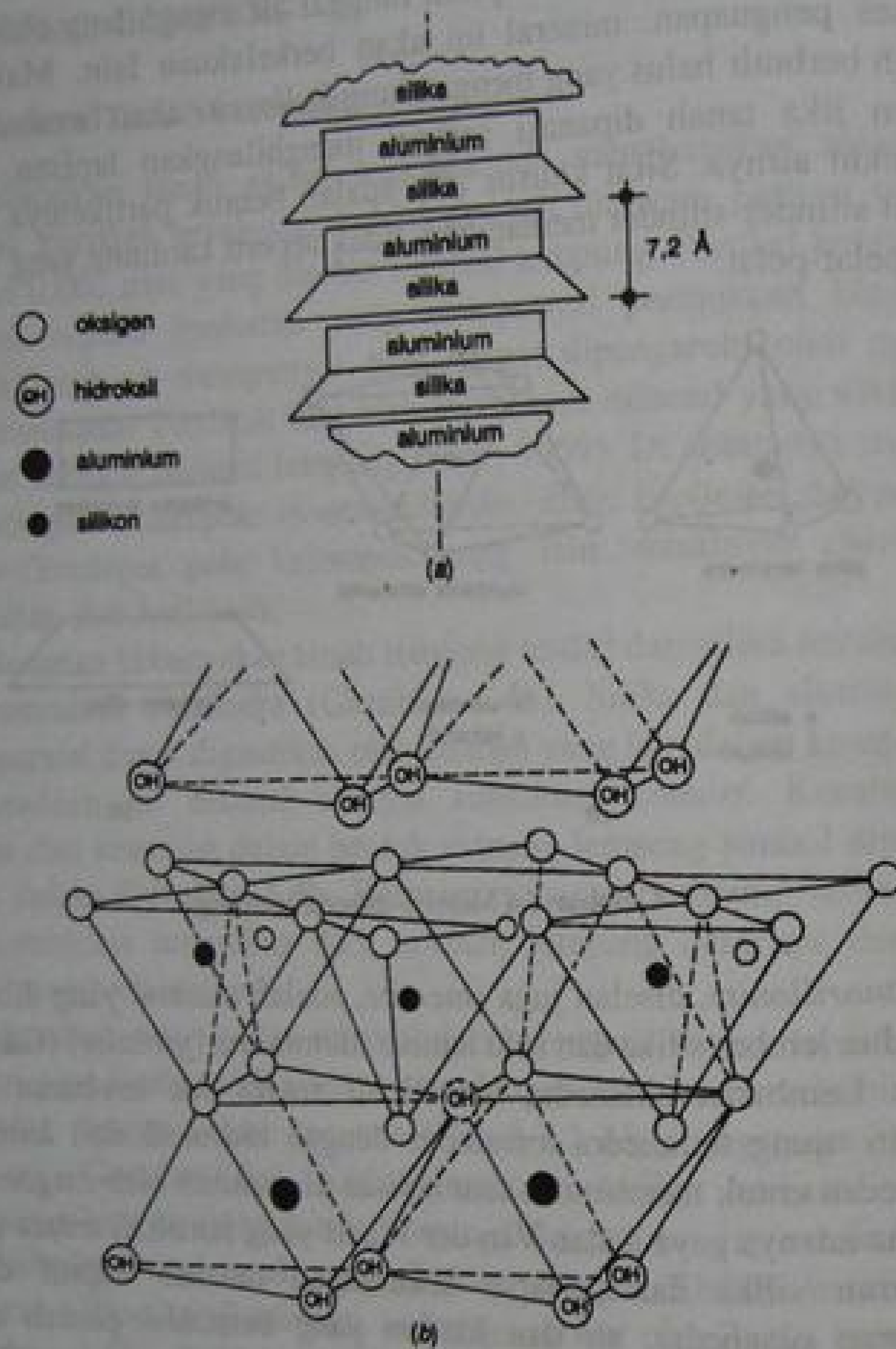
Halloysite hampir sama dengan *kaolinite*, tetapi kesatuan yang berurutan lebih acak ikatannya dan dapat dipisahkan oleh lapisan

tunggal molekul air. Jika lapisan tunggal air menghilang oleh karena proses penguapan, mineral ini akan berkelakuan lain. Maka, sifat tanah berbutir halus yang mengandung *halloysite* akan berubah secara tajam jika tanah dipanasi sampai menghilangkan lapisan tunggal molekul airnya. Sifat khusus lain adalah bentuk partikelnya menyerupai silinder-silinder memanjang, tidak seperti *kaolinite* yang berbentuk pelat-pelat.

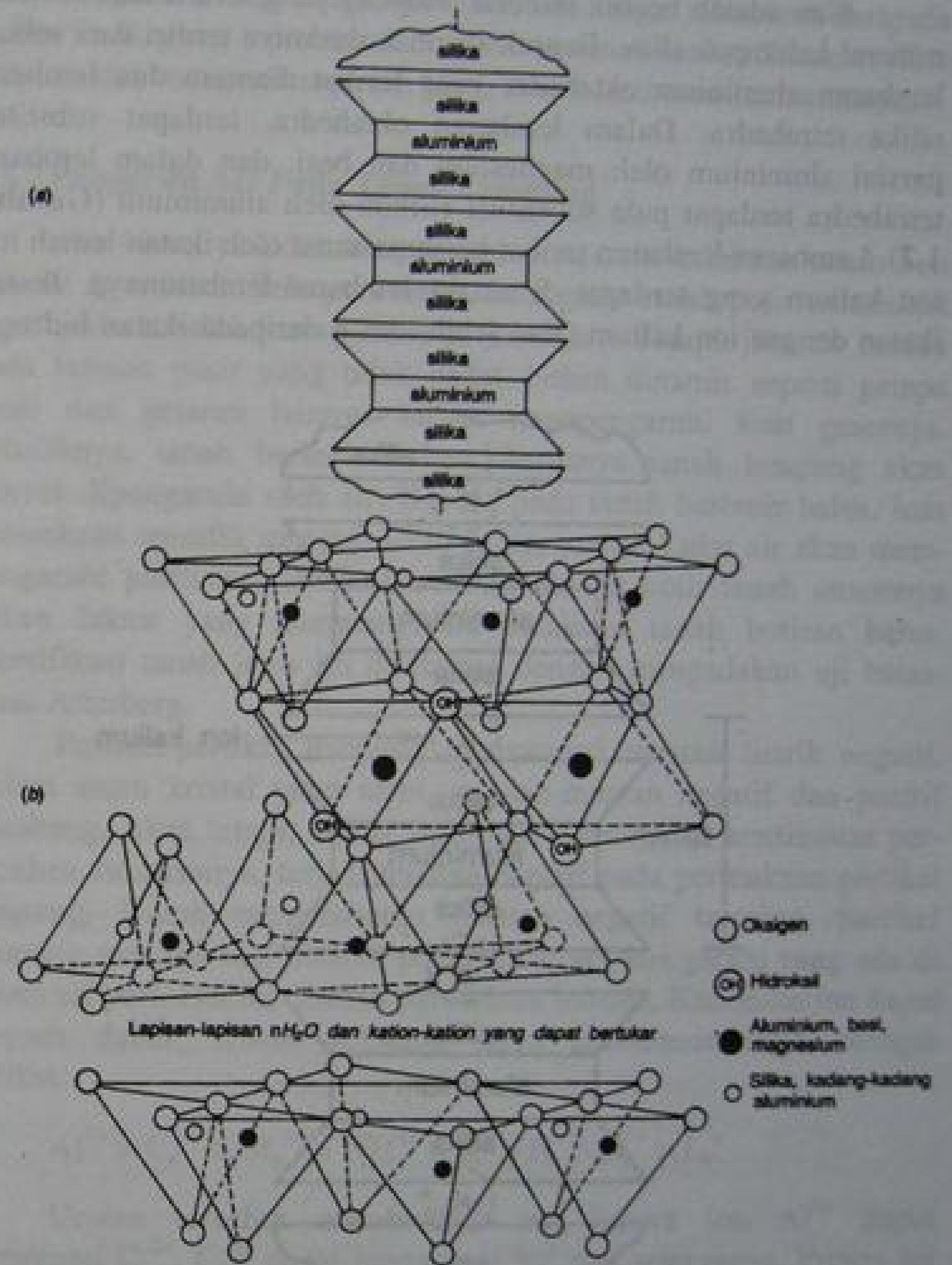


Gambar 1.4 Mineral-mineral lempung.

Montmorillonite, disebut juga *smectite*, adalah mineral yang dibentuk oleh dua lembar silika dan satu lembar aluminium (*gibbsite*) (Gambar 1.6a). Lembaran oktahedra terletak di antara dua lembaran silika dengan ujung tetrahedra tercampur dengan hidroksil dari lembaran oktahedra untuk membentuk satu lapisan aluminium oleh magnesium. Karena adanya gaya ikatan Van der Waals yang lemah di antara ujung lembaran silika dan terdapat kekurangan muatan negatif dalam lembaran oktahedra, air dan ion-ion yang berpindah-pindah dapat masuk dan memisahkan lapisannya. Jadi kristal *montmorillonite* sangat kecil, tapi pada waktu tertentu mempunyai gaya tarik yang kuat terhadap air. Tanah-tanah yang mengandung *montmorillonite* sangat mudah mengembang oleh tambahan kadar air. Tekanan pengembangan yang dihasilkan dapat merusak struktur ringan dan perkerasan jalan raya.

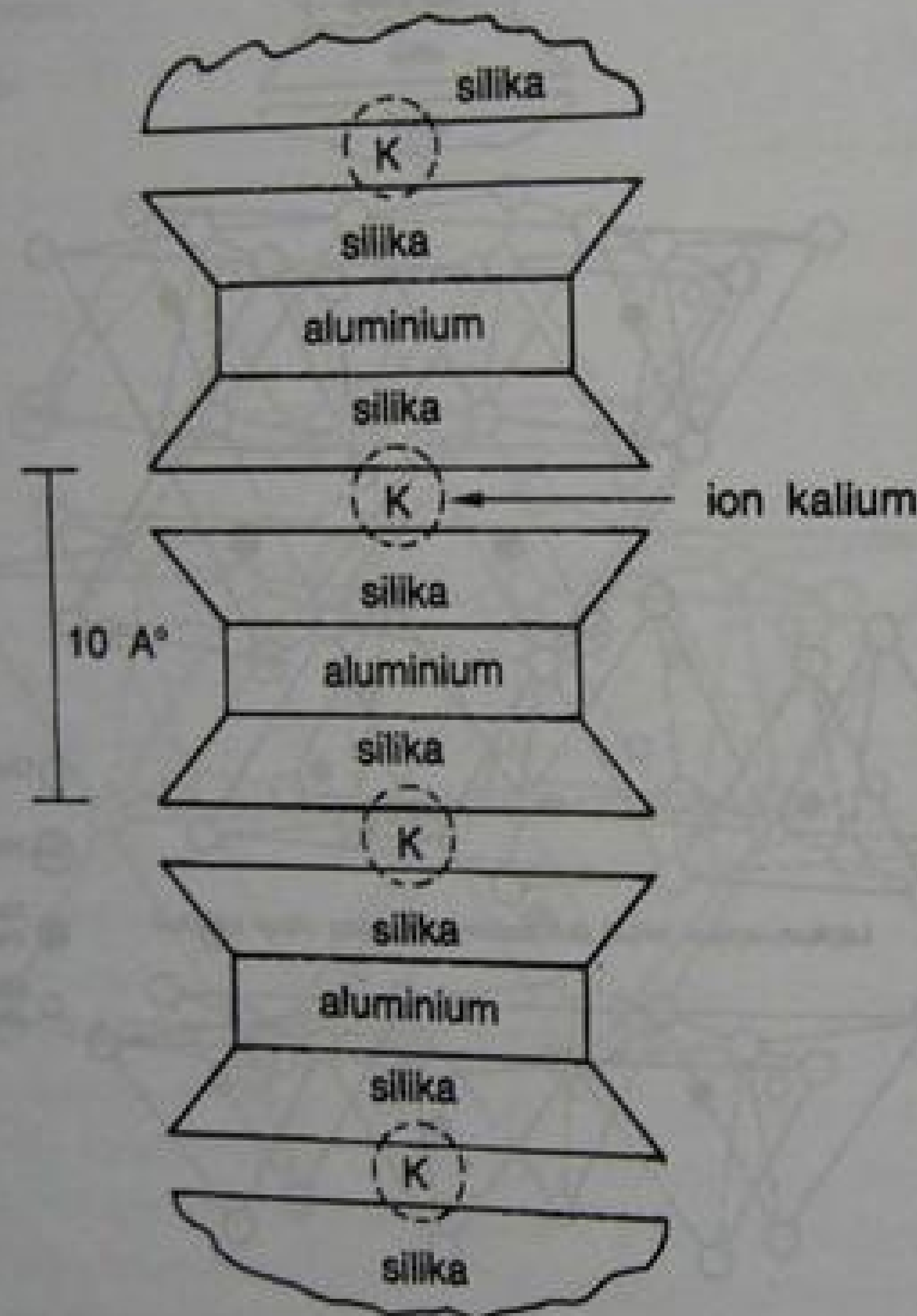


Gambar 1.5 (a) Diagram skematik struktur kaolinite (Lambe, 1953).
(b) Struktur atom kaolinite (Grim, 1959).



Gambar 1.6 (a) Diagram skematik struktur montmorillonite (Lambe, 1953).
(b) Struktur atom montmorillonite (Grim, 1959).

Illite adalah bentuk mineral lempung yang terdiri dari mineral-mineral kelompok *illite*. Bentuk susunan dasarnya terdiri dari sebuah lembaran aluminium oktahedra yang terikat diantara dua lembaran silika tetrahedra. Dalam lembaran oktahedra, terdapat substitusi parsial aluminium oleh magnesium dan besi, dan dalam lembaran tetrahedra terdapat pula substitusi silikon oleh aluminium (Gambar 1.7). Lembaran-lembaran terikat bersama-sama oleh ikatan lemah ion-ion kalium yang terdapat di antara lembaran-lembarannya. Ikatan-ikatan dengan ion kalium (K^+) lebih lemah daripada ikatan hidrogen



Gambar 1.7 Diagram skematik struktur *illite* (Lambe, 1953).

yang mengikat satuan kristal *kaolinite*, tapi sangat lebih kuat daripada ikatan ionik yang membentuk kristal *montmorillonite*. Susunan *illite* tidak mudah mengembang oleh air di antara lembaran-lembarannya.

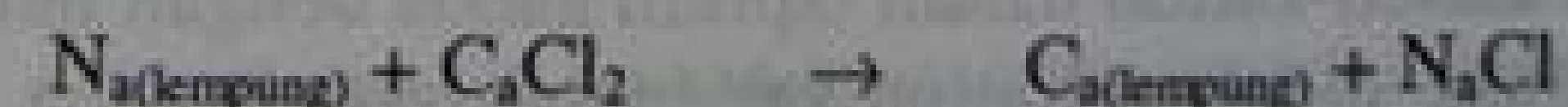
1.3.2 Pengaruh Air Pada Tanah Lempung

Air biasanya tidak banyak mempengaruhi kelakuan tanah non kohesif (granuler). Sebagai contoh, kuat geser tanah pasir mendekati sama pada kondisi kering maupun jenuh air. Tetapi, jika air berada pada lapisan pasir yang tidak padat, beban dinamis seperti gempa bumi dan getaran lainnya sangat mempengaruhi kuat gesernya. Sebaliknya, tanah berbutir halus khususnya tanah lempung akan banyak dipengaruhi oleh air. Karena pada tanah berbutir halus, luas permukaan spesifik menjadi lebih besar, variasi kadar air akan mempengaruhi plastisitas tanah. Distribusi ukuran butir tanah umumnya bukan faktor yang mempengaruhi kelakuan tanah butiran halus. Identifikasi tanah jenis ini dilakukan dengan mengadakan uji batas-batas Atterberg.

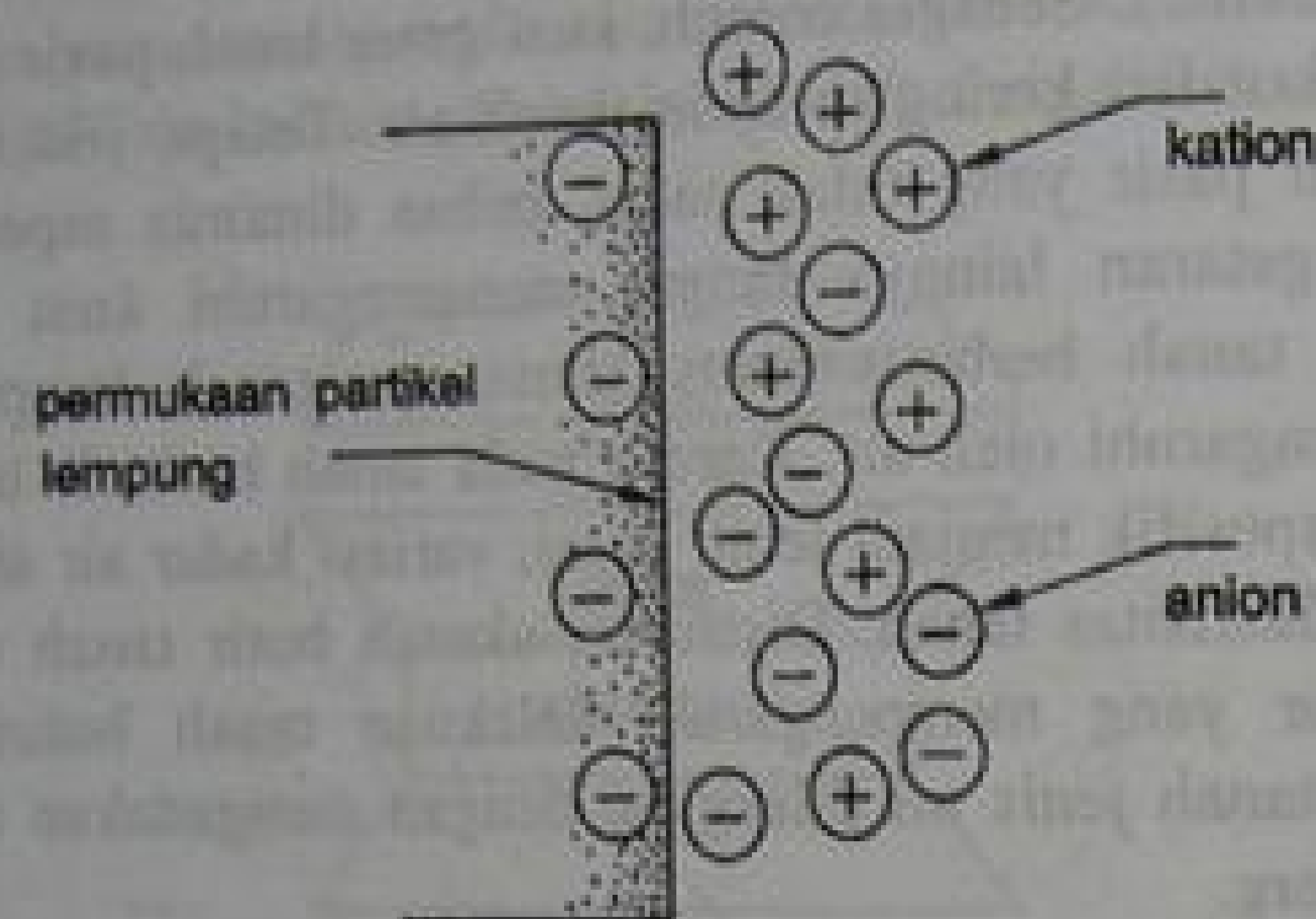
Partikel-partikel lempung mempunyai muatan listrik negatif. Dalam suatu kristal yang ideal, muatan-muatan negatif dan positif seimbang. Akan tetapi, akibat *substitusi isomorf* dan kontinuitas perpecahan susunannya, terjadi muatan negatif pada permukaan partikel lempung. Untuk mengimbangi muatan negatif tersebut, partikel lempung menarik ion muatan positif (kation) dari garam yang ada di dalam air pori. Hal ini disebut pertukaran ion-ion. Kation-kation dapat disusun dalam urutan kekuatan daya tarik-menariknya, sebagai berikut:



Urutan tersebut memberikan arti bahwa ion Al^{3+} dapat mengganti Ca^{2+} , Ca^{2+} dapat mengganti Na^+ dan seterusnya. Proses ini disebut dengan pertukaran kation. Sebagai contoh :



Kapasitas pertukaran kation tanah lempung didefinisikan sebagai jumlah pertukaran ion-ion yang dinyatakan dalam miliekivalen per 100 gram lempung kering. Beberapa garam juga terdapat pada permukaan partikel lempung kering. Pada waktu air ditambahkan pada lempung, kation-kation dan anion-anion mengumpul di sekitar partikel (Gambar 1.8).

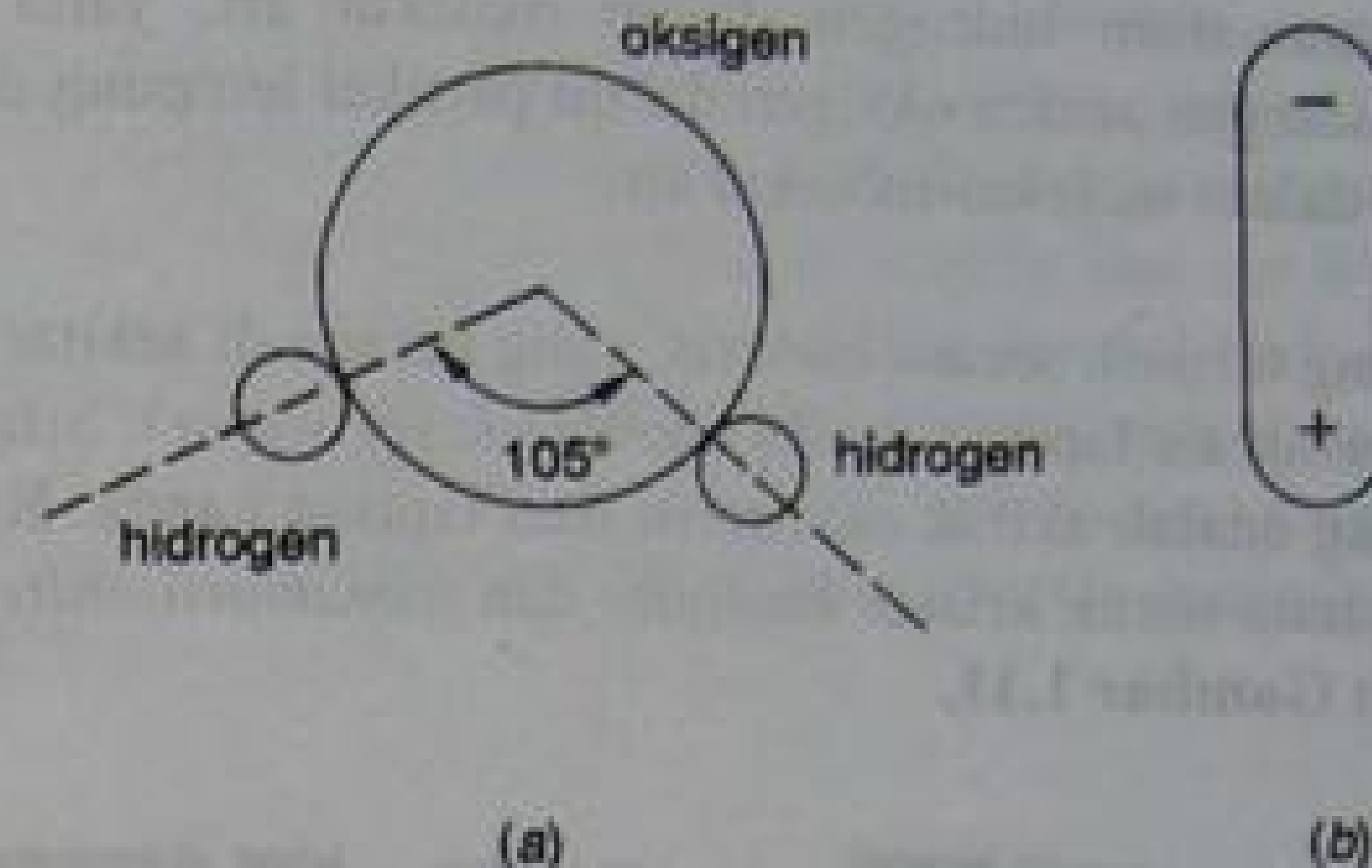


Gambar 1.8 Kation dan anion pada partikel lempung.

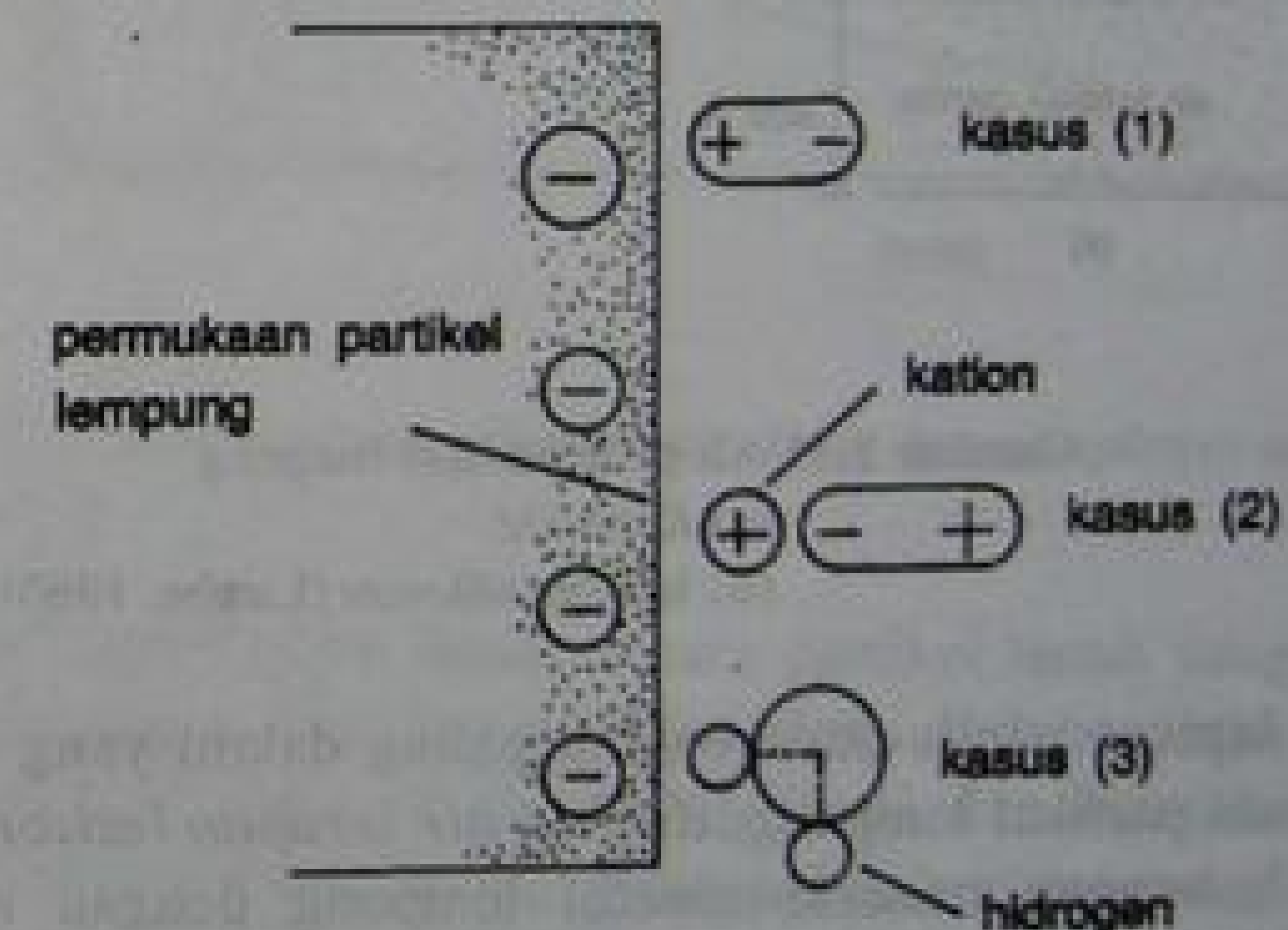
Molekul air merupakan molekul yang dipolar, yaitu atom hidrogen tidak tersusun simetri di sekitar atom-atom oksigen (Gambar 1.9a). Hal ini berarti bahwa satu molekul air merupakan batang yang mempunyai muatan positif dan negatif pada ujung yang berlawanan atau dipolar (dobel kutub) (Gambar 1.9b).

Terdapat 3 mekanisme yang menyebabkan molekul air dipolar dapat tertarik oleh permukaan partikel lempung secara elektrik (Gambar 1.10):

- (1) Tarikan antara permukaan bermuatan negatif dari partikel lempung dengan ujung positif dari dipolar.
- (2) Tarikan antara kation-kation dalam lapisan ganda dengan muatan negatif dari ujung dipolar. Kation-kation ini tertarik oleh permukaan partikel lempung yang bermuatan negatif.



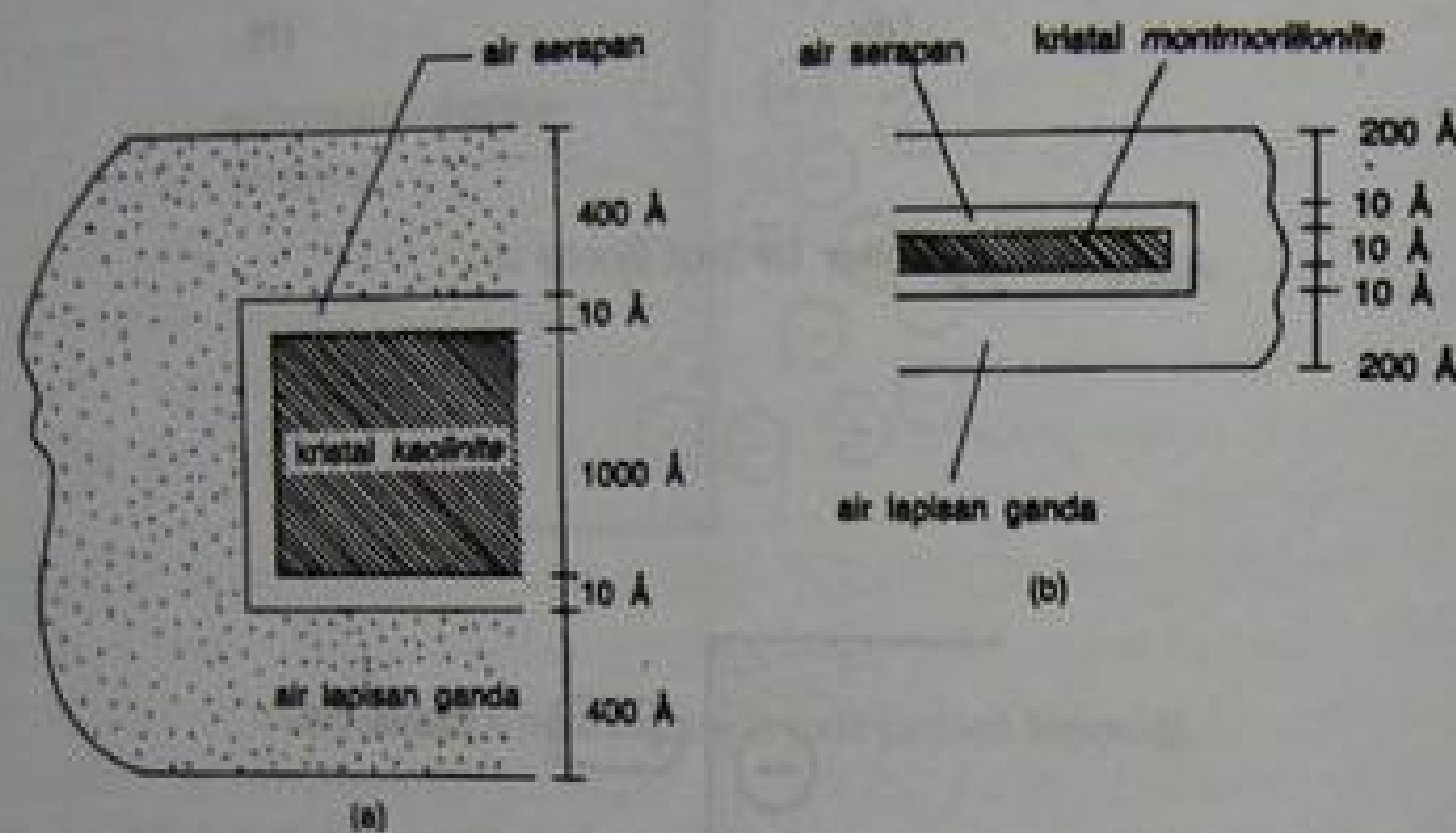
Gambar 1.9 Sifat dipolar air.



Gambar 1.10 Molekul air dipolar dalam lapisan ganda.

- (3) Andil atom-atom hidrogen dalam molekul air, yaitu dengan ikatan hidrogen antara oksigen dalam partikel lempung dan atom oksigen dalam molekul-molekul air.

Air yang tertarik secara elektris, yang berada di sekitar partikel lempung, disebut air lapisan ganda (*double-layer water*). Sifat plastis tanah lempung adalah akibat eksistensi dari lapisan ganda. Ketebalan air lapisan ganda untuk kristal *kaolinite* dan *montmorillonite* diperlihatkan dalam Gambar 1.11.



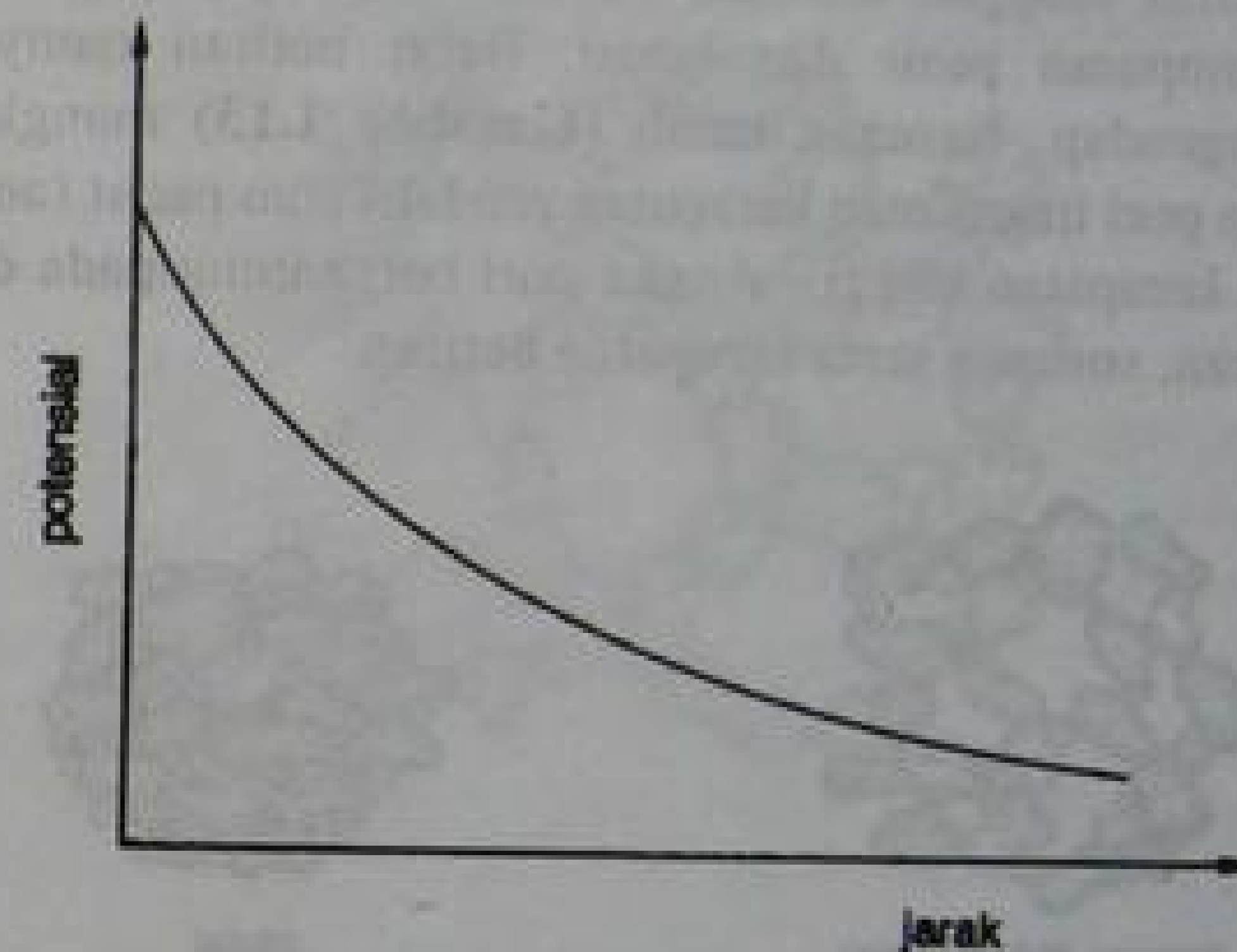
Gambar 1.11 Air pada partikel lempung.

(a) Kaolinite.

(b) Montmorillonite (Lambe, 1960).

Air lapisan ganda pada bagian paling dalam yang sangat kuat melekat pada partikel lempung, disebut *air serapan* (*adsorbed water*). Pertalian hubungan mineral-mineral lempung dengan air serapan, memberikan bentuk dasar dari susunan tanah. Tiap-tiap partikel saling terikat satu sama lain, lewat lapisan air serapan. Maka, adanya ion-ion yang berbeda, material organik, beda konsentrasi, dan lain-lainnya akan berpengaruh besar pada sifat tanah. Partikel lempung dapat tolak

menolak satu dengan yang lain secara elektris, tapi prosesnya bergantung pada konsentrasi ion, jarak antara partikel, dan faktor-faktor lain. Secara sama, dapat juga terjadi saling tarik menarik antara partikel akibat pengaruh ikatan hidrogen, gaya Van der Waals, macam ikatan kimia dan organiknya. Gaya antara partikel berkurang dengan bertambahnya jarak dari permukaan mineral seperti terlihat pada Gambar 1.12. Bentuk kurva potensial sebenarnya akan tergantung pada valensi dan konsentrasi ion, larutan ion dan pada sifat dari gaya-gaya ikatannya.



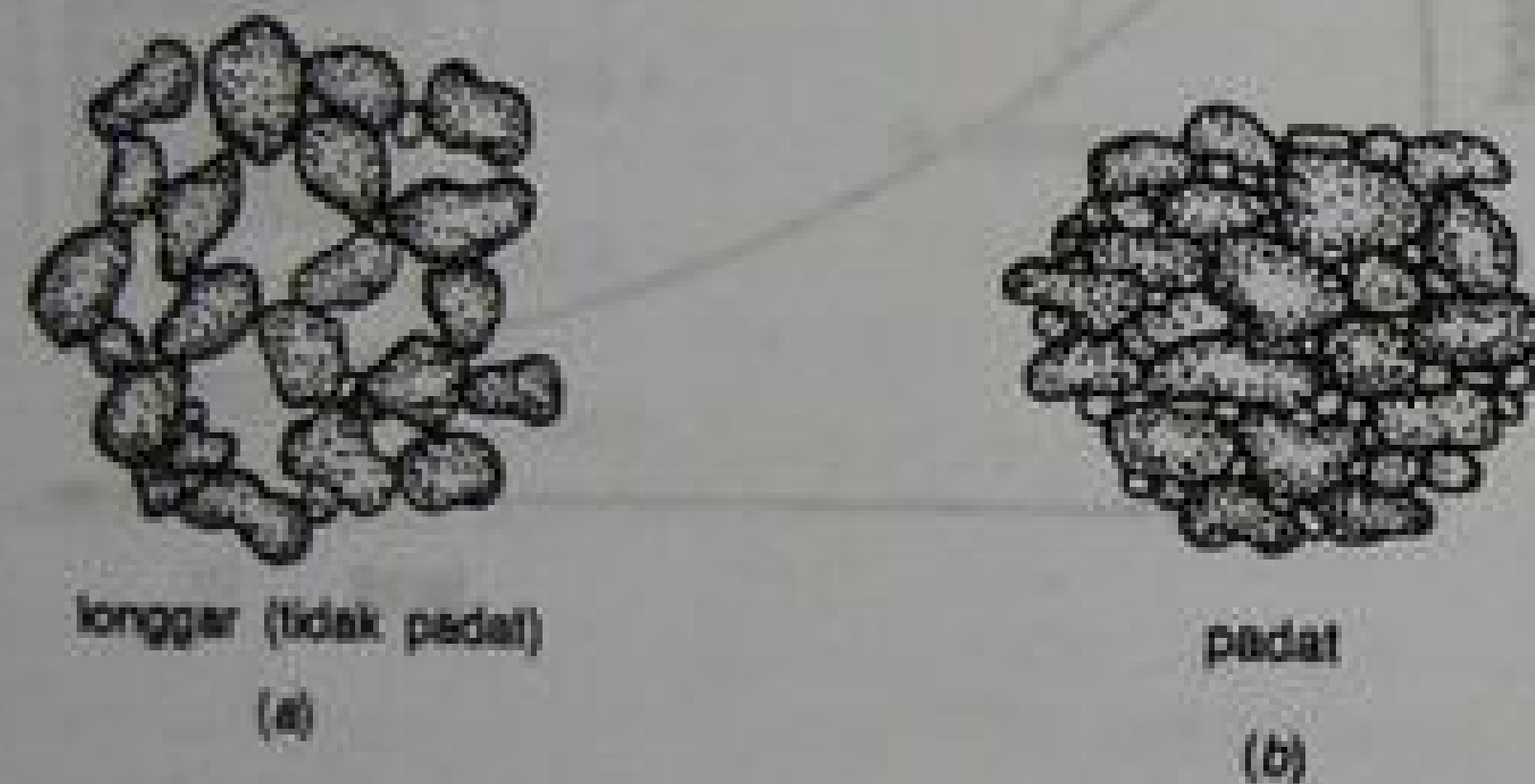
Gambar 1.12 Hubungan potensial (elektrostatik, kimia dan sebagainya) dengan jarak permukaan lempung.

Jadi, jelaslah bahwa ikatan antara partikel tanah yang disusun oleh mineral lempung akan sangat dipengaruhi oleh besarnya jaringan muatan negatif pada mineral, tipe, konsentrasi, dan distribusi kation-kation yang berfungsi untuk mengimbangkan muatannya. Schofield dan Samson (1954) dalam penyelidikan pada *kaolinite*, Olphen (1951) dalam penyelidikan pada *montmorillonite*, menemukan bahwa jumlah dan distribusi muatan residu jaringan mineral, bergantung pada pH air. Dalam lingkungan dengan pH yang rendah, ujung partikel kaolinite

dapat menjadi bermuatan positif dan selanjutnya dapat menghasilkan gaya tarik ujung ke permukaan antara partikel yang berdekatan. Gaya tarik ini menimbulkan sifat kohesif.

1.4 SUSUNAN TANAH GRANULER

Butiran tanah yang dapat mengendap pada suatu larutan suspensi secara individu, tak bergantung pada butiran yang lain akan berupa susunan tunggal. Sebagai contoh, tanah pasir, kerikil, atau beberapa campuran pasir dan lanau. Berat butiran menyebabkan butiran mengendap. Susunan tanah (Gambar 1.13) mungkin tidak padat (angka pori tinggi atau kerapatan rendah) atau padat (angka pori rendah atau kerapatan tinggi). Angka pori bergantung pada distribusi ukuran butiran, susunan serta kerapatan butiran.

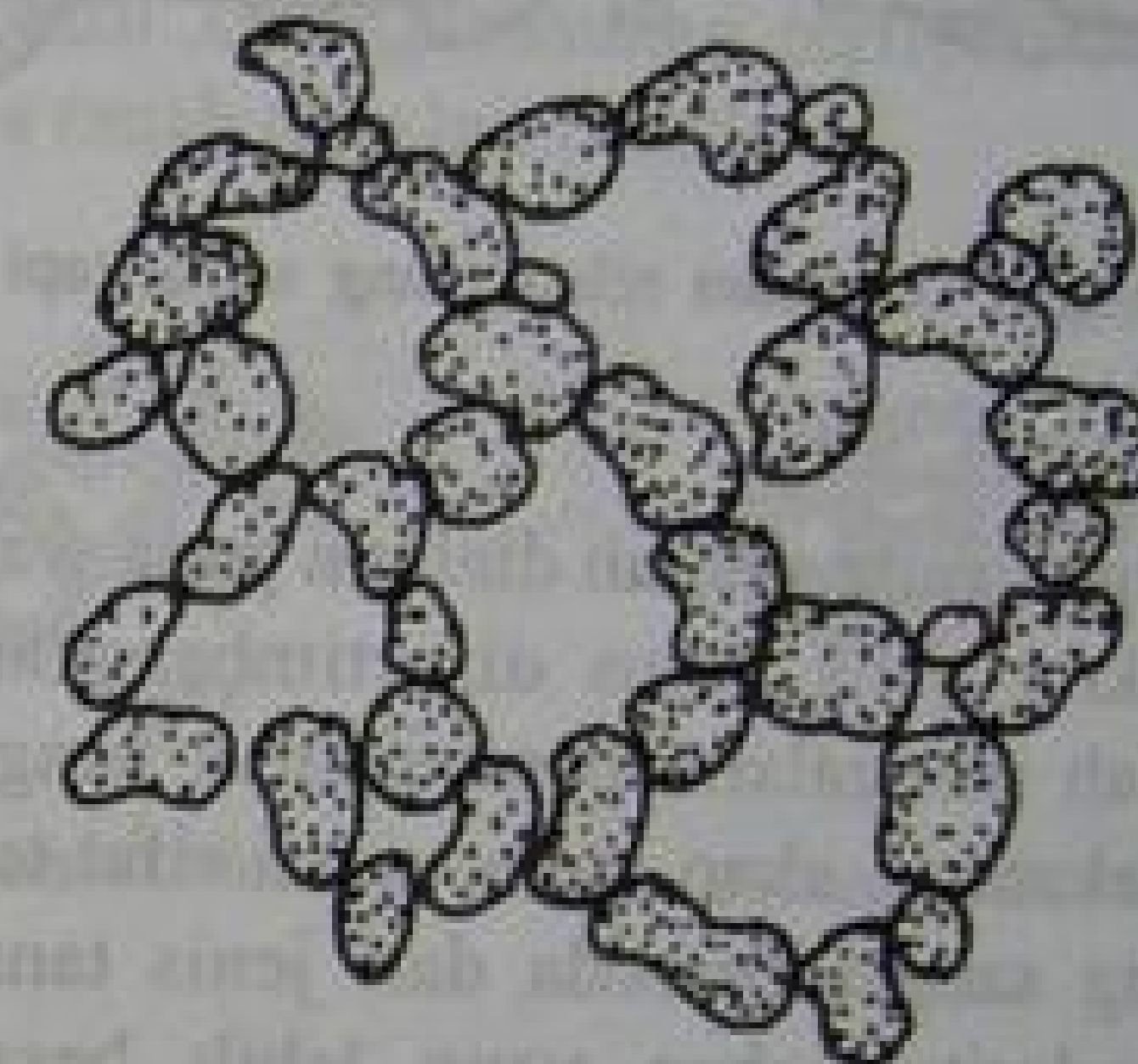


Gambar 1.13 Susunan butiran tanah granular.

Tanah granuler dapat membentuk hubungan sarang lebah (*honeycomb*) (Gambar 1.14) yang dapat mempunyai angka pori yang tinggi. Lengkungan butiran dapat mendukung beban statis, tapi susunan ini sangat sensitif terhadap longsoran, getaran atau beban dinamis. Adanya air dalam susunan butir tanah yang sangat tidak padat dapat mengubah sifat-sifat teknisnya.

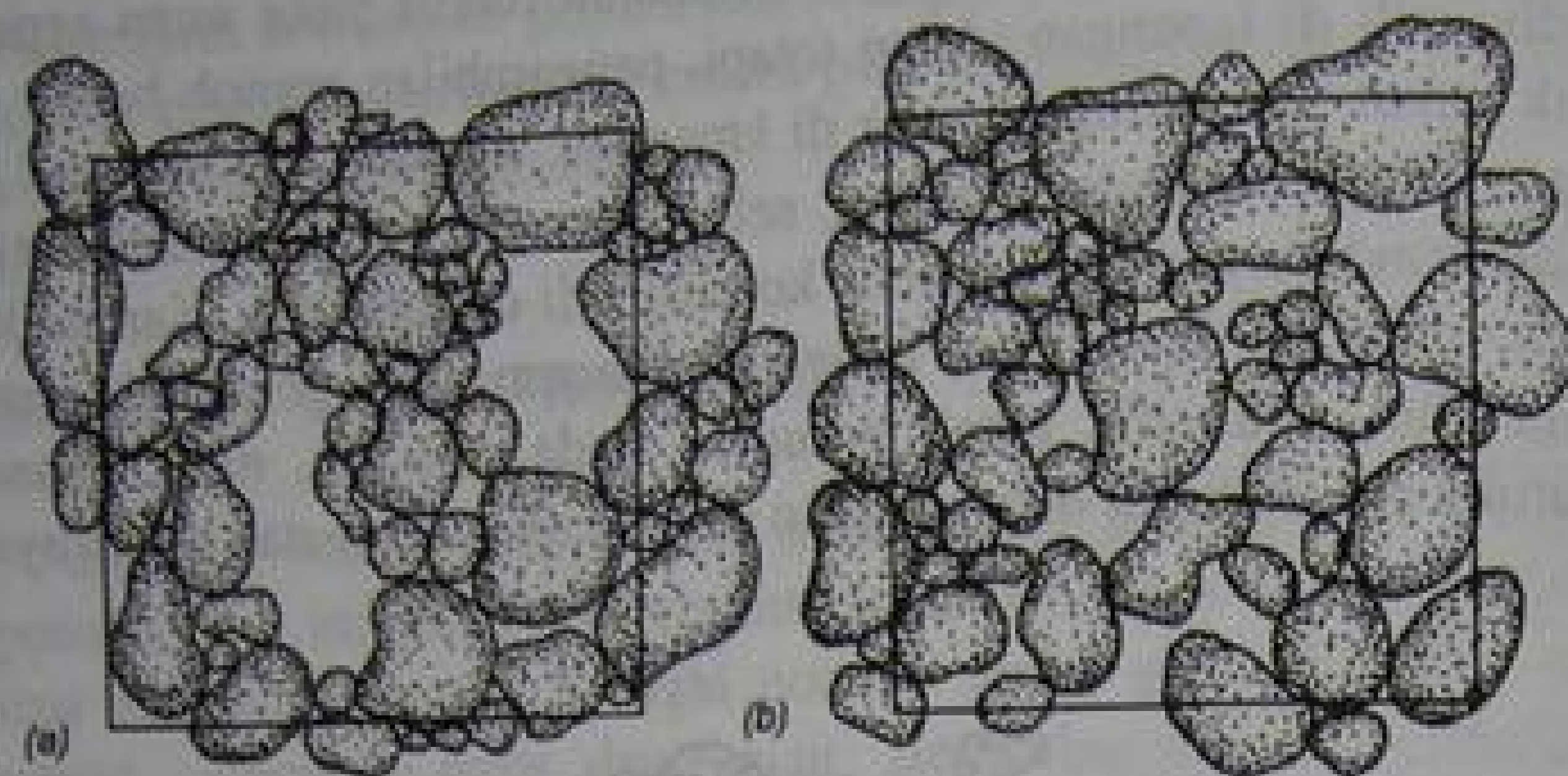
Kerapatan relatif (D_r) sangat berpengaruh pada sifat-sifat teknis tanah granuler. Karena itu, diperlukan pengujian terhadap contoh-

contoh tanah pasir pada kondisi kerapatan relatif yang sama seperti kondisi asli di lapangan. Akan tetapi, pengambilan contoh benda uji untuk tanah pasir yang longgar di lapangan, sangat sulit. Material ini sangat sensitif terhadap getaran, sehingga sangat sulit untuk menyamakan kondisinya, sama seperti kondisi asli di lapangan. Karena itu, dalam praktek digunakan beberapa macam alat penetrasi untuk mengetahui sifat-sifat tanah granuler. Pada cara ini, nilai tahanan penetrasi secara kasar dihubungkan dengan nilai kerapatan relatifnya.



Gambar 1.14 Susunan sarang lebah.

Perlu diperhatikan dalam banyak masalah teknis, karakteristik tanah granuler tidak hanya cukup ditinjau kerapatan relatifnya. Sebab, ada kemungkinan dua tanah pasir dengan angka pori dan kerapatan relatif yang sama, mempunyai susunan butiran yang berbeda. Kondisi demikian akan mengakibatkan perbedaan pada sifat teknisnya. Pada Gambar 1.15, kedua tanah pasir identik, keduanya mempunyai distribusi ukuran butiran yang sama dan angka pori yang sama, tapi susunannya sangat jelas berbeda.



Gambar 1.15 Tanah dengan kerapatan relatif yang sama, tapi susunan butirannya berbeda (Leonard, 1978).

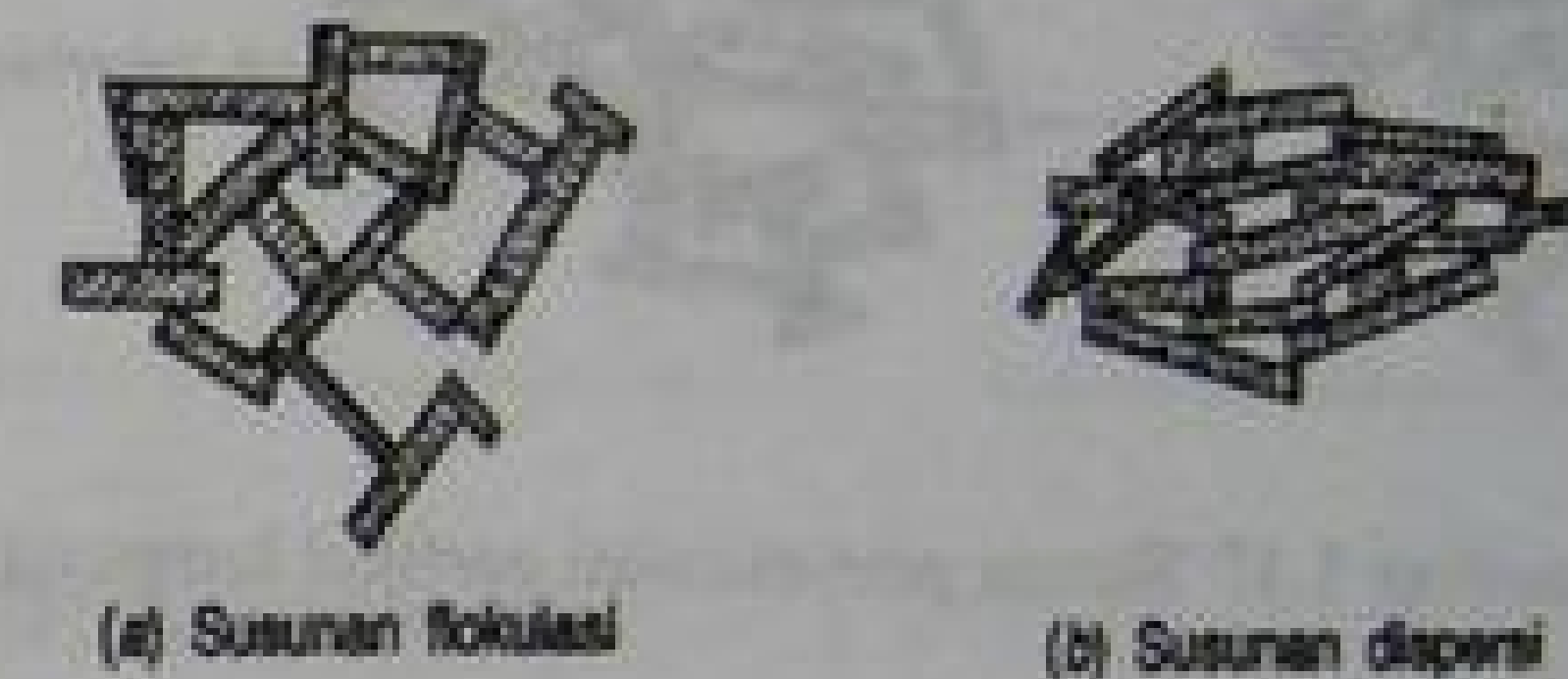
Sejarah tegangan yang pernah dialami pada waktu yang lampau, juga merupakan faktor yang harus dipertimbangkan. Lapisan tanah granuler yang pernah mengalami pembebanan yang lebih besar dari tekanan yang ada sekarang, akan mempunyai sifat tegangan-regangan dan penurunan yang sangat berbeda dari jenis tanah granuler yang belum pernah menderita beban yang lebih besar dari sekarang (Lambrechts dan Leonard, 1978).

1.5 PENYESUAIAN ANTARA PARTIKEL-PARTIKEL

Tinjauan struktur tanah meliputi pertimbangan komposisi mineral dan sifat-sifat elektrik dari partikel padatnya. Demikian juga mengenai bentuk, penyesuaian terhadap yang lain, sifat dan kelakuan terhadap air tanah, komposisi ion, serta gaya tarik antara partikelnya. Gaya tarik antara partikel pada tanah-tanah berbutir kasar sangat kecil. Pada tanah jenis ini, bentuk partikel akan sangat mempengaruhi sifat teknisnya. Sebagai contoh, pada sedimen pasir, khususnya butiran yang besar, sedikit perubahan dari bentuk bulat ke bentuk kubus cukup menyebabkan variasi yang besar pada karakteristik permea-

bilitas dalam arah paralel maupun arah tegak lurus. Selain itu, posisi butiran relatif juga akan berpengaruh besar terhadap stabilitas, permeabilitas dan karakteristik perubahan bentuknya, dan juga akan berpengaruh pada distribusi tegangan di dalam lapisan tanah. Jarak antara partikel juga mempengaruhi ikatan antar partikel tanah.

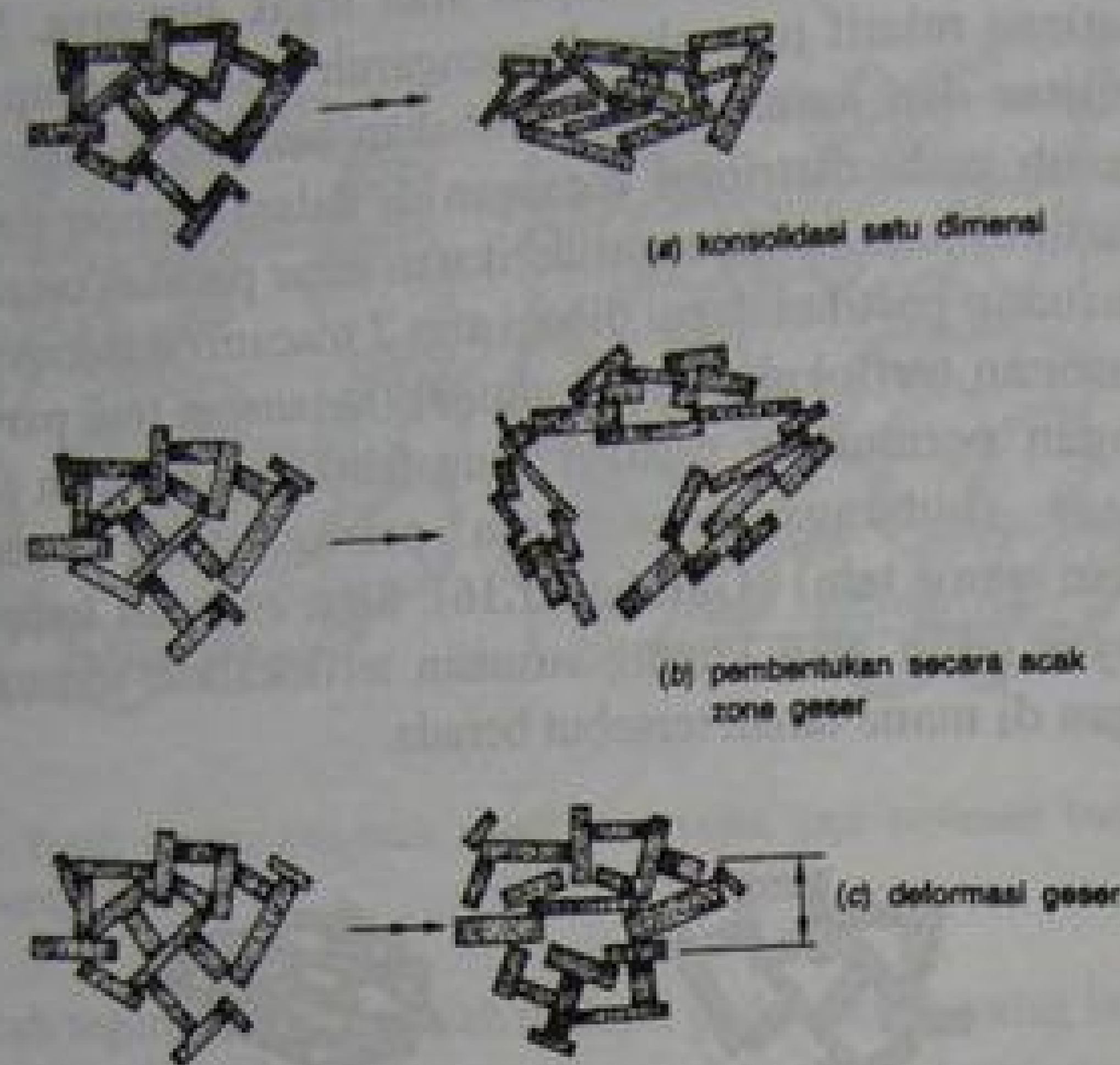
Susunan partikel dapat dibagi atas 2 macam (Rosenqvist, 1959), yaitu: susunan terflokulasi (*flucculated*) (hubungan tepi partikel yang satu dengan permukaan partikel yang lain) dan susunan terdispersi (*dispersed*) (hubungan permukaan partikel yang satu dengan permukaan yang lain) (Gambar 1.16). Sifat endapan lempung akan mempunyai lebih atau kurang susunan terflokulasi, tergantung dari lingkungan di mana tanah tersebut berada.



Gambar 1.16 Skema susunan partikel (Rosenqvist, 1959).

Pada peristiwa konsolidasi, cenderung terjadi penyesuaian partikel ke bentuk susunan terdispersi atau paralel. Dalam hal konsolidasi satu dimensi (*one dimensional consolidation*), seluruh partikel menyesuaikan sendiri kedalam bidang paralel (Hvorslev, 1938; Lambe, 1958) (Gambar 1.17a).

Pembentukan tanah secara acak menghasilkan pengelompokan penyesuaian susunan partikel yang sejajar secara acak (Michaels, 1959) (Gambar 1.17b). Regangan geser juga cenderung untuk menyusun partikel dalam tipe susunan terdispersi (Seed dan Chan, 1959) (Gambar 1.17c).



Gambar 1.17 Skema penyesuaian partikel lempung.

1.6 ANALISIS UKURAN BUTIRAN

Sifat-sifat tanah sangat bergantung pada ukuran butirannya. Besarnya butiran dijadikan dasar untuk pemberian nama dan klasifikasi tanah. Oleh karena itu, analisis butiran ini merupakan pengujian yang sangat sering dilakukan.

Analisis ukuran butiran tanah adalah penentuan persentase berat butiran pada satu unit saringan, dengan ukuran diameter lubang tertentu.

1.6.1 Tanah Berbutir Kasar

Distribusi ukuran butir untuk tanah berbutir kasar dapat ditentukan dengan cara menyaring. Caranya, tanah benda uji disaring

lewat satu unit saringan standar. Berat tanah yang tinggal pada masing-masing saringan ditimbang, lalu persentase terhadap berat kumulatif tanah dihitung. Contoh nomor-nomor saringan dan diameter lubang dari standar Amerika dapat dilihat dalam Tabel 1.4.

Tabel 1.4 Saringan standar Amerika

No. saringan	Diameter lubang, mm	No. saringan	Diameter lubang, mm
3	6,35	40	0,42
4	4,75	50	0,30
6	3,35	60	0,25
8	2,36	70	0,21
10	2,00	100	0,15
16	1,18	140	0,106
20	0,85	200	0,075
30	0,60	270	0,053

1.6.2 Tanah Berbutir halus

Distribusi ukuran butir tanah berbutir halus atau bagian berbutir halus dari tanah berbutir kasar, dapat ditentukan dengan cara sedimentasi. Metode ini didasarkan pada hukum Stokes, yang berkenaan dengan kecepatan mengendap butiran pada larutan suspensi. Menurut Stokes, kecepatan mengendap butiran dapat ditentukan dari persamaan:

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} D^2 \quad (1.28)$$

dengan

v = kecepatan, sama dengan jarak/waktu (L/t)

γ_w = berat volume air (g/cm^3)

γ_s = berat volume butiran padat (g/cm^3)

μ = kekentalan air absolut ($g \cdot det/cm^2$)

D = diameter butiran tanah (mm).

Persamaan (1.28) dapat diubah dalam bentuk,

$$D = \sqrt{\frac{18\mu v}{\gamma_s - \gamma_w}} = \sqrt{\frac{18\mu}{\gamma_s - \gamma_w}} \sqrt{\frac{L}{t}}$$

$$= \sqrt{\frac{18\mu}{(G_s - 1)\gamma_w}} \sqrt{\frac{L}{t}}$$

Jika satuan dari μ adalah (g.det)/cm², γ_w dalam g/cm³, L dalam cm, t dalam menit dan D dalam mm, maka

$$\frac{D(mm)}{10} = \sqrt{\frac{18\mu \{ (g \cdot \text{det}) / \text{cm}^2 \}}{(G_s - 1)\gamma_w (g / \text{cm}^3)}} \sqrt{\frac{L(cm)}{t(\text{menit})(60)}}$$

atau

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

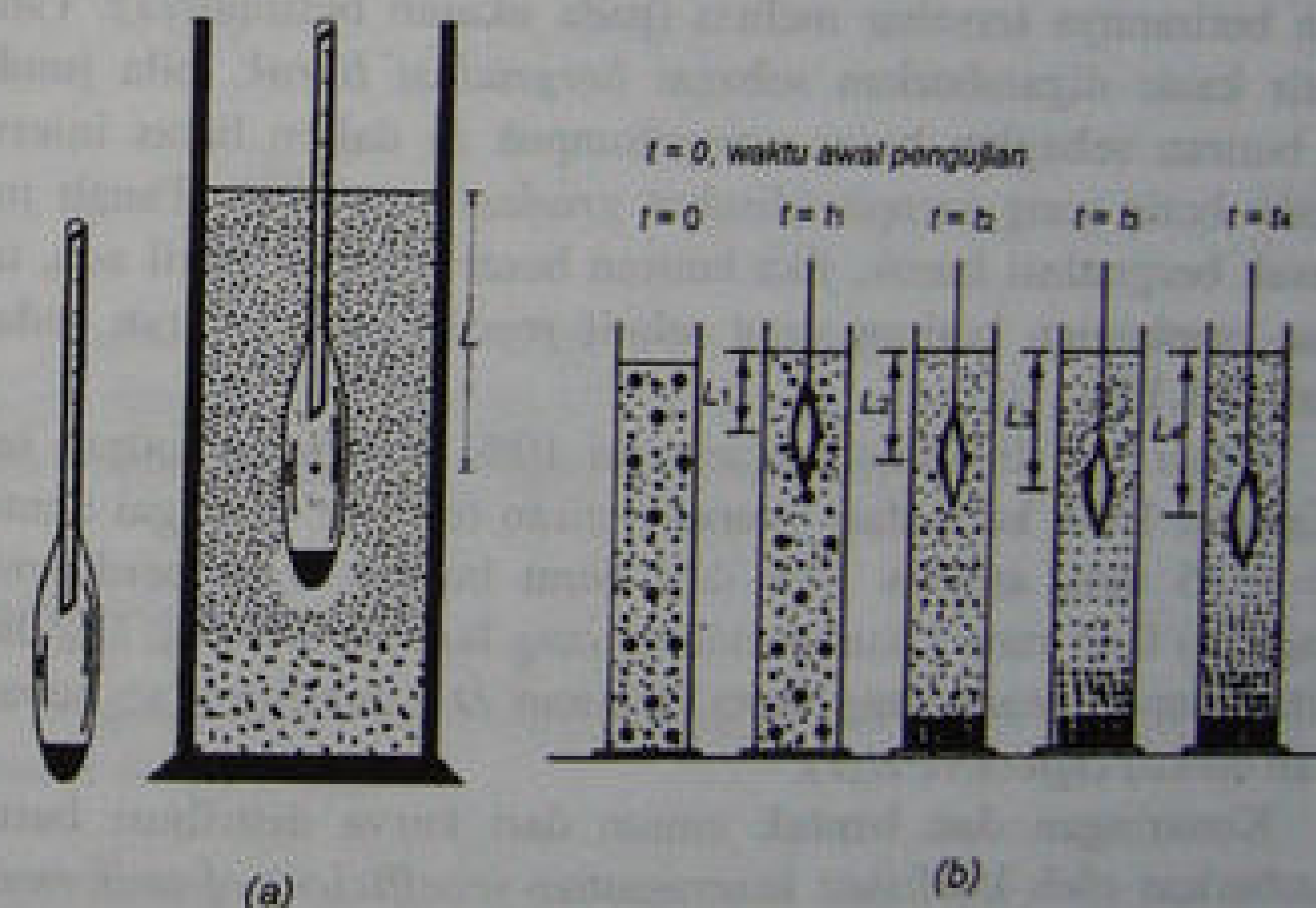
Dengan menganggap $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$,

$$D(mm) = K \sqrt{\frac{L(cm)}{t(\text{menit})}} \quad (1.29)$$

$$\text{dengan } K = \sqrt{\frac{30\mu}{G_s - 1}} \quad (1.30)$$

Nilai K merupakan fungsi dari G_s dan μ yang bergantung pada temperatur benda uji. Butiran yang lebih besar akan mengendap lebih cepat, dan sebaliknya, butiran lebih halus akan mengendap lebih lama di dalam suspensi. Hukum Stokes tidak cocok untuk butiran yang lebih kecil dari 0,0002 mm, karena gerak turunnya butiran akan dipengaruhi oleh gerak Brownian. Ukuran butiran dianggap sebagai diameter bola yang akan mengendap pada kecepatan yang sama, pada

Pada uji hidrometer, tanah benda uji sebelumnya harus dibebaskan dari zat organik, kemudian tanah dilarutkan ke dalam air destilasi yang dicampuri dengan bahan pendeflokulasi (*deflocculating agent*) yang dapat berupa *sodium hexametaphosphate* agar partikel-partikel menjadi bagian yang terpisah satu dengan yang lain. Kemudian, larutan suspensi ditempatkan pada tabung hidrometer. Dalam uji hidrometer, contoh tanah yang digunakan beratnya kira-kira 50 gram kering oven. Diameter silinder adalah 2,5 in (63,5 mm), tinggi 18 in (457,2 mm) dan volumenya 1000 ml (Gambar 1.18). Ketika hidrometer dimasukkan dalam larutan suspensi (pada waktu t dihitung dari permulaan sedimentasi), hidrometer ini mengukur berat jenis larutan di sekitar gelembung hidrometer yang berada pada kedalaman L (Gambar 1.18). Berat jenis suspensi akan merupakan fungsi dari jumlah partikel tanah yang ada per volume satuan suspensi pada kedalaman L tersebut. Pada waktu t tersebut, partikel-partikel tanah



Gambar 1.18 Alat uji hidrometer.

(a) Hidrometer dan gelas ukuran

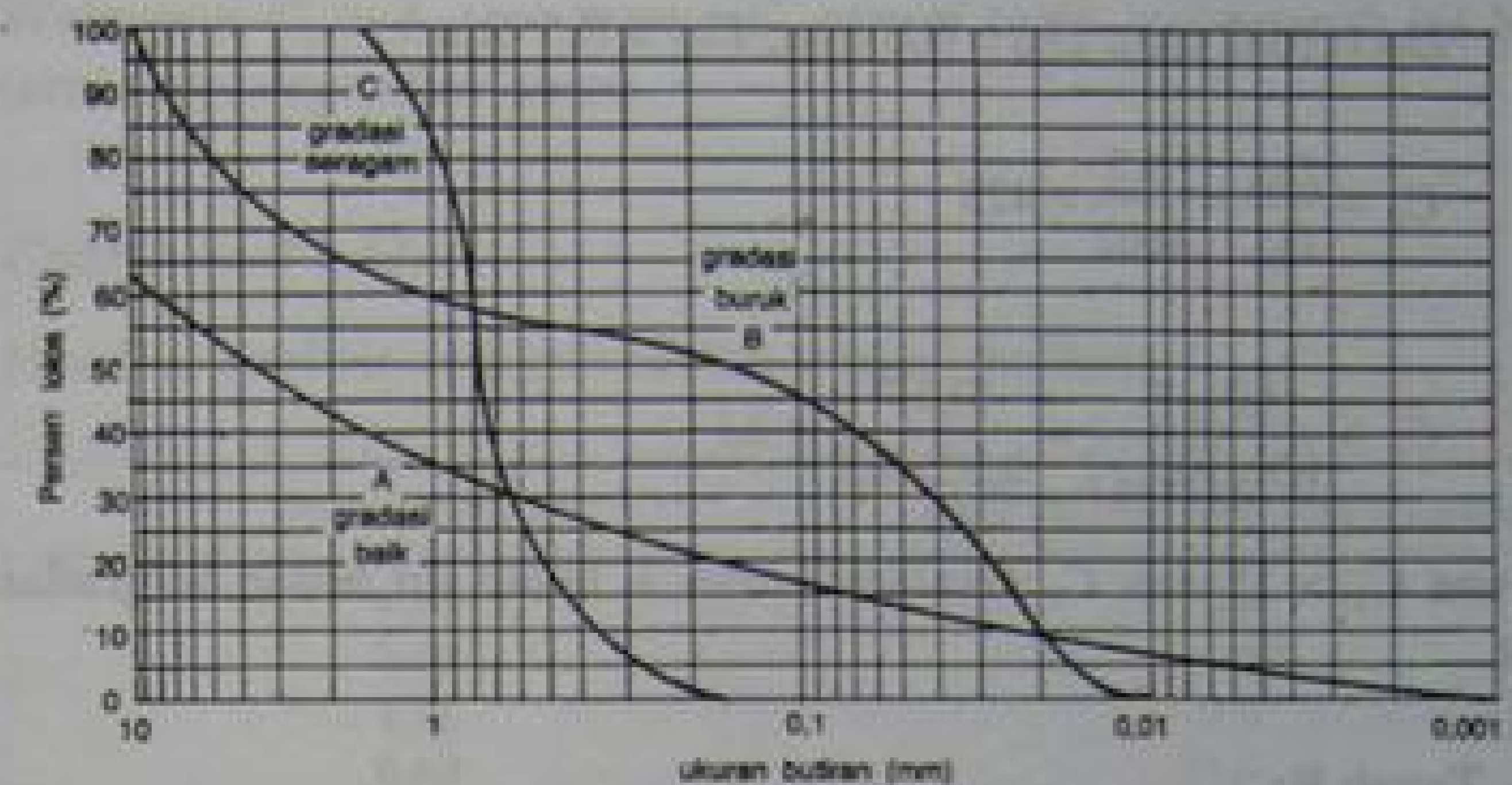
(b) Posisi hidrometer saat pengendapan berlangsung

dalam suspensi pada kedalaman L akan berdiameter lebih kecil dari D (seperti yang dihitung dalam **Persamaan 1.29**). Partikel yang lebih besar akan mengendap di luar zone pengukuran. Hidrometer dirancang untuk memberikan jumlah tanah (dalam gram) yang masih terdapat dalam suspensi dan dikalibrasi untuk tanah yang mempunyai berat jenis $G_s = 2,65$. Untuk jenis tanah yang lain, maka perlu dikoreksi. Dari uji hidrometer, distribusi ukuran butir tanah digambarkan dalam bentuk kurva semi logaritmik. Ordinat grafik merupakan persen berat butiran yang lebih kecil daripada ukuran butiran yang diberikan dalam absis.

Untuk tanah yang terdiri dari campuran butiran halus dan kasar, gabungan antara analisis saringan dan sedimentasi dapat digunakan. Dari hasil penggambaran kurva yang diperoleh, tanah berbutir kasar digolongkan sebagai gradasi baik bila tidak ada kelebihan butiran pada sembarang ukurannya dan tidak ada yang kurang pada ukuran butiran sedang. Umumnya tanah *bergradasi baik* jika distribusi ukuran butirannya tersebar meluas (pada ukuran butirannya). Tanah berbutir kasar digambarkan sebagai *bergradasi buruk*, bila jumlah berat butiran sebagian besar mengelompok di dalam batas interval diameter butir yang sempit (disebut *gradasi seragam*). Tanah juga termasuk bergradasi buruk, jika butiran besar maupun kecil ada, tapi dengan pembagian butiran yang relatif rendah pada ukuran sedang (**Gambar 1.19**).

Notasi D_{10} didefinisikan sebagai 10% dari berat butiran total berdiameter lebih kecil dari ukuran butiran tertentu. Sebagai contoh, $D_{10} = 0,45$ mm, artinya 10% dari berat butiran total berdiameter kurang dari 0,45 mm. Ukuran-ukuran yang lain seperti D_{30} , D_{60} didefinisikan seperti cara yang sama. Ukuran D_{10} didefinisikan sebagai ukuran efektif (*effective size*).

Kemiringan dan bentuk umum dari kurva distribusi butiran digambarkan oleh koefisien keseragaman (*coefficient of uniformity*), C_u , dan koefisien gradasi (*coefficient of gradation*), C_c , yang diberikan menurut persamaan:



Gambar 1.19 Analisis distribusi ukuran butiran.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1.31)$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} \quad (1.32)$$

Tanah *bergradasi baik* jika mempunyai koefisien gradasi $1 < C_c < 3$ dengan $C_u > 4$ untuk kerikil dan $C_u > 6$ untuk pasir, selanjutnya tanah disebut bergradasi sangat baik, bila $C_u > 15$.

Contoh soal 1.11:

Dari diagram distribusi butiran **Gambar 1.19**. Tentukan D_{10} , C_u dan C_c untuk setiap kurva.

Penyelesaian:

- (a) Tanah A:
Tanah ini mungkin termasuk bergradasi baik bila dilihat dari bentuk kurvanya.

$$D_{10} = 0,02 \text{ mm}; D_{30} = 0,6 \text{ mm}; D_{60} = 8,5 \text{ mm}$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{8,5}{0,02} = 425$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10})(D_{60})} = \frac{(0,6)^2}{0,02 \times 8,5} = 2,1$$

Karena $C_u > 15$ dan C_c diantara 1 dan 3, tanah ini benar bergradasi baik.

(b) Tanah B:

Tanah ini mungkin bergradasi buruk kalau dilihat dari bentuk kurvanya.

$$D_{10} = 0,021 \text{ mm}; D_{60} = 1 \text{ mm}; D_{30} = 0,04 \text{ mm}$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1}{0,021} = 47,6$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10})(D_{60})} = \frac{(0,04)^2}{0,021 \times 1} = 0,076$$

Walaupun menurut kriteria koefisien keseragaman tanah ini bergradasi baik, tapi karena tidak memenuhi kriteria koefisien gradasi ($C_c = 0,076 < 1$), maka tanah ini termasuk *bergradasi buruk*.

(c) Tanah C:

Tanah ini termasuk tanah seragam (uniform) kalau dilihat dari bentuk kurvanya. $D_{10} = 0,35 \text{ mm}$; $D_{30} = 0,65 \text{ mm}$; $D_{60} = 0,80 \text{ mm}$.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,80}{0,35} = 2,29$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10})(D_{60})} = \frac{(0,65)^2}{0,35 \times 0,80} = 1,51$$

Walaupun $C_c > 1$, tapi karena C_u sangat kecil, maka tanah ini benar termasuk *bergradasi buruk*.

Contoh soal 1.12:

Hasil uji analisis saringan adalah sebagai berikut:

Diameter (mm)	Berat butiran yang tinggal (gram)
4,75	0,0
2,36	8,0
1,18	7,0
0,60	11,0
0,30	21,0
0,21	63,0
0,15	48,0
0,075	14,0

Dari uji hidrometer diperoleh data sebagai berikut :

Diameter lubang(mm)	Berat butiran (g)
0,02	2
0,006	1
0,002	0
lebih kecil 0,002	0

Gambarkan kurva distribusi butiran. Berapa D_{10} dan koefisien keseragaman (C_u)! Bagaimana dengan gradasinya?

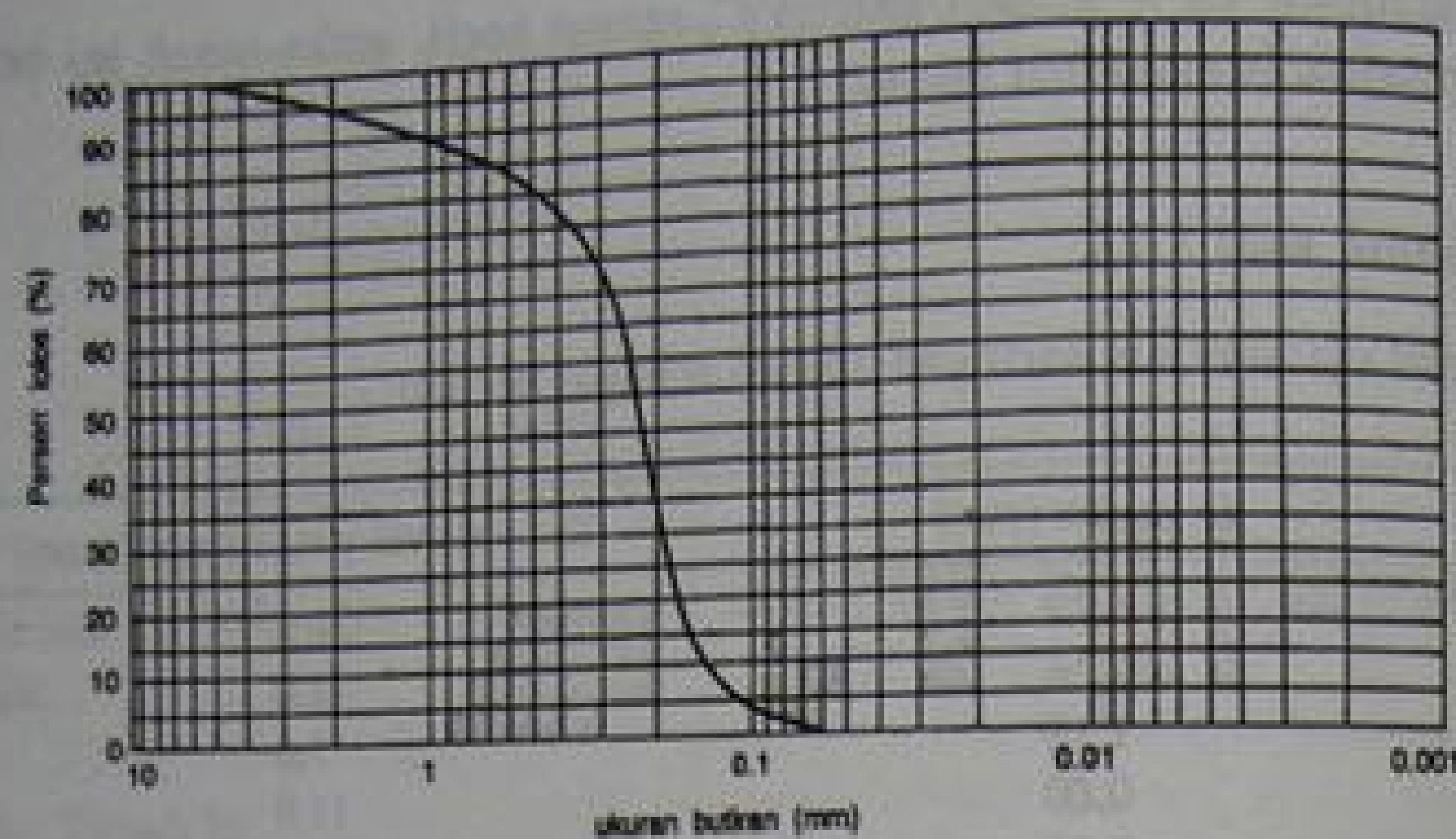
Penyelesaian:

Diagram distribusi butiran ditunjukkan dalam Gambar C1.4. Dari diagram tersebut diperoleh:

$$D_{10} = 0,15 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 0,18 \text{ mm}$$

$$D_{60} = 0,26 \text{ mm}$$



Gambar C1.4

Diameter lubang (mm)	Berat butiran yang tinggal (g)	% tinggal	% lolos
4,75	0,0	0,0	100
2,36	8,0	4,6	95,4
1,18	7,0	4,0	91,4
0,60	11,0	6,3	85,1
0,30	21,0	12,0	73,1
0,21	63,0	36,0	37,1
0,15	48,0	27,4	9,7
0,075	14,0	8,0	1,7
0,02	2,0	1,1	0,6
0,006	1,0	0,6	-
0,002	0	-	-
lebih kecil 0,002	0	-	-
Jumlah	175	100	

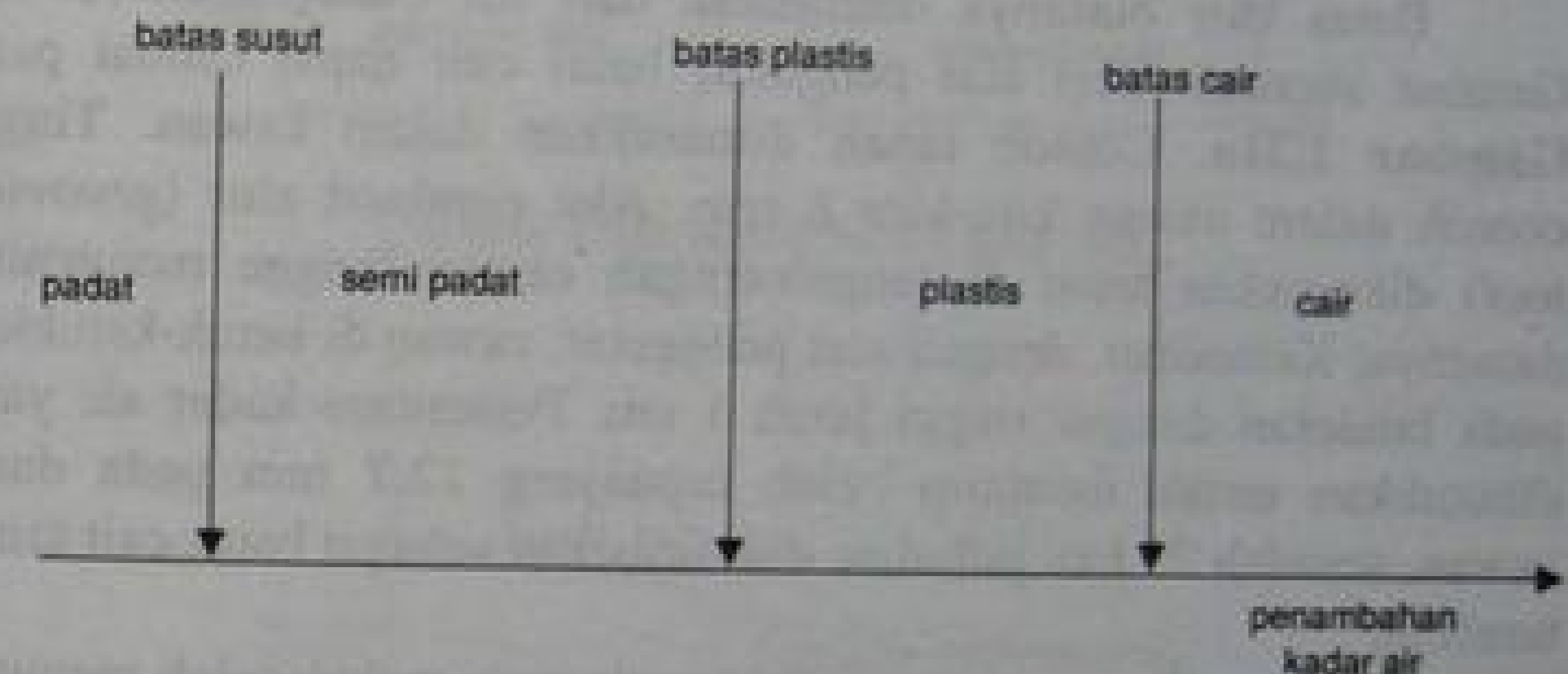
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,26}{0,15} = 1,73 < 6$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10})(D_{60})} = \frac{0,18^2}{0,25 \times 0,15} = 0,86 < 1$$

Maka, tanah *bergradasi buruk*.

1.7 BATAS-BATAS ATTERBERG

Suatu hal yang penting pada tanah berbutir halus adalah sifat plastisitasnya. Plastisitas disebabkan oleh adanya partikel mineral lempung dalam tanah. Istilah plastisitas menggambarkan kemampuan tanah dalam menyesuaikan perubahan bentuk pada volume yang konstan tanpa retak-retak atau remuk.



Gambar 1.20 Batas-batas Atterberg.

Bergantung pada kadar air, tanah dapat berbentuk cair, plastis, semi padat, atau padat. Kedudukan fisik tanah berbutir halus pada kadar air tertentu disebut *konsistensi*. Konsistensi bergantung pada gaya tarik antara partikel mineral lempung. Sembarang pengurangan kadar air menghasilkan berkurangnya tebal lapisan kation yang menyebabkan bertambahnya gaya tarik partikel. Bila tanah dalam kedudukan plastis, besarnya jaringan gaya antar partikel akan sedemikian hingga partikel bebas menggelincir antara satu dengan yang lain,

dengan kohesi yang tetap terpelihara. Pengurangan kadar air menghasilkan pengurangan volume tanah.

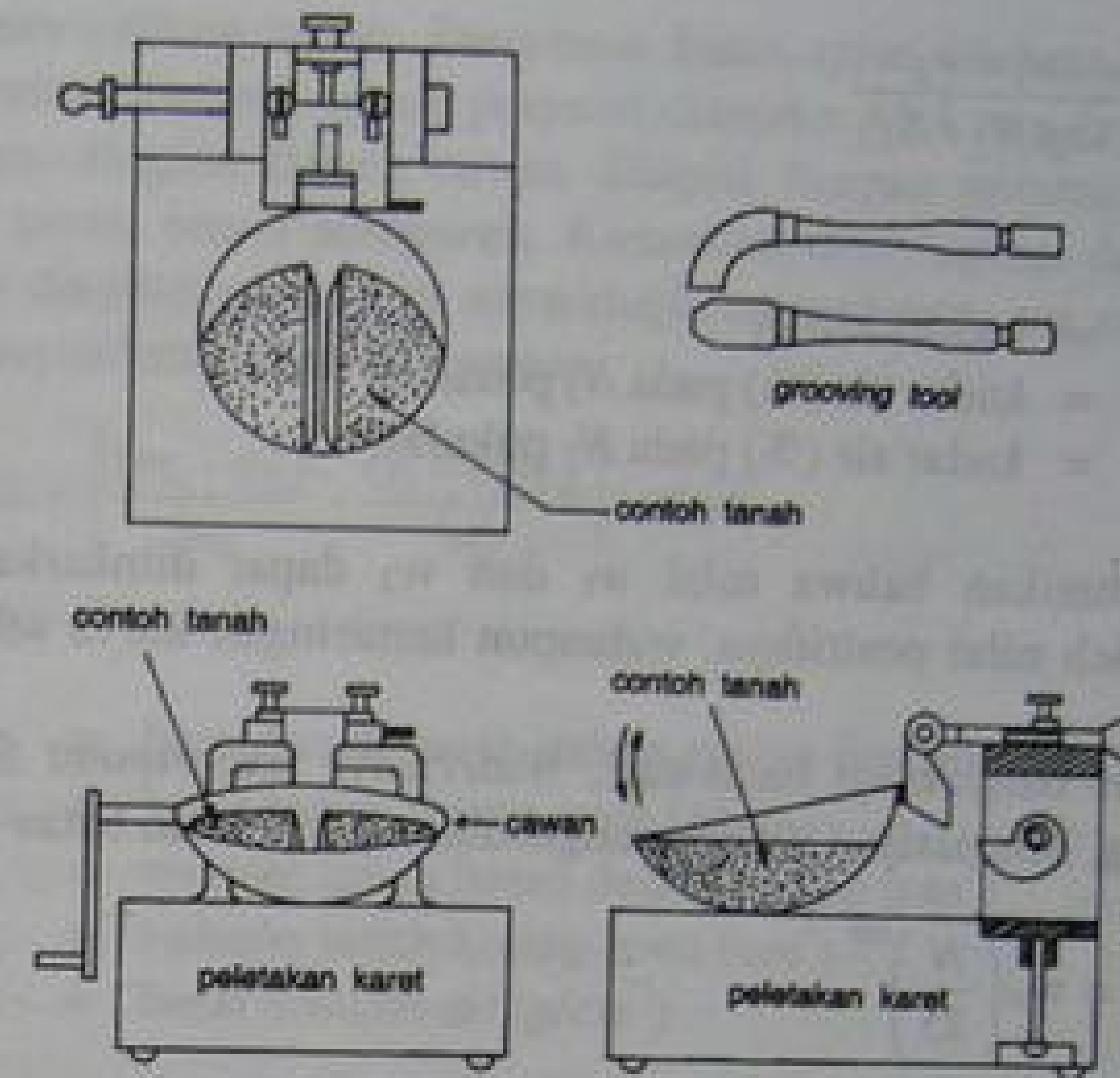
Atterberg (1911), memberikan cara untuk menggambarkan batas-batas konsistensi dari tanah berbutir halus dengan mempertimbangkan kandungan kadar air tanah. Batas-batas tersebut adalah batas cair (*liquid limit*), batas plastis (*plastic limit*), dan batas susut (*shrinkage limit*). Kedudukan batas-batas konsistensi untuk tanah kohesif ditunjukkan dalam Gambar 1.20.

1.7.1 Batas cair (Liquid Limit)

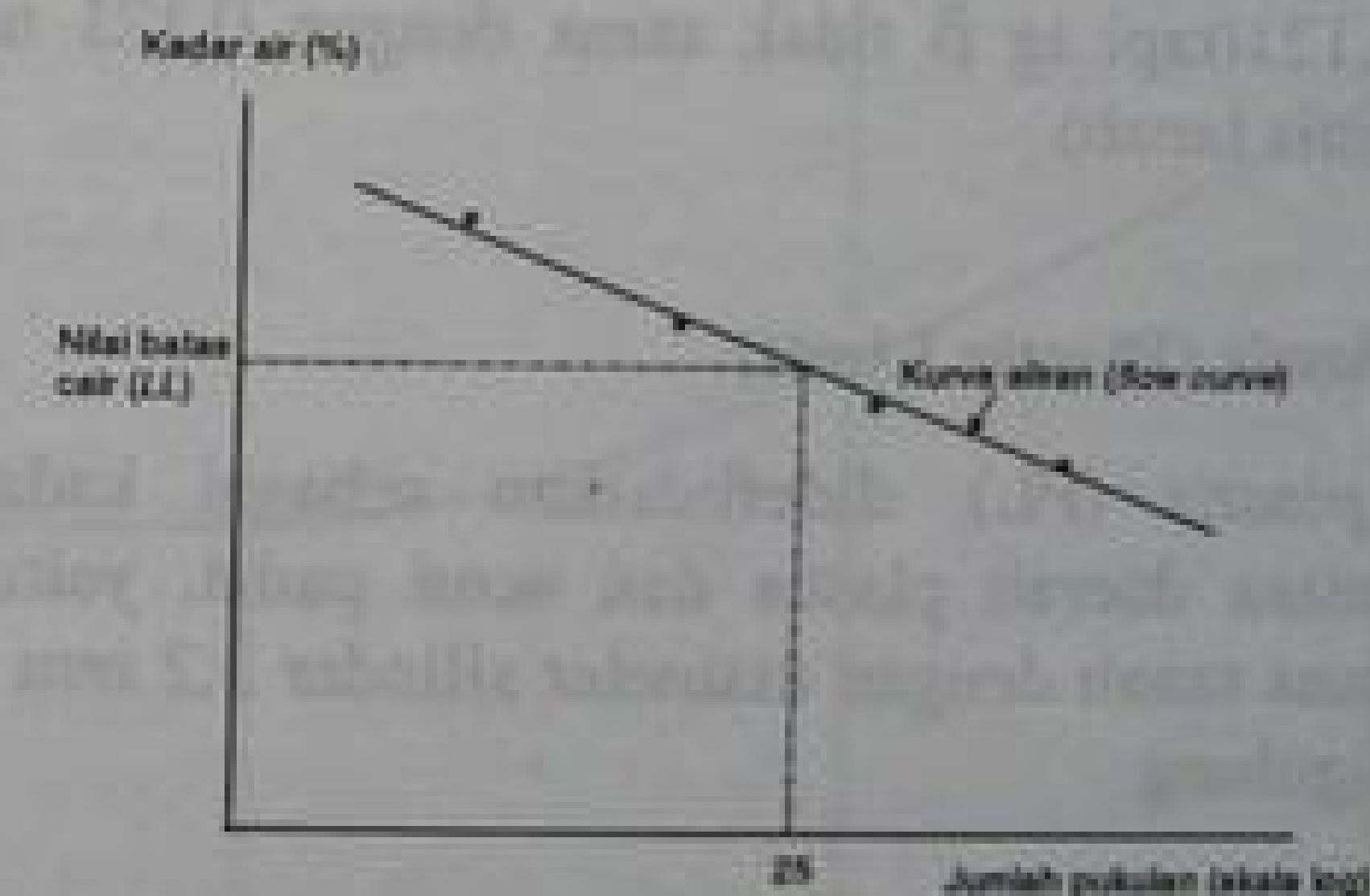
Batas cair (LL), didefinisikan sebagai kadar air tanah pada batas antara keadaan cair dan keadaan plastis, yaitu batas atas dari daerah plastis.

Batas cair biasanya ditentukan dari uji Casagrande (1948). Gambar skematis dari alat pengukur batas cair dapat dilihat pada Gambar 1.21a. Contoh tanah dimasukkan dalam cawan. Tinggi contoh dalam cawan kira-kira 8 mm. Alat pembuat alur (*grooving tool*) dikerukkan tepat di tengah-tengah cawan hingga menyentuh dasarnya. Kemudian, dengan alat penggetar, cawan di ketuk-ketukkan pada landasan dengan tinggi jatuh 1 cm. Persentase kadar air yang dibutuhkan untuk menutup celah sepanjang 12,7 mm pada dasar cawan, sesudah 25 kali pukulan, didefinisikan sebagai batas cair tanah tersebut.

Karena sulitnya mengatur kadar air pada waktu celah menutup pada 25 kali pukulan, maka biasanya percobaan dilakukan beberapa kali, yaitu dengan kadar air yang berbeda dengan jumlah pukulan yang berkisar antara 15 sampai 35. Kemudian, hubungan kadar air dan jumlah pukulan digambarkan dalam grafik semi logaritmik untuk menentukan kadar air pada 25 kali pukulan (Gambar 1.21b).



Gambar 1.21a Skema alat uji batas cair.



Gambar 1.21b Kurva pada penentuan batas cair tanah lempung.

Kemiringan dari garis dalam kurva didefinisikan sebagai indeks aliran (*flow index*) dan dinyatakan dalam persamaan:

$$I_F = \frac{w_1 - w_2}{\log(N_2 / N_1)}$$

dengan,

- I_F = indeks aliran
 w_1 = kadar air (%) pada N_1 pukulan
 w_2 = kadar air (%) pada N_2 pukulan

Perhatikan bahwa nilai w_1 dan w_2 dapat ditukarkan untuk memperoleh nilai positifnya, walaupun kemiringan kurva sebenarnya negatif.

Dari banyak uji batas-cair, *Waterways Experiment Station* di Vicksburg, Mississippi (1949), mengusulkan persamaan batas cair:

$$LL = w_N \left(\frac{N}{25} \right)^{1/\beta}$$

dengan

- N = jumlah pukulan, untuk menutup celah 0,5 in (12,7 mm)
 w_N = kadar air
 $\lg \beta = 0,121$ (tapi $\lg \beta$ tidak sama dengan 0,121 untuk semua jenis tanah)

1.7.2 Batas Plastis (Plastic Limit)

Batas plastis (PL), didefinisikan sebagai kadar air pada kedudukan antara daerah plastis dan semi padat, yaitu persentase kadar air dimana tanah dengan diameter silinder 3,2 mm mulai retak-retak ketika digulung.

1.7.3 Batas Susut (Shrinkage Limit)

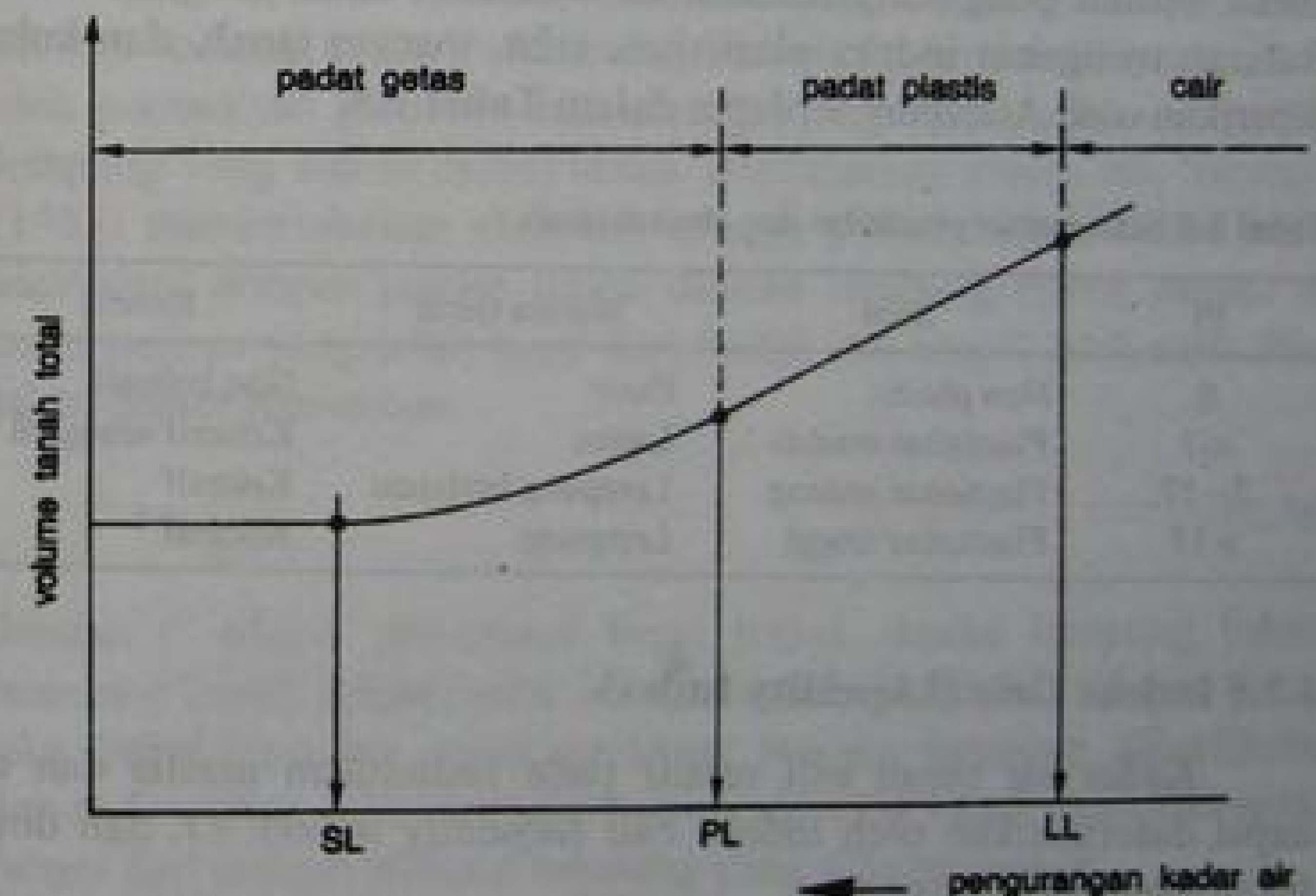
Batas susut (SL), didefinisikan sebagai kadar air pada kedudukan antara daerah semi padat dan padat, yaitu persentase kadar air dimana pengurangan kadar air selanjutnya tidak mengakibatkan

perubahan volume tanah. Percobaan batas susut dilaksanakan dalam laboratorium dengan cawan porselin diameter 44,4 mm dengan tinggi 12,7 mm. Bagian dalam cawan dilapisi dengan pelumas dan diisi dengan tanah jenuh sempurna. Kemudian dikeringkan dalam oven. Volume ditentukan dengan mencelupkannya dengan air raksa. Batas susut dinyatakan dalam persamaan:

$$SL = \left\{ \frac{(m_1 - m_2)}{m_2} - \frac{(v_1 - v_2)\gamma_w}{m_2} \right\} \times 100\% \quad (1.33)$$

dengan

- m_1 = berat tanah basah dalam cawan percobaan (g)
 m_2 = berat tanah kering oven (g)
 v_1 = volume tanah basah dalam cawan (cm^3)
 v_2 = volume tanah kering oven (cm^3)
 γ_w = berat volume air (g/cm^3)



Gambar 1.22 Variasi volume dan kadar air pada kedudukan batas cair, batas plastis, dan batas susut.

Gambar 1.22 menunjukkan hubungan variasi kadar air dan volume total tanah pada kedudukan batas cair, batas plastis dan batas susut. Batas-batas Atterberg sangat berguna untuk identifikasi dan klasifikasi tanah. Batas-batas ini sering digunakan secara langsung dalam spesifikasi, guna mengontrol tanah yang akan digunakan untuk membangun struktur urugan tanah.

1.7.4 Indeks Plastisitas (Plasticity Index)

Indeks plastisitas (*PI*) adalah selisih batas cair dan batas plastis:

$$PI = LL - PL \quad (1.34)$$

Indeks plastisitas (*PI*) merupakan interval kadar air dimana tanah masih bersifat plastis. Karena itu, indeks plastisitas menunjukkan sifat keplastisan tanah. Jika tanah mempunyai *PI* tinggi, maka tanah mengandung banyak butiran lempung. Jika *PI* rendah, seperti lanau, sedikit pengurangan kadar air berakibat tanah menjadi kering. Batasan mengenai indeks plastisitas, sifat, macam tanah, dan kohesi diberikan oleh Atterberg terdapat dalam **Tabel 1.5**.

Tabel 1.5 Nilai indeks plastisitas dan macam tanah

PI	Sifat	Macam tanah	Kohesi
0	Non plastis	Pasir	Non kohesif
< 7	Plastisitas rendah	Lanau	Kohesif sebagian
7 - 17	Plastisitas sedang	Lempung berlanau	Kohesif
> 17	Plastisitas tinggi	Lempung	Kohesif

1.7.5 Indeks Cair (Liquidity Index)

Kadar air tanah asli relatif pada kedudukan plastis dan cair dapat didefinisikan oleh indeks cair (*liquidity index*), *LI*, dan dinyatakan menurut persamaan:

$$LI = \frac{w_N - PL}{LL - PL} = \frac{w_N - PL}{PI} \quad (1.35)$$

dengan w_N adalah kadar air di lapangan. Dapat dilihat dalam **Persamaan (1.35)** bahwa jika $w_N = LL$, maka $LI = 1$. Sedang, jika $w_N = PL$, maka $LI = 0$. Jadi, untuk lapisan tanah asli yang dalam kedudukan plastis, nilai $LL > w_N > PL$. Jika kadar air bertambah dari PL menuju LL , maka LI bertambah dari 0 sampai 1. Lapisan tanah asli dengan $w_N > LL$ akan mempunyai $LI > 1$. Tapi, jika w_N kurang dari PL , LI akan negatif.

1.8 AKTIVITAS

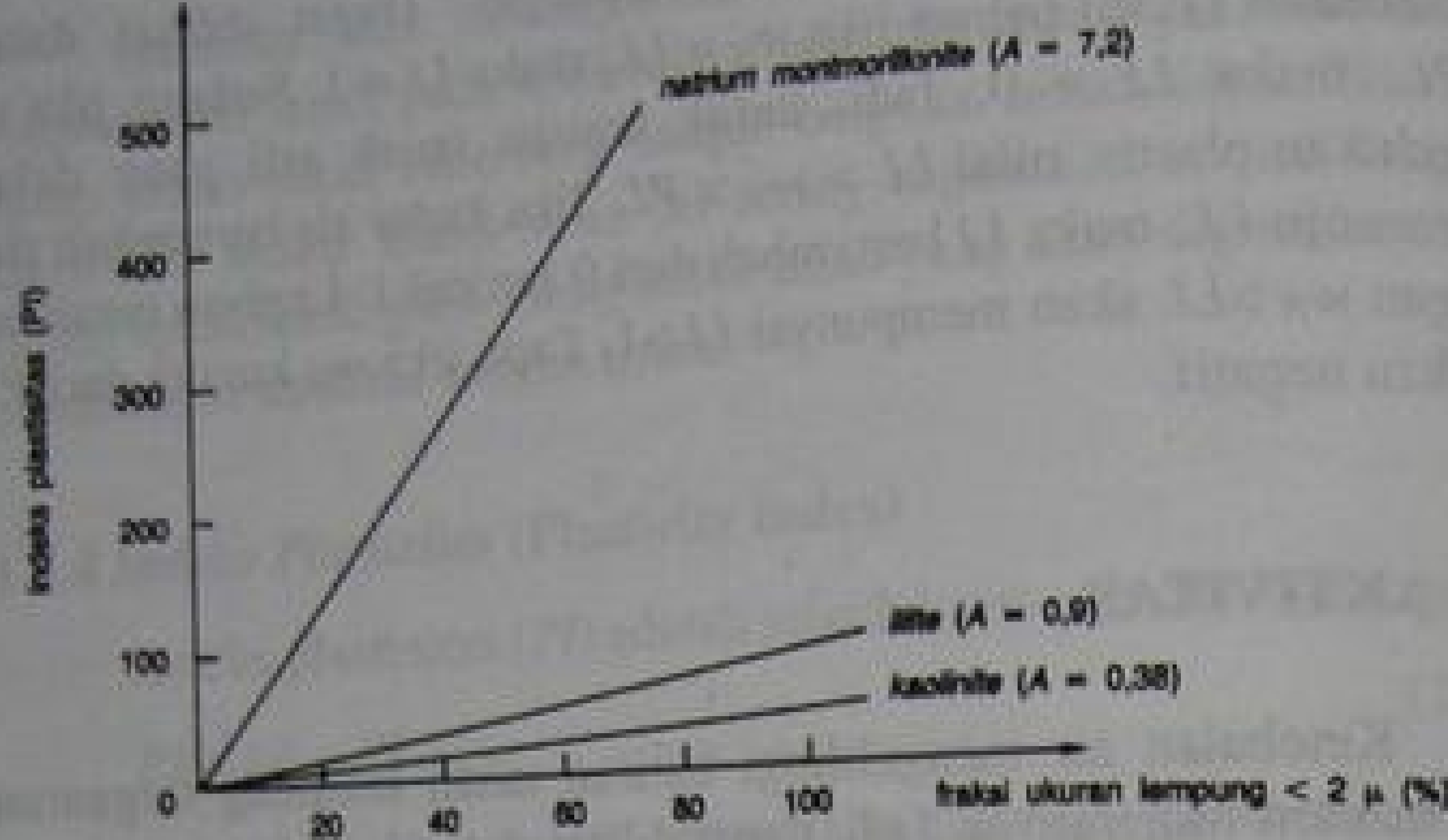
Ketebalan air mengelilingi butiran tanah lempung tergantung dari macam mineralnya. Jadi, dapat diharapkan plastisitas tanah lempung tergantung dari:

- (1) Sifat mineral lempung yang ada pada butiran.
- (2) Jumlah mineral.

Bila ukuran butiran semakin kecil, maka luas permukaan butiran semakin besar. Pada konsep Atterberg, jumlah air yang tertarik oleh permukaan partikel tanah akan bergantung pada jumlah partikel lempung yang ada di dalam tanah. Berdasarkan alasan ini, Skempton (1953) mendefinisikan aktivitas sebagai perbandingan antara indeks plastisitas dengan persen fraksi ukuran lempung (yaitu persen dari berat butiran yang lebih kecil dari 0,002 mm atau 2 μ m), atau dinyatakan dalam persamaan:

$$A = \frac{PI}{C} \quad (1.36)$$

dengan C adalah persentase berat fraksi ukuran lempung (ukuran butiran < 2 μ m) dalam tanah. Variasi indeks plastisitas dengan persentase fraksi lempung untuk berbagai macam lempung diperlihatkan dalam **Gambar 1.23**. Terlihat bahwa aktivitas tanah akan merupakan fungsi dari macam mineral lempung yang dikandungnya.



Gambar 1.23 Variasi indeks plastisitas dengan persentase fraksi lempung (Skempton, 1953).

Contoh soal 1.13:

Beberapa hasil percobaan untuk menentukan batas-batas konsistensi, ditunjukkan dalam tabel berikut:

Benda Uji	1	2	3	4
Jumlah pukulan	12	17	23	28
Berat tanah basah + cawan (g)	28,15	23,22	23,20	23,18
Berat tanah kering + cawan (g)	24,20	20,80	20,89	20,90
Berat cawan (g)	15,30	15,10	15,20	15,00

Tentukan batas cair (LL), indeks plastisitas (PI) dan indeks cair (LI) tanah tersebut. Diketahui tanah mempunyai $PL = 20\%$, kadar air di lapangan $w_N = 38\%$.

Penyelesaian :

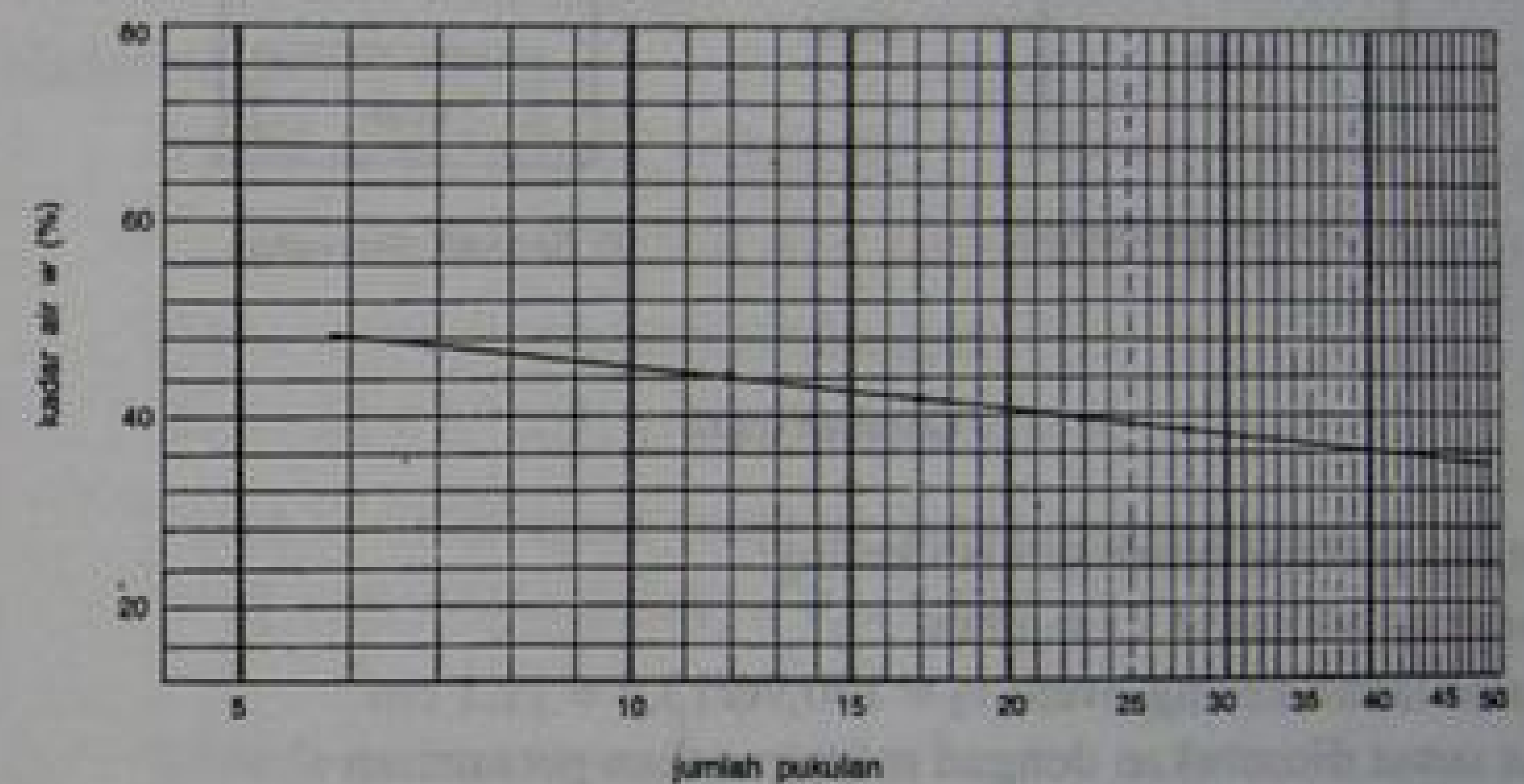
Contoh benda uji:

$$1 : w = \frac{28,15 - 24,20}{24,20 - 15,30} \times 100\% = 44,38\%$$

$$2 : w = \frac{23,22 - 20,80}{20,80 - 15,10} \times 100\% = 42,46\%$$

$$3 : w = \frac{23,20 - 20,89}{20,89 - 15,20} \times 100\% = 40,60\%$$

$$4 : w = \frac{23,18 - 20,90}{20,90 - 15,00} \times 100\% = 38,64\%$$



Gambar C1.5 Hubungan kadar air dan jumlah pukulan.

Hasil hitungan kadar air (w) dan jumlah pukulan digambarkan pada diagram batas cair pada Gambar C1.5. Dari gambar tersebut, pada 25 kali pukulan diperoleh kadar air 39% . Jadi, batas cair $LL = 39\%$.

Indeks plastisitas (PI) = $LL - PL = (39\% - 20\%) = 19\%$.

$$\text{Indeks cair (LI)} = \frac{w_N - PL}{PI} = \frac{38 - 20}{19} = 0,95$$

Contoh soal 1.14:

Dari percobaan batas susut di laboratorium, diperoleh data berat tanah dalam cawan mula-mula = 47 g dengan volume $16,25 \text{ cm}^3$. Setelah dikeringkan dalam oven, beratnya tinggal 30 g. Volume ditentukan dengan mencelupkan tanah kering ini ke dalam air raksa. Air raksa yang tumpah 150,96 g. Hitunglah batas susut (SL) tanah ini.

Penyelesaian:

Gambar C1.6.

Dihitung volume tanah setelah kering:

Berat jenis air raksa $13,6 \text{ g/cm}^3$

Volume tanah kering oven: $v_2 = 150,96/13,6 = 11,1 \text{ cm}^3$

Batas susut ditentukan dengan menggunakan persamaan :

$$SL = \left\{ \frac{(m_1 - m_2)}{m_2} - \frac{(v_1 - v_2)\gamma_w}{m_2} \right\} \times 100\%$$

$$SL = \left\{ \frac{(47 - 30)}{30} - \frac{(16,25 - 11,1)1}{30} \right\} \times 100\% = 39,5\% (\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3)$$

Jadi, batas susut (SL) tanah ini adalah 39,5%.

Contoh 1.15:

Lempung jenuh berbentuk kubus mempunyai volume 1 m^3 dengan berat jenis $G_s = 2,7$ dan batas susut (SL) = 12%. Lempung mempunyai

kadar air 20%, dikeringkan di bawah sinar matahari sampai mencapai kadar air 3%. Dengan menganggap lempung ini homogen dan isotropis, tentukan tinggi kubus lempung setelah kering ($w = 3\%$).

Penyelesaian:

Karena batas susut adalah batas kadar air dimana tanah tidak mengalami pengurangan volume lagi, maka tinggi kubus setelah kering (pada $w = 3\%$) akan diperhitungkan terhadap kadar air pada batas susutnya, yaitu pada kadar air $SL = 12\%$.

Kondisi sebelum dikeringkan:

Kadar air : $w = 20\%$

$$W_w/W_s = 0,20 \text{ atau } W_w = 0,20 W_s \quad (1)$$

$$G_s = W_s/(V_s \gamma_w) = 2,7 \text{ atau } W_s = 2,7 V_s (\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3) \quad (2)$$

Dari (1) dan (2) diperoleh hubungan:

$$W_w = 0,2 \times 2,7 \times V_s = 0,54 V_s = V_w \gamma_w = V_w$$

Untuk $V = 1 \text{ m}^3$ tanah jenuh air (tanpa rongga udara).

$$V = 1 = V_w + V_s = 0,54 V_s + V_s = 1,54 V_s$$

$$\text{Volume padat : } V_s = \frac{1}{1,54} = 0,65 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume air : } V_{w1} = 1 - 0,65 = 0,35 \text{ m}^3$$

Atau dapat pula dihitung dengan:

$$\text{Volume padat : } V_s = \frac{1}{1 + 0,54} \times 1 \text{ m}^3 = 0,65 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume air : } V_{w1} = \frac{0,54}{1 + 0,54} \times 1 \text{ m}^3 = 0,35 \text{ m}^3$$

Kondisi setelah dikeringkan :

Kadar air diperhitungkan, $w = 12\%$

$$W_w / W_s = 0,12; W_w = V_w \gamma_w = 0,12 W_s$$

$$W_s = G_s V_s = 2,7 V_s; V_w = 0,12 W_s = 0,12 \times 2,7 V_s = 0,32 V_s$$

Kondisi sebelum dan sesudah dikeringkan, V_s tetap.

$$\text{Maka volume air} = V_{w2} = 0,32 \times 0,65 = 0,21 \text{ m}^3$$

$$\text{Perubahan volume air} = V_{w1} - V_{w2} = 0,35 - 0,21 = 0,14 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume tanah setelah kering} = 1 - 0,14 = 0,86 \text{ m}^3$$

$$\text{Jadi, tinggi kubus setelah kering} = (0,86)^{1/3} = 0,95 \text{ m.}$$

1.9 KLASIFIKASI TANAH

Umumnya, penentuan sifat-sifat tanah banyak dijumpai dalam masalah teknis yang berhubungan dengan tanah. Hasil dari penyelidikan sifat-sifat ini kemudian dapat digunakan untuk mengevaluasi masalah-masalah tertentu seperti:

- (1) Penentuan penurunan bangunan, yaitu dengan menentukan kompresibilitas tanah. Dari sini, selanjutnya digunakan dalam persamaan penurunan yang didasarkan pada teori konsolidasi, misalnya teori Terzaghi.
- (2) Penentuan kecepatan air yang mengalir lewat benda uji guna menghitung koefisien permeabilitas. Dari sini kemudian dihubungkan dengan Hukum Darcy dan jaring arus (*flownet*) untuk menentukan debit aliran yang lewat struktur tanah.
- (3) Untuk mengevaluasi stabilitas tanah yang miring, yaitu dengan menentukan kuat geser tanah. Dari sini kemudian disubstitusikan dalam rumus statika (stabilitas lereng).

Dalam banyak masalah teknis (semacam perencanaan perkerasan jalan, bendungan dalam urugan, dan lain-lainnya), pemilihan tanah-tanah ke dalam kelompok ataupun subkelompok yang menunjukkan sifat atau kelakuan yang sama akan sangat membantu. Pemilihan ini disebut *klasifikasi*. Klasifikasi tanah sangat membantu perancang dalam memberikan pengarahannya melalui cara empiris yang tersedia dari hasil pengalaman yang telah lalu. Tetapi, perancang harus berhati-hati dalam penerapannya karena penyelesaian masalah stabi-

litas, kompresi (penurunan), aliran air yang didasarkan pada klasifikasi tanah sering menimbulkan kesalahan yang berarti (Lambe, 1979).

Kebanyakan klasifikasi tanah menggunakan indeks tipe pengujian yang sangat sederhana untuk memperoleh karakteristik tanah. Karakteristik tersebut digunakan untuk menentukan kelompok klasifikasi. Umumnya, klasifikasi tanah didasarkan atas ukuran partikel yang diperoleh dari analisis saringan (dan uji sedimentasi) dan plastisitas.

Terdapat dua sistem klasifikasi yang sering digunakan, yaitu *Unified Soil Classification System* dan *AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)*. Sistem-sistem ini menggunakan sifat-sifat indeks tanah yang sederhana seperti distribusi ukuran butiran, batas cair dan indeks plastisitas. Klasifikasi tanah dari *Sistem Unified* mula pertama diusulkan oleh Casagrande (1942), kemudian direvisi oleh kelompok teknisi dari USBR (*United State Bureau of Reclamation*). Dalam bentuk yang sekarang, sistem ini banyak digunakan oleh berbagai organisasi konsultan geoteknik.

1.9.1 Sistem Klasifikasi Unified

Pada Sistem Unified, tanah diklasifikasikan ke dalam tanah berbutir kasar (kerikil dan pasir) jika kurang dari 50% lolos saringan nomer 200, dan sebagai tanah berbutir halus (lanau/lempung) jika lebih dari 50% lolos saringan nomer 200. Selanjutnya, tanah diklasifikasikan dalam sejumlah kelompok dan subkelompok yang dapat dilihat dalam Tabel 1.6. Simbol-simbol yang digunakan tersebut adalah:

- G = kerikil (*gravel*)
- S = pasir (*sand*)
- C = lempung (*clay*)
- M = lanau (*silt*)
- O = lanau atau lempung organik (*organic silt or clay*)
- Pt = tanah gambut dan tanah organik tinggi (*peat and highly organic soil*)
- W = gradasi baik (*well-graded*)

P = gradasi buruk (*poorly-graded*)
 H = plastisitas tinggi (*high-plasticity*)
 L = plastisitas rendah (*low-plasticity*)

Berikut ini diterangkan cara penggunaan Tabel 1.6. Misalnya, dari hasil pengujian di laboratorium diperoleh data: batas plastis (PL) = 16%; batas cair (LL) = 42%, sedang dari analisis saringan diperoleh:

Nomer saringan	% lolos
4 (4,75 mm)	100,0
10 (2,0 mm)	93,2
40 (0,42 mm)	81,0
200 (0,075 mm)	61,5

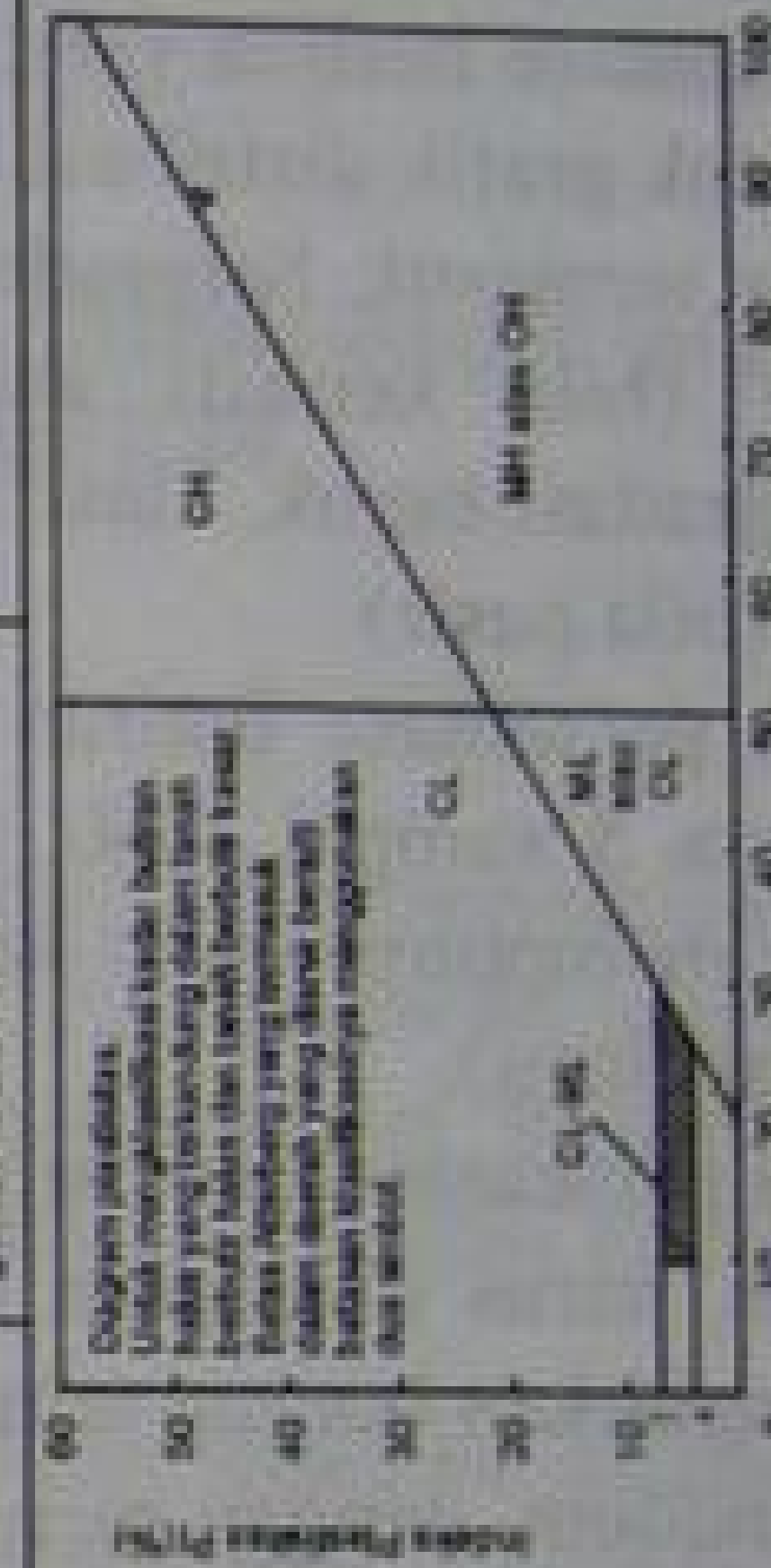
Karena persentase lolos saringan nomer 200 adalah 61,5%, yang berarti lebih besar dari 50%, maka dalam Tabel 1.6 harus digunakan kolom bawah yaitu butiran halus. Karena nilai $LL = 42\%$ (lebih kecil dari 50%), maka termasuk CL atau ML . Selanjutnya, ditentukan nilai indeks plastisnya, $PI = LL - PL$ atau $PI = 42\% - 16\% = 26\%$. Nilai-nilai PI dan LL kemudian diplot pada diagram plastisitas, sehingga akan ditemukan letak titik di atas garis A , yang menempati zone CL . Jadi, tanah tersebut dapat diklasifikasikan sebagai CL (lempung anorganik plastisitas rendah).

Prosedur untuk menentukan klasifikasi tanah Sistem Unified adalah sebagai berikut:

- (1) Tentukan apakah tanah berupa butiran halus atau butiran kasar secara visual atau dengan cara menyaringnya dengan saringan nomer 200.
- (2) Jika tanah berupa butiran kasar:
 - (a) Saring tanah tersebut dan gambarkan grafik distribusi butiran.
 - (b) Tentukan persen butiran lolos saringan no.4. Bila persentase butiran yang lolos kurang dari 50%, klasifikasikan tanah tersebut sebagai kerikil. Bila persen butiran yang lolos lebih dari 50%, klasifikasikan sebagai pasir.

Tabel 1.6 Sistem klasifikasi tanah Unified

Divisi Utama	Simbol Kelompok	Nama Jenis	Nama Jenis
Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (0,075 mm)	Kerikil banyak (lebih dari 50% lolos saringan no. 4 (4,75 mm))	GW	Kerikil gradasi baik dan campuran pasir-kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus
		GP	Kerikil gradasi buruk dan campuran pasir-kerikil atau tidak mengandung butiran halus
		GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil-pasir-lempung
		GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung
	Pasir lebih dari 50% lolos saringan no. 4 (4,75 mm)	SW	Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus
		SP	Pasir gradasi buruk, pasir kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus
		SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau
		SC	Pasir berlempung, campuran pasir-lempung
Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (0,075 mm)	Lanau dan lempung batas cair 50% atau kurang	ML	Lanau tak organik dan pasir sangat halus, serbuk butiran atau pasir halus berlanau atau berlempung
		CL	Lempung tak organik dengan plastisitas rendah sampai sedang, lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung lekas (lean clays)
		OL	Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah
	Lanau dan lempung batas cair > 50%	MH	Lanau tak organik atau pasir halus distonsia, lanau elastis
		CH	Lempung tak organik dengan plastisitas tinggi-lempung gemuk (fat clays)
Tanah dengan kadar organik tinggi		OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi
		P _t	Gambut (peat) dan tanah lain dengan kandungan organik tinggi



(c) Tentukan jumlah butiran yang lolos saringan no.200. Jika persentase butiran yang lolos kurang dari 5%, pertimbangkan bentuk grafik distribusi butiran dengan menghitung C_u dan C_c . Jika termasuk bergradasi baik, maka klasifikasikan sebagai GW (bila kerikil) atau SW (bila pasir). Jika termasuk bergradasi buruk, klasifikasikan sebagai GP (bila kerikil) atau SP (bila pasir).

(d) Jika persentase butiran tanah yang lolos saringan no.200 di antara 5 sampai 12%, tanah akan mempunyai simbol dobel dan mempunyai sifat keplastisan ($GW - GM$, $SW - SM$, dan sebagainya).

(e) Jika persentase butiran yang lolos saringan no.200 lebih besar 12%, harus dilakukan uji batas-batas Atterberg dengan menyingkirkan butiran tanah yang tinggal dalam saringan no. 40. Kemudian, dengan menggunakan diagram plastisitas, ditentukan klasifikasinya (GM , GC , SM , SC , $GM - GC$ atau $SM - SC$).

(3) Jika tanah berbutir halus:

(a) Kerjakan uji batas-batas Atterberg dengan menyingkirkan butiran tanah yang tinggal dalam saringan no. 40. Jika batas cair lebih dari 50, klasifikasikan sebagai H (plastisitas tinggi) dan jika kurang dari 50, klasifikasikan sebagai L (plastisitas rendah).

(b) Untuk H (plastisitas tinggi), jika plot batas-batas Atterberg pada grafik plastisitas di bawah garis A, tentukan apakah tanah organik (OH) atau anorganik (MH). Jika plotnya jatuh di atas garis A, klasifikasikan sebagai CH.

(c) Untuk L (plastisitas rendah), jika plot batas-batas Atterberg pada grafik plastisitas di bawah garis A dan area yang diarsir, tentukan klasifikasi tanah tersebut sebagai organik (OL) atau anorganik (ML) berdasar warna, bau, atau perubahan batas cair dan batas plastisnya dengan mengeringkannya di dalam oven.

(d) Jika plot batas-batas Atterberg pada grafik plastisitas jatuh pada area yang diarsir, dekat dengan garis A atau nilai LL sekitar 50, gunakan simbol dobel.

Cara penentuan klasifikasi tanah Sistem Unified dengan menggunakan diagram alir diperlihatkan dalam **Gambar 1.24**

1.9.2 Sistem Klasifikasi AASHTO

Sistem klasifikasi *AASHTO* (*American Association of State Highway and Transportation Officials Classification*) berguna untuk menentukan kualitas tanah untuk perencanaan timbunan jalan, *subbase* dan *subgrade*. Sistem ini terutama ditujukan untuk maksud-maksud dalam lingkup tersebut.

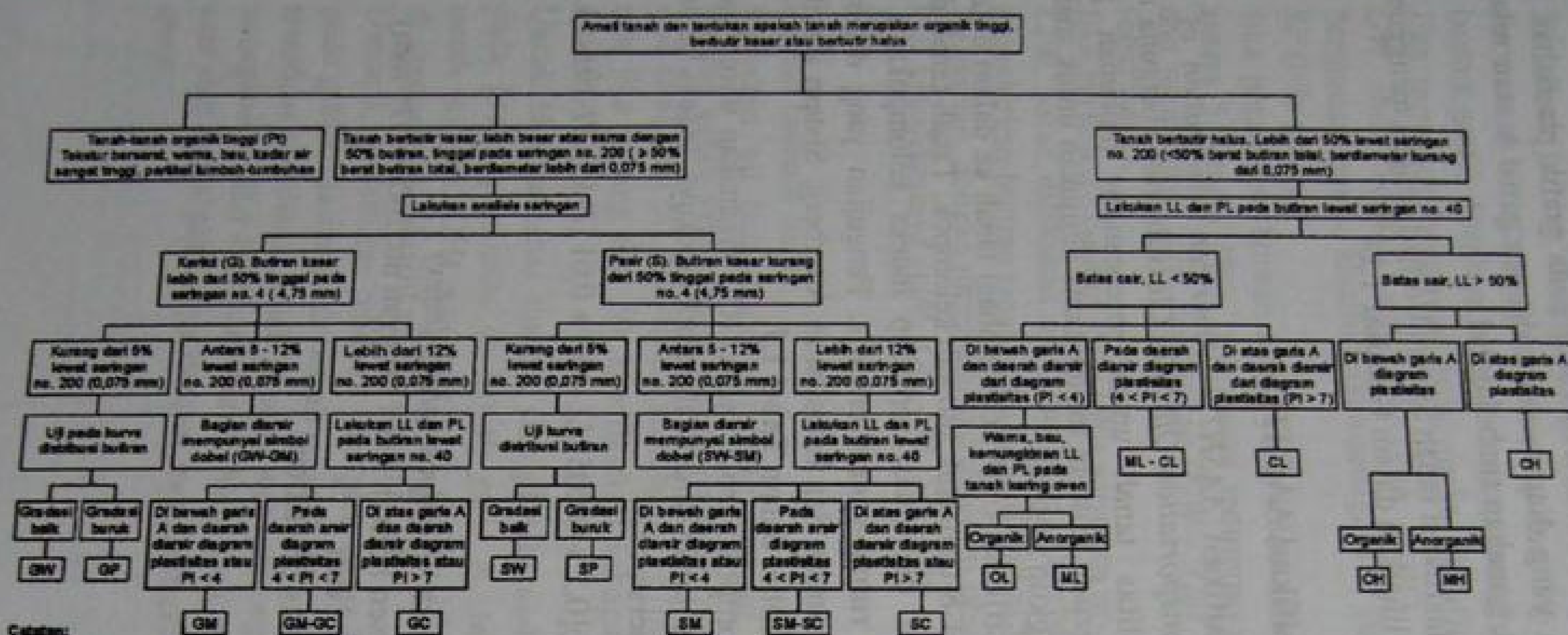
Sistem klasifikasi *AASHTO* membagi tanah ke dalam 8 kelompok, A-1 sampai A-8 termasuk sub-sub kelompok. Tanah-tanah dalam tiap kelompoknya dievaluasi terhadap indeks kelompoknya yang dihitung dengan rumus-rumus empiris. Pengujian yang digunakan adalah analisis saringan dan batas-batas Atterberg. Sistem klasifikasi *AASHTO*, dapat dilihat dalam **Tabel 1.7**.

Indeks kelompok (*group index*) (GI) digunakan untuk mengevaluasi lebih lanjut tanah-tanah dalam kelompoknya. Indeks kelompok dihitung dengan persamaan:

$$GI = (F-35)[0,2 + 0,005 (LL-40)] + 0,01 (F-15)(PI-10) \quad (1.37)$$

dengan

- GI = indeks kelompok (*group index*)
- F = persen butiran lolos saringan no. 200 (0,075 mm)
- LL = batas cair
- PI = indeks plastisitas



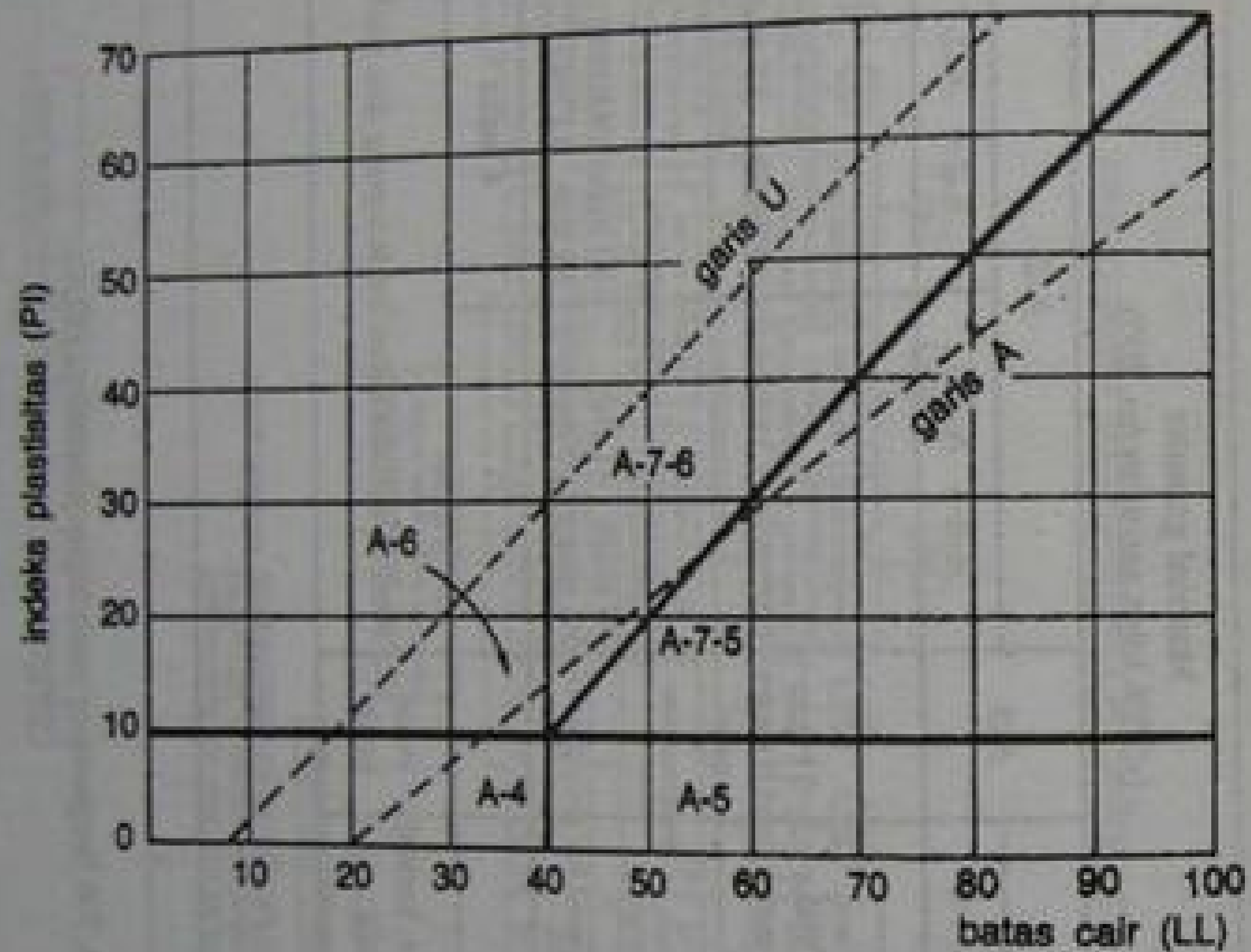
Gambar 1.24 Bagan alir klasifikasi tanah sistem Unified

Tabel 1.7 Sistem Klasifikasi AASHTO

Klasifikasi Umum	Material granuler ($<35\%$ lolos saringan no. 200)						Tanah-tanah lanau-lempung ($>35\%$ lolos saringan no. 200)				
Klasifikasi kelompok	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7	
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6				A-2-7	A-7-5/A-7-6
Analisis saringan (% lolos) 2,00 mm (no. 10) 0,425 mm (no. 40) 0,075 mm (no. 200)	50 maks 30 maks 15 maks	- 50 maks 25 maks	- 51 min 10 maks	- 35 maks	- 35 maks	- 35 maks	- 35 maks	- 36 min	- 36 min	- 36 min	- 36 min
Sifat fraksi lolos saringan no. 40 Batas cair (LL) Indeks plastis (PI)	- 6 maks	-	- Np	40 maks 10 maks	41 min 10 maks	40 maks 11 min	41 min 11 min	40 maks 10 maks	41 min 10 maks	40 maks 11 min	41 min 11 min
Indeks kelompok (G)	0	0	0	0	4 maks	8 maks	12 maks	16 maks	20 maks		
Tipe material yang pokok pada umumnya	Pecahan batu, kerikil dan pasir		Pasir halus	Kerikil berlanau atau berlempung dan pasir			Tanah berlanau		Tanah berlempung		
Penilaian umum sebagai tanah dasar	Sangat baik sampai baik						Sedang sampai buruk				

Catatan:
Kelompok A-7 dibagi atas A-7-5 dan A-7-6 bergantung pada batas plastisnya (PL)
Untuk PL > 30, klasifikasinya A-7-5;
Untuk PL < 30, klasifikasinya A-7-6.
Np = nonplastis

Bila nilai indeks kelompok (*GI*) semakin tinggi, maka semakin berkurang ketepatan dalam penggunaan tanahnya. Tanah granuler diklasifikasikan ke dalam klasifikasi A-1 sampai A-3. Tanah A-1 merupakan tanah granuler yang bergradasi baik, sedang A-3 adalah pasir bersih yang bergradasi buruk. Tanah A-2 termasuk tanah granuler (kurang dari 35% lolos saringan no. 200), tetapi masih mengandung lanau dan lempung. Tanah berbutir halus diklasifikasikan dari A-4 sampai A-7, yaitu tanah lempung-lanau. Perbedaan keduanya didasarkan pada batas-batas Atterberg. Gambar 1.25 dapat digunakan untuk memperoleh batas-batas antara batas cair (*LL*) dan indeks plastisitas (*PI*) untuk kelompok A-4 sampai A-7 dan untuk sub kelompok dalam A-2.



Gambar 1.25 Batas-batas Atterberg untuk subkelompok A-4, A-5, A-6, dan A-7.

Dalam Gambar 1.25, garis A dari Casagrande dan garis U digambarkan bersama-sama. Tanah organik tinggi seperti tanah gambut (*peat*) diletakkan dalam kelompok A-8. Hubungan antara sistem klasifikasi Unified dan AASHTO ditinjau dari kemungkinan kemungkian kelompoknya, diperlihatkan dalam Tabel 1.8a dan 1.8b.

Cara penggunaan sistem klasifikasi *AASHTO* ditunjukkan dalam contoh soal berikut.

Hasil analisis distribusi butiran dari suatu tanah tak organik ditunjukkan dalam tabel dibawah ini:

Diameter butiran (mm)	% lolos
2,0 (saringan no. 10)	100
0,075 (saringan no. 200)	75
0,05	65
0,005	33
0,002	18

Data tanah lainnya, $LL = 54\%$, $PI = 23\%$.

Penyelesaian dari data di atas dengan sistem klasifikasi *AASHTO* adalah sebagai berikut:

$F = 75\%$, karena lebih besar dari 35% lolos saringan no. 200, maka termasuk jenis lanau atau lempung.

$LL = 54\%$, kemungkinan dapat dikelompokkan A-5 (41% minimum), A-7-5 atau A-7-6 (41% minimum).

$PI = 23\%$, untuk A-5, PI maksimum 10%. Jadi, kemungkinan tinggal salah satu: A-7-5 atau A-7-6.

Untuk membedakan keduanya, dihitung $PL = LL - PI = 54 - 23 = 31$, lebih besar 30. Jika dihitung indeks kelompoknya,

$$GI = (75 - 35)[0,2 + 0,005 (54 - 40)] + 0,01 (75 - 15)(23 - 10)$$
$$= 19 \text{ (dibulatkan).}$$

Mengingat $PL > 30\%$, maka tanah diklasifikasikan A-7-5(19).

Perhatikan, nilai GI biasanya dituliskan pada bagian belakang dengan tanda kurung. Terdapat beberapa aturan untuk menggunakan nilai GI , yaitu:

- (1) Bila $GI < 0$, maka dianggap $GI = 0$
- (2) Nilai GI yang dihitung dari persamaan (1.37), dibulatkan pada angka yang terdekat.
- (3) Nilai GI untuk kelompok tanah A-1a, A-1b, A-2-4, A-2-5, dan A-3 selalu nol.
- (4) Untuk kelompok tanah A-2-6 dan A-2-7, hanya bagian dari

persamaan indeks kelompok yang digunakan:

$$GI = 0,01 (F - 15)(PI - 10).$$

- (5) Tak ada batas atas nilai GI (dalam Tabel 1.7, untuk tanah berlempung A-7, GI maksimum 20).

Tabel 1.8a Perbandingan sistem Unified dengan sistem AASHTO (Liu, 1967)

Kelompok tanah sistem Unified	Kelompok tanah yang sebanding dengan sistem AASHTO		
	Sangat mungkin	Mungkin	Kemungkinan kecil
GW	A-1-a	-	A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
GP	A-1-a	A-1-b	A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
GM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6	A-4, A-5, A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
GC	A-2-6, A-2-7	A-2-4, A-6	A-4, A-7-6, A-7-5
SW	A-1-b	A-1-a	A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
SP	A-3, A-1-b	A-1-a	A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
SM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6, A-4, A-5	A-6, A-7-6, A-7-5, A-1-a
SC	A-2-6, A-2-7	A-2-4, A-6, A-4, A-7-6	A-7-5
ML	A-4, A-5	A-6, A-7-5	-
CL	A-6, A-7-6	A-4	-
OL	A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6	-
MH	A-7-5, A-5	-	A-7-6
CH	A-7-6	A-7-5	-
OH	A-7-5, A-5	-	-
PI	-	-	A-7-6

Tabel 1.8b Perbandingan sistem AASHTO dengan sistem Unified (Liu, 1967)

Kelompok tanah AASHTO	Kelompok tanah yang sebanding dalam sistem Unified		
	Sangat mungkin	Mungkin	Kemungkinan kecil
A-1-a	GW, GP	SW, SP	GM, SM
A-1-b	SW, SP, GM, SM	GP	-
A-3	SP	-	SW, GP
A-2-4	GM, SM	GC, SC	GW, GP, SW, SP
A-2-5	GM, SM	-	GW, GP, SW, SP
A-2-6	GC, SC	GM, SM	GW, GP, SW, SP
A-2-7	GM, GC, SM, SC	-	GW, GP, SW, SP
A-4	ML, OL	CL, SM, SC	GM, GC
A-5	OH, MH, ML, OL	-	SM, GM
A-6	CL	ML, OL, SC	GC, GM, SM
A-7-5	OH, MH	ML, OL, CH	GM, SM, GC, SC
A-7-6	CH, CL	ML, OL, SC	OH, MH, GC, GM, SM

Contoh soal 1.16:

Analisis saringan dan plastisitas pada 2 contoh tanah ditunjukkan seperti pada tabel berikut ini.

No. Saringan	Diameter butiran (mm)	Tanah 1 (% lolos)	Tanah 2 (% lolos)
4	4,75	100	96
10	2,00	92	89
40	0,425	87	41
100	0,15	78	8
200	0,075	61	5
LL		21	-
PL		15	-
PI		6	Nonplastis

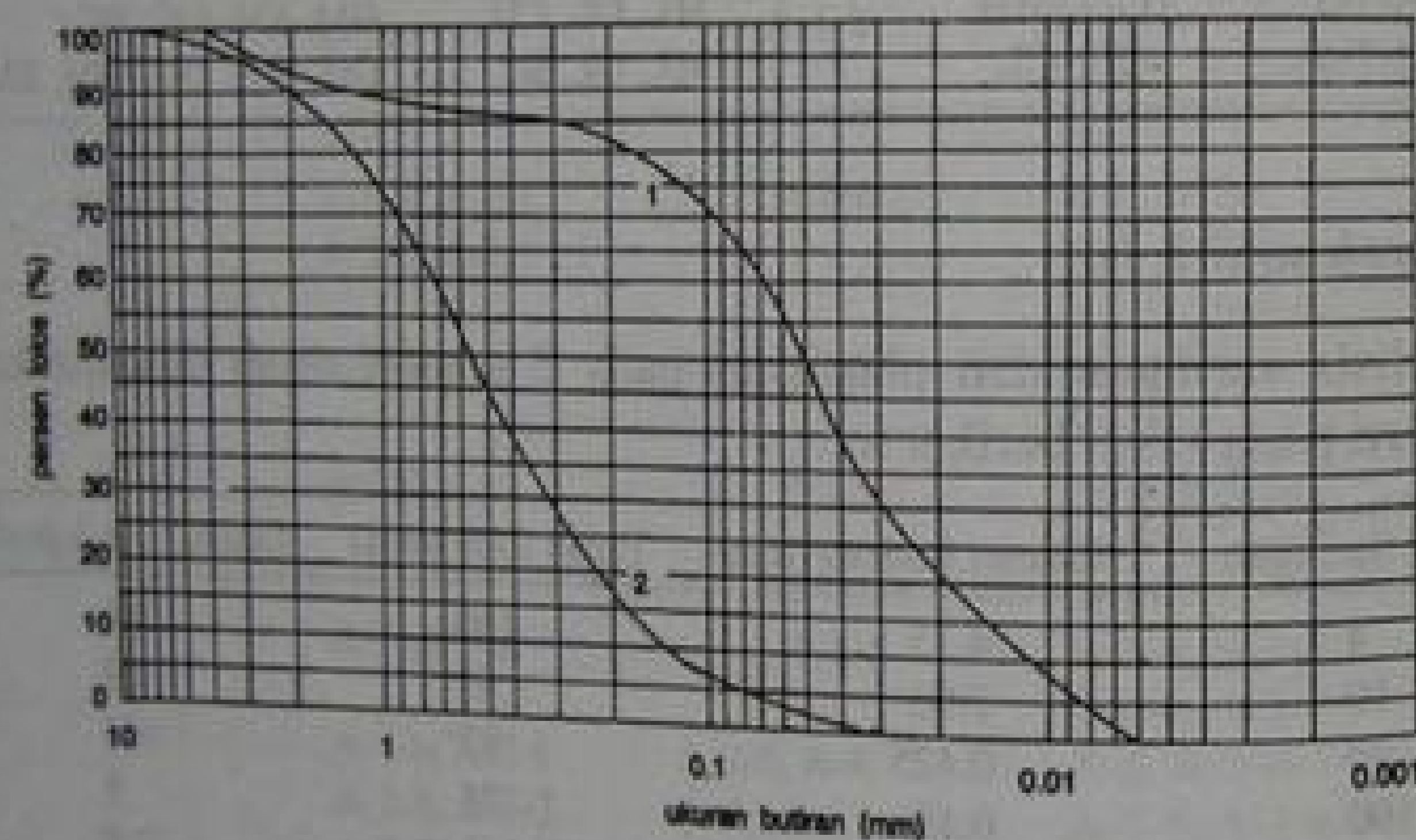
Klasifikasikan kedua jenis tanah tersebut menurut klasifikasi Unified.

Penyelesaian:

Gambarkan kurva distribusi butiran untuk kedua contoh tanah ini (Gambar C1.7).

Pada tanah 1, dapat dilihat dari gambar, lebih dari 50% lolos saringan no.200 (61%). Jadi, tanah tersebut adalah tanah berbutir halus. Karena itu, batas-batas Atterberg dibutuhkan untuk klasifikasi. Dari nilai $LL = 21$ dan $PI = 6$, menurut diagram plastisitas (**Tabel 1.6**), tanah termasuk *CL-ML*.

Tanah 2 termasuk tanah berbutir kasar, hanya 5% lolos saringan no. 200. Karena 96% tanah lolos saringan no. 4, tanah ini termasuk pasir (bukan kerikil). Perhatikan bahwa material lolos saringan no.200 = 5%. Dari **Tabel 1.6** dapat dibaca bahwa tanah mempunyai dobel simbol, yaitu *SP-SM* atau *SW - SM* bergantung pada nilai C_u dan C_c nya. Dari grafik distribusi butiran diperoleh $D_{60} = 0,73$ mm, $D_{30} = 0,34$ mm, $D_{10} = 0,15$ mm.



Gambar C1.7.

Koefisien keseragaman:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,73}{0,15} = 4,87 < 6$$

Koefisien gradasi:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10})(D_{60})} = \frac{(0,34)^2}{0,15 \times 0,73} = 1,06 > 1$$

Tanah termasuk bergradasi baik, jika C_c diantara 1 dan 3, dan $C_u > 6$. Karena tanah ini tidak masuk kriteria tersebut, maka tanah termasuk *SP-SM* dengan gradasi buruk. Karena butiran halus berupa lanau (nonplastis), maka tanah termasuk *SM*.

Contoh soal 1.17:

Analisis saringan pada 2 contoh tanah *P* dan *Q* menghasilkan data sebagai berikut:

Perkiraan diameter butiran (mm)		2	0,6	0,2	0,06	0,02	0,002
Persentase lolos saringan (%)	P	100	34	24	20	14	0
	Q	95	72	60	41	34	19

Tanah *P* dengan berat volume basah di lapangan $1,70 \text{ t/m}^3$ ($16,68 \text{ kN/m}^3$) kadar air 21% dan berat jenis 2,65. Tanah *Q* diperoleh dari contoh asli (*undisturbed sample*) mempunyai berat volume basah $2,0 \text{ t/m}^3$ ($19,62 \text{ kN/m}^3$) kadar air 23%, dan berat jenis 2,68. Dengan melihat distribusi butirannya, secara pendekatan, klasifikasikan tanah-tanah tersebut. Tanah mana yang mempunyai kemungkinan kuat geser dan tahanan terhadap deformasi (penurunan) yang tinggi.

Penyelesaian:

Penyelesaian dengan menggunakan kurva distribusi butiran sangat tepat. Tapi, ada satu cara pendekatan kasar yaitu dengan membagi-bagi kelompok butirannya (Capper dan Cassie, 1980). Dari klasifikasi butiran menurut *MIT*:

(a) Tanah P

Butiran ukuran pasir : $(100 - 20) = 80\%$

Butiran ukuran lanau : $(20 - 0) = 20\%$

Dari hitungan ini, dapat disimpulkan bahwa tanah *P* adalah pasir berlanau (*SM*), karena unsur pasir lebih banyak.

$$\text{Berat volume kering : } \gamma_d = \frac{\gamma_b}{1+w} = \frac{1,70}{1+0,21} = 1,4 \text{ t/m}^3 \text{ (13,73 kN/m}^3\text{)}$$

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

$$e = \frac{2,65 \times 1}{1,40} - 1 = 0,89 \quad \text{atau} \quad e = \frac{2,65 \times 9,81}{13,73} - 1 = 0,89$$

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0,89}{1+0,89} = 0,47$$

Dari nilai angka pori dan porositas yang diperoleh, dapat diketahui bahwa tanah P dalam kondisi sangat tidak padat. Oleh karena itu, kuat geser dan tahanan terhadap deformasi sangat rendah.

(b) Tanah Q

Butiran ukuran kerikil	:	(100 - 95) =	5%
Butiran ukuran pasir	:	(95 - 41) =	54%
Butiran ukuran lanau	:	(41 - 19) =	22%
Butiran ukuran lempung	:	(19 - 0) =	19%

$$\text{Total} = 100\%$$

Disini, terlihat sejumlah material butiran halus. Pengujian plastisitas diperlukan pada ukuran butiran halus untuk mendapatkan data yang dapat dipercaya. Dari pembagian ukuran butiran, tanah ini termasuk pasir berlanau-berlempung (SC), karena 19% butiran ukuran lempung akan memberikan nilai kohesi yang berarti.

Berat volume kering:

$$\gamma_d = \frac{2}{1+0,23} = 1,63 \text{ t/m}^3 \quad \text{atau} \quad \frac{19,62}{1+0,23} = 15,95 \text{ kN/m}^3$$

$$e = \frac{2,68 \times 1}{1,63} - 1 = 0,64$$

$$n = \frac{0,64}{1+0,64} = 0,39$$

Karena terdapat butiran ukuran lempung, maka perlu ditinjau kadar airnya. Karena $\gamma_b = 2 \text{ t/m}^3$ (19,62 kN/m³) berat air dalam 1 m³ tanah = 2 - 1,63 = 0,37 ton.

$$\text{Volume air} = 0,37 \text{ m}^3 \text{ (karena berat volume air} = 1 \text{ t/m}^3\text{)}$$

$$\text{Derajat kejenuhan } S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{0,37}{0,39} = 0,95$$

$$\text{Kandungan udara} = \frac{1 - 0,37 - (1,63/2,68)}{1} = 0,02 = 2\%$$

Tanah ini hampir mendekati jenuh air, maka tanah ini diharapkan tidak akan menderita kehilangan kuat geser yang berarti pada waktu jenuh sempurna. Kadar airnya ($w = 23\%$) relatif rendah bila ditinjau dari nilai plastisitasnya. Tanah Q relatif akan mempunyai tahanan yang baik terhadap deformasi (penurunan), karena angka porinya (e) lebih kecil. Karena itu, tanah Q lebih ideal untuk mendukung bangunan.

Analisis di atas berguna sebagai pertimbangan awal. Karena, estimasi sifat-sifat tanah akan menjadi bahan pertimbangan untuk melanjutkan penyelidikan tanah secara detail. Hal ini terutama untuk keperluan proyek-proyek yang besar. Untuk mengetahui sifat tanah tersebut secara detail harus diadakan penyelidikan tanah lebih lanjut.

Contoh soal 1.18:

Uraikan karakteristik tanah-tanah yang diberikan oleh sistem klasifikasi *Unified* di bawah ini:

Tanah	LL	PI	Klasifikasi
A	0	0	GW
B	42%	31%	CL

Penyelesaian:**(a) Tanah A**

Tanah A adalah kerikil bergradasi baik, seperti yang terlihat dalam simbol W. Tanah ini akan memberikan drainase yang baik dan sudut gesek dalam (ϕ) yang tinggi. Jadi, tanah ini merupakan bahan pendukung fondasi yang sangat baik kalau tidak terletak diatas lapisan yang kompresibel (mudah mampat).

(b) Tanah B

Tanah B adalah lempung (C), tapi dengan batas cair (LL) dibawah 50%. Untuk memperoleh plastisitas yang lebih rendah lagi, lempung ini harus dicampur dengan pasir halus atau lanau atau campuran keduanya. Pengujian yang seksama dibutuhkan untuk merencanakan fondasi bangunan atau bila akan digunakan untuk bahan timbunan. Jika lempung ini dekat dengan permukaan tanah, kemungkinan pengaruh kembang-susut harus dipertimbangkan.

Contoh soal 1.19:

Berapakah nilai perkiraan batas cair (LL) yang diharapkan pada tanah X dan Y. Kemudian, jika drainase alam sangat penting dalam pelaksanaan teknis proyek, tanah mana yang lebih cocok untuk itu? Diketahui data tanah X dan Y sebagai berikut:

Tanah	LL	PI	Klasifikasi Unified
X	?	21%	SP
Y	?	42%	CH

Penyelesaian:

Tanah X adalah pasir bergradasi buruk, terlihat dalam huruf P dan S dalam klasifikasi. Drainase pasir ini akan sangat baik, walaupun gradasinya buruk. Batas cair akan nol dan indeks plastisitas $PI = 21\%$

pastilah merupakan kesalahan. Atau, jika nilai PI benar, maka pasti ada partikel lempung di dalam tanah, walaupun disebutkan bahwa tanah adalah SP. Pengecekan lebih lanjut harus dilakukan untuk menentukan apakah tanah tersebut dapat diklasifikasikan sebagai SC atau CL.

Tanah Y mempunyai indeks plastisitas yang sesuai dengan klasifikasinya. Batas cair (LL) akan kira-kira sebesar 60%. Tanah ini diharapkan kedap air. Maka, pada kondisi yang diberikan dalam soal ini, tanah X lebih cocok.

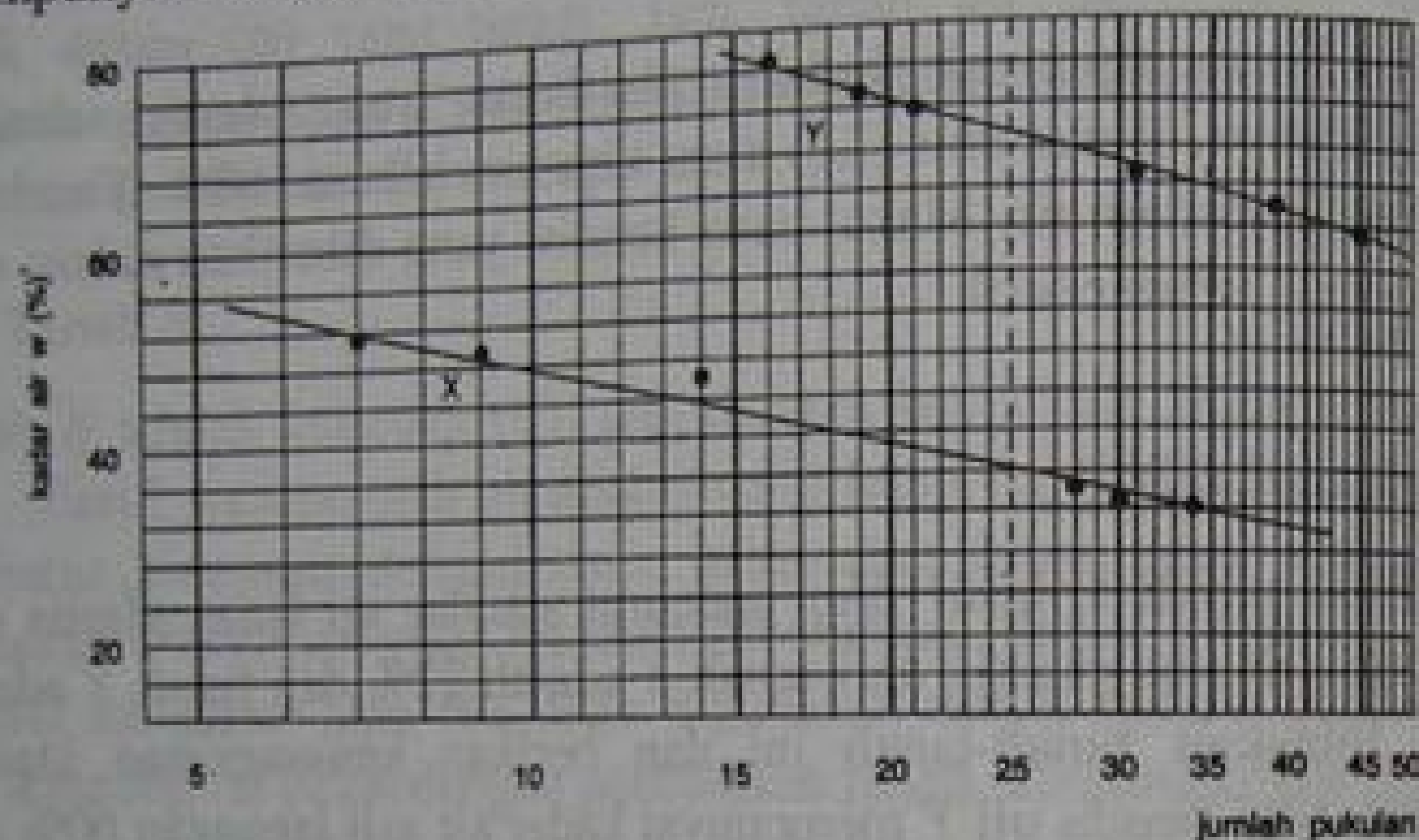
Contoh soal 1.20:

Dua jenis tanah kohesif diuji menurut standar uji batas plastis dan batas cair. Batas plastis dari tanah X adalah 22% dan tanah Y adalah 32%. Jelaskan tanah-tanah ini dan berikan kemungkinan klasifikasinya. Jika benda uji Y mempunyai kadar air asli lapangan 60% dan kandungan lempung 25%, bagaimana pula dengan indeks cair dan aktivitasnya? Kesimpulan apa yang dapat diperoleh dari nilai terakhir ini? Tabel di bawah ini menunjukkan hasil yang diperoleh dari uji batas cair.

Jumlah pukulan	Kadar air (w)	
	Tanah X	Tanah Y
7	0,52	
9	0,49	
14	0,47	
16	-	0,78
19	-	0,75
21	-	0,73
28	0,35	-
30	0,33	-
31	-	0,66
34	0,32	-
38	-	0,62
45	-	0,60

Penyelesaian:

Plot data dalam tabel tersebut ke dalam diagram batas cair diperlihatkan dalam Gambar C1.8. Terlihat bahwa tanah X mempunyai batas cair $LL=37\%$ dan tanah Y, $LL = 69\%$.



Gambar C1.8

(a) Tanah X:

$$PI = LL - PL = (37 - 22)\% = 15\%.$$

$PI = 15\%$ dan $LL = 37\%$. Dari diagram plastisitas Tabel 1.6, tanah adalah lempung anorganik dengan plastisitas rendah (CL).

(b) Tanah Y:

$$PI = (69 - 32)\% = 37\%.$$

Karena $PI = 37\%$ dan $LL = 69\%$, maka tanah adalah lempung anorganik dengan plastisitas tinggi (CH).

$$LI = \frac{w_n - PL}{PI} = \frac{60\% - 32\%}{37\%} = 0,76$$

$$A = \frac{PI}{C} = \frac{37\%}{25\%} = 1,48$$

Dari nilai aktivitasnya (A), dapat diharapkan bahwa lempung cenderung mengandung lebih besar mineral *montorillonite*.

BAB II

PEMADATAN

2.1 UMUM

Tanah, kecuali berfungsi sebagai pendukung fondasi bangunan, juga digunakan sebagai bahan timbunan seperti: tanggul, bendungan, dan jalan. Jika tanah di lapangan membutuhkan perbaikan guna mendukung bangunan di atasnya, atau tanah akan digunakan sebagai bahan timbunan, maka pemadatan sering dilakukan. Maksud pemadatan tanah antara lain :

- (1) Mempertinggi kuat geser tanah.
- (2) Mengurangi sifat mudah mampat (kompresibilitas).
- (3) Mengurangi permeabilitas.
- (4) Mengurangi perubahan volume sebagai akibat perubahan kadar air, dan lain-lainnya.

Maksud tersebut dapat tercapai dengan pemilihan tanah bahan timbunan, cara pemadatan, pemilihan mesin pemadat, dan jumlah lintasan yang sesuai. Tingkat kepadatan tanah diukur dari nilai berat volume keringnya (γ_d).

Tanah granuler dipandang paling mudah penanganannya untuk pekerjaan lapangan. Material ini mampu memberikan kuat geser yang tinggi dengan sedikit perubahan volume sesudah dipadatkan. Permeabilitas tanah granuler yang tinggi dapat menguntungkan maupun merugikan.

Tanah lanau yang dipadatkan umumnya akan stabil dan mampu memberikan kuat geser yang cukup dan sedikit kecenderungan perubahan volume. Tapi, tanah lanau sangat sulit dipadatkan bila keadaan basah karena permeabilitasnya rendah.

Tanah lempung yang dipadatkan dengan cara yang benar akan

dapat memberikan kuat geser tinggi. Stabilitas terhadap sifat kembang-susut tergantung dari jenis kandungan mineralnya. Sebagai contoh, lempung *montmorillonite* akan mempunyai kecenderungan yang lebih besar terhadap perubahan volume dibanding dengan lempung *kaolinite*. Lempung padat mempunyai permeabilitas yang rendah dan tanah ini tidak dapat dipadatkan dengan baik pada waktu sangat basah (jenuh). Bekerja dengan tanah lempung yang sangat basah akan mengalami banyak kesulitan.

Peristiwa bertambahnya berat volume kering oleh beban dinamis disebut pemadatan. Oleh akibat beban dinamis, butir-butir tanah merapat satu sama lain sebagai akibat berkurangnya rongga udara. Ada perbedaan yang mendasar antara peristiwa pemadatan dan peristiwa konsolidasi tanah. Konsolidasi adalah pengurangan pelan-pelan volume pori yang berakibat bertambahnya berat volume kering akibat beban statis yang bekerja dalam periode tertentu. Sebagai contoh, pengurangan volume pori tanah jenuh air akibat berat tanah timbunan atau karena beban struktur di atasnya. Dalam tanah kohesif yang jenuh, proses konsolidasi akan diikuti oleh pengurangan volume pori dan kandungan air dalam tanahnya yang berakibat pengurangan volume tanahnya. Pada pemadatan dengan beban dinamis, proses bertambahnya berat volume kering tanah sebagai akibat pemadatan partikel yang diikuti oleh pengurangan volume udara dengan volume air tetap tidak berubah. Saat air ditambahkan pada pemadatan, air ini melunakkan partikel-partikel tanah. Partikel-partikel tanah menggelincir satu sama lain dan bergerak pada posisi yang lebih rapat.

Pada awal pemadatan berat volume kering bertambah ketika kadar air bertambah (Gambar 2.1). Pada kadar air nol ($w = 0$), berat volume tanah basah (γ_b) sama dengan berat volume kering (γ_d), atau

$$\gamma_{b(w=0)} = \gamma_d = \gamma_1$$

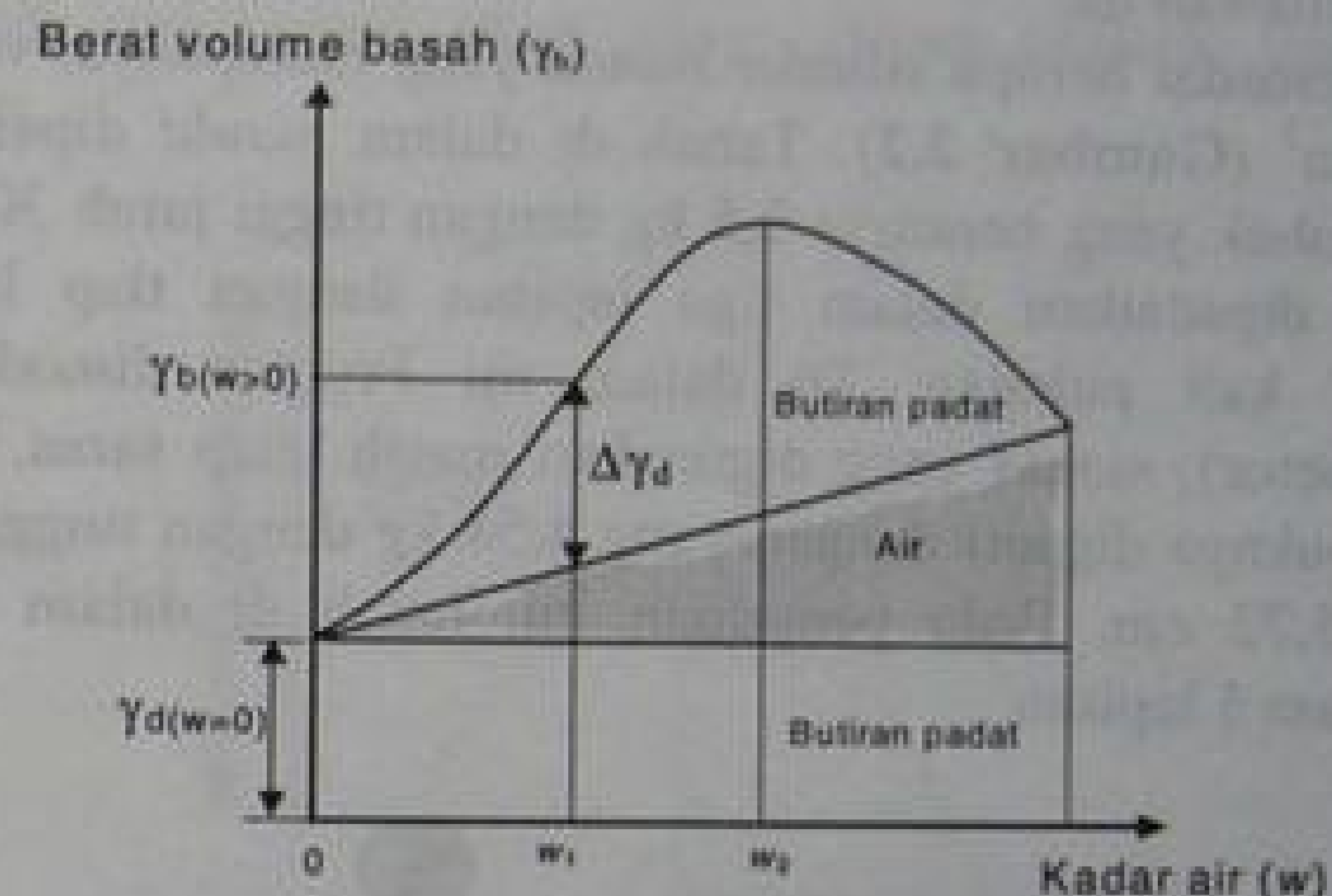
Ketika kadar air berangsur-angsur ditambah, dan usaha pemadatan yang sama digunakan pada saat pemadatan, berat butiran tanah padat per volume satuan juga bertambah. Misalnya, pada saat kadar air sama dengan w_1 , maka berat volume basah (γ_b) menjadi:

$$\gamma_b = \gamma_2$$

Berat volume kering (γ_d) pada kadar air tersebut:

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

Pada kadar air lebih besar dari kadar air tertentu, yaitu $w = w_2$ (saat kadar air optimum) kenaikan kadar air justru mengurangi berat volume keringnya. Hal ini karena, air mengisi rongga pori yang sebelumnya diisi oleh butiran padat. Kadar air saat berat volume kering mencapai maksimum (γ_{dmak}) disebut *kadar air optimum* (w_{opt}).



Gambar 2.1 Prinsip-prinsip pemadatan.

2.2 UJI PEMADATAN

Untuk menentukan hubungan kadar air dan berat volume, dan untuk mengevaluasi tanah agar memenuhi persyaratan kepadatan, maka umumnya dilakukan uji pemadatan.

Proctor (1933) telah mengamati bahwa ada hubungan yang pasti antara kadar air dan berat volume kering tanah padat. Untuk berbagai jenis tanah pada umumnya, terdapat satu nilai kadar air optimum

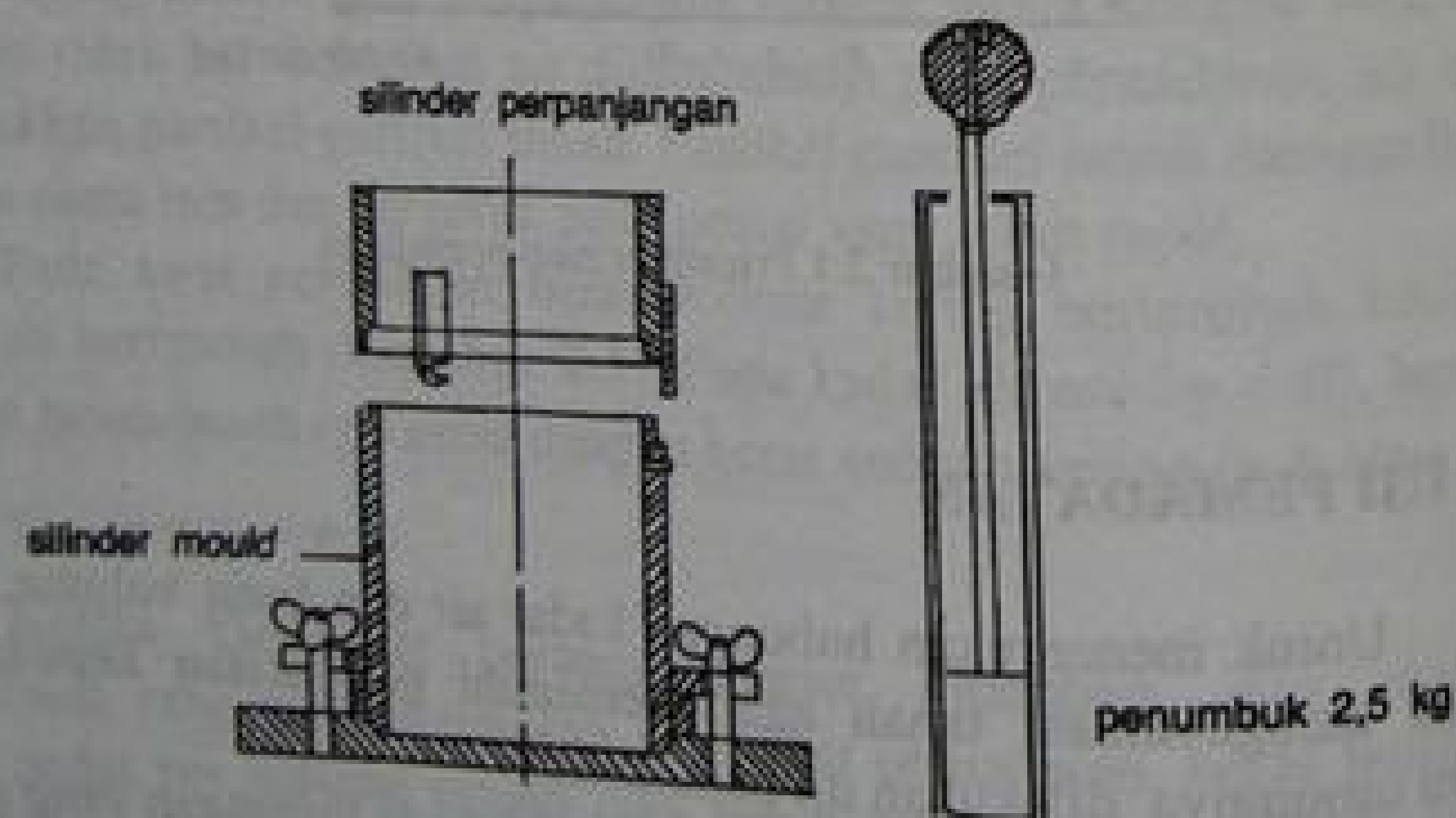
tertentu untuk mencapai berat volume kering maksimumnya.

Hubungan berat volume kering (γ_d) dengan berat volume basah (γ_b) dan kadar air (w), dinyatakan dalam persamaan :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + w} \quad (2.1)$$

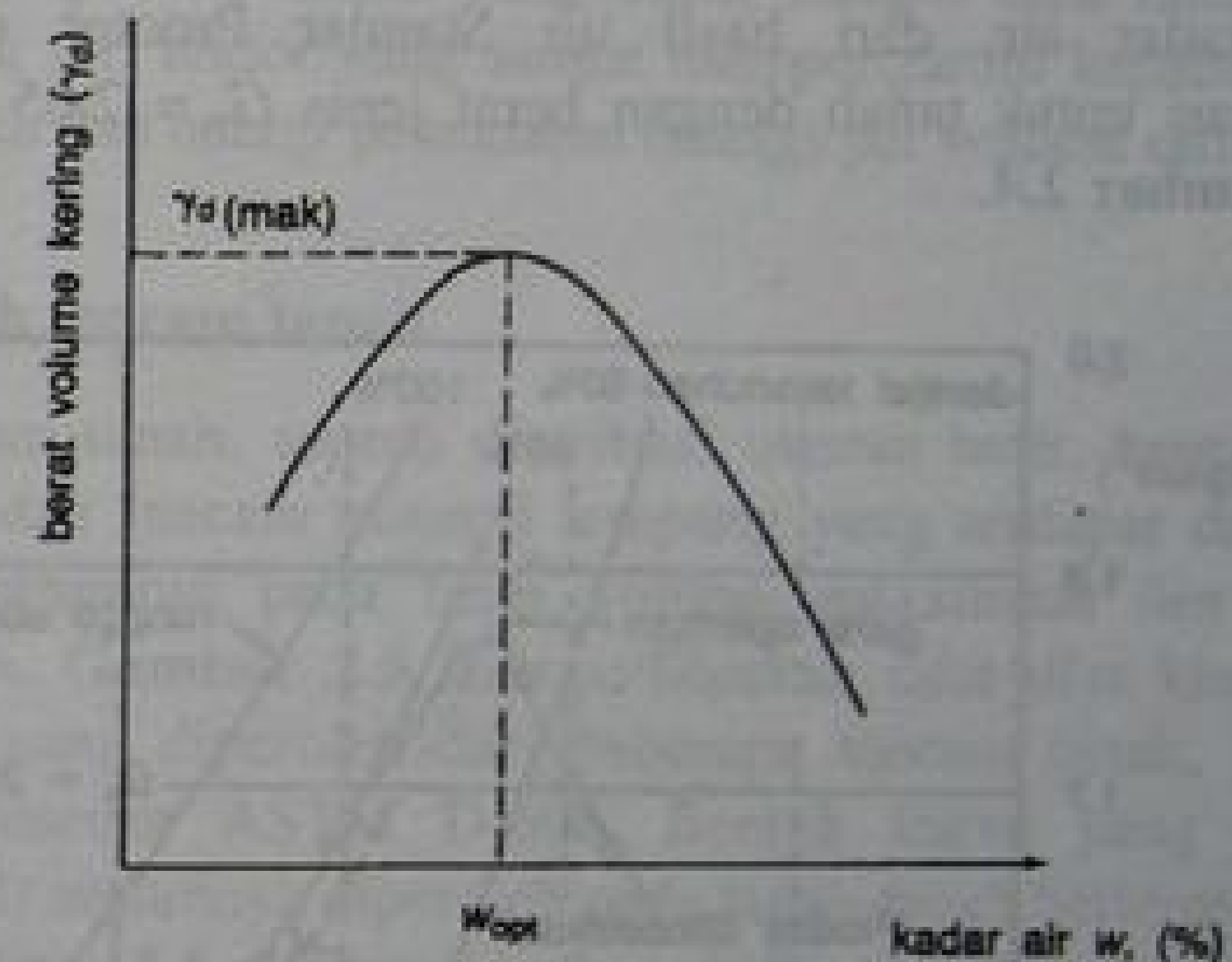
Berat volume kering setelah pemadatan bergantung pada jenis tanah, kadar air, dan usaha yang diberikan oleh alat penumbuknya. Karakteristik kepadatan tanah dapat dinilai dari pengujian standar laboratorium yang disebut uji Proctor. Prinsip pengujiannya diterangkan dibawah ini.

Alat pemadat berupa silinder *mould* yang mempunyai volume $9,44 \times 10^{-4} \text{ m}^3$ (Gambar 2.2). Tanah di dalam *mould* dipadatkan dengan penumbuk yang beratnya 2,5 kg dengan tinggi jatuh 30,5 cm (1ft). Tanah dipadatkan dalam tiga lapisan dengan tiap lapisan ditumbuk 25 kali pukulan. Di dalam uji Proctor dimodifikasi (*modified Proctor*), *mould* yang digunakan masih tetap sama, hanya berat penumbuknya diganti dengan yang 4,54 kg dengan tinggi jatuh penumbuk 45,72 cm. Pada pengujian ini, tanah di dalam *mould* ditumbuk dalam 5 lapisan.



Gambar 2.2 Alat uji standard Proctor.

Dalam uji pemadatan, percobaan diulang paling sedikit 5 kali dengan kadar air tiap percobaan divariasikan. Kemudian, digambarkan sebuah grafik hubungan kadar air dan berat volume keringnya (Gambar 2.3). Kurva yang dihasilkan dari pengujian memperlihatkan nilai kadar air yang terbaik (w_{opt}) untuk mencapai berat volume kering terbesar atau kepadatan maksimum. Pada nilai kadar air rendah, untuk kebanyakan tanah, tanah cenderung bersifat kaku dan sulit dipadatkan. Setelah kadar air ditambah, tanah menjadi lebih lunak. Pada kadar air yang tinggi, berat volume kering berkurang. Bila seluruh udara di dalam tanah dapat dipaksa keluar pada waktu pemadatan, tanah akan berada dalam kedudukan jenuh dan nilai berat volume kering akan menjadi maksimum. Akan tetapi, dalam praktek, kondisi ini sulit dicapai.



Gambar 2.3 Kurva hubungan kadar air dan berat volume kering.

Kemungkinan berat volume kering maksimum dinyatakan sebagai berat volume kering dengan tanpa rongga udara atau berat volume kering jenuh (γ_{sat}), dapat dihitung dari persamaan :

$$\gamma_{sav} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + wG_s} \quad (2.2a)$$

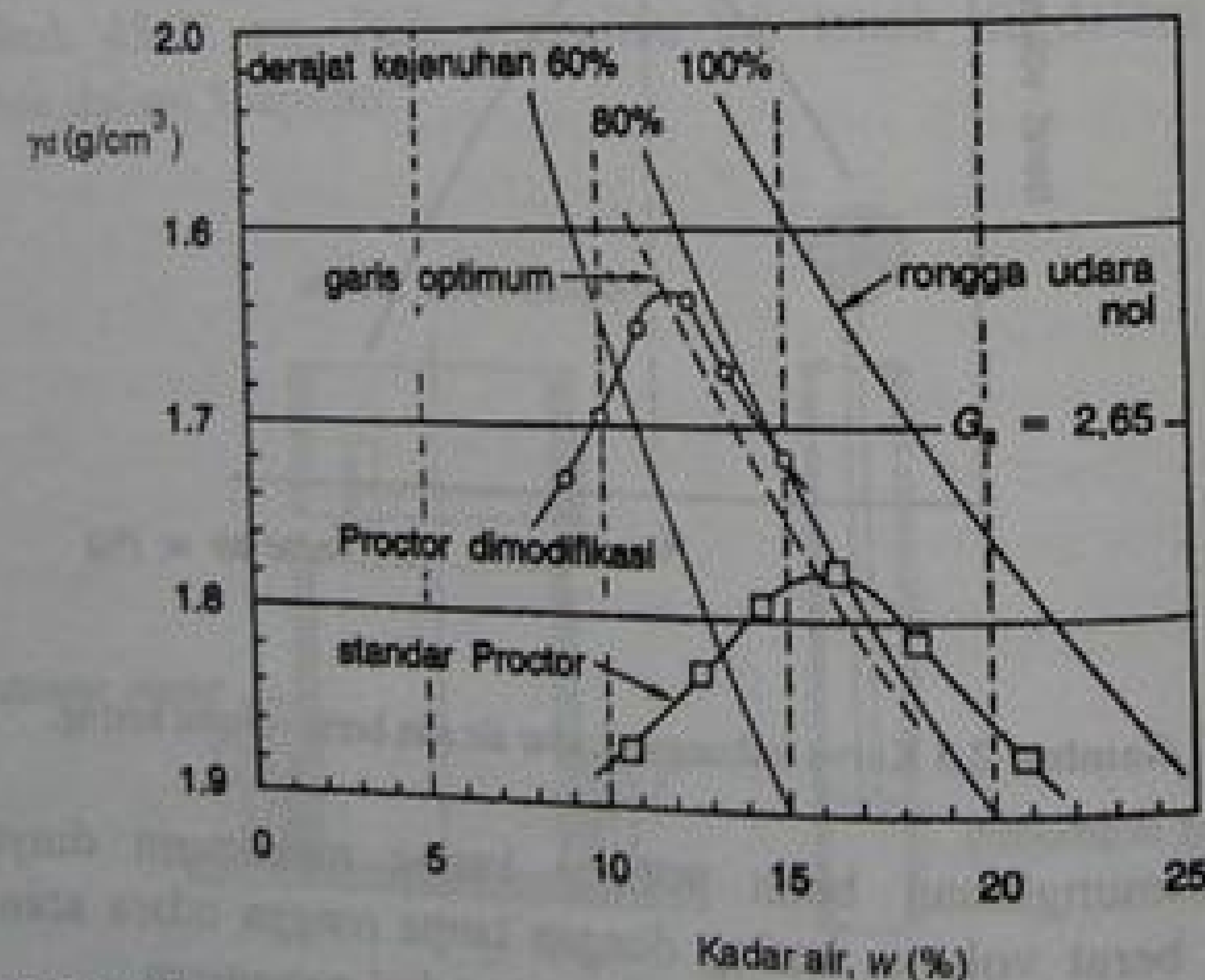
Karena saat tanah jenuh ($S = 1$) dan $e = wG_s$, maka:

$$\gamma_{sav} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} \quad (2.2b)$$

Berat volume kering (γ_d) setelah pemadatan pada kadar air w dengan kadar udara (*air content*), A ($A = V_u/V = \text{volume udara/volume total}$) dapat dihitung dengan persamaan:

$$\gamma_d = \frac{G_s (1 - A) \gamma_w}{1 + wG_s} \quad (2.3)$$

Hubungan berat volume kering pada kadar udara tertentu dengan kadar air, dari hasil uji Standar Proctor dan Proctor dimodifikasi untuk tanah dengan berat jenis $G_s = 2,65$ ditunjukkan dalam Gambar 2.4.



Gambar 2.4 Hubungan berat volume kering pada kadar udara tertentu dengan kadar air dari hasil uji Standar Proctor dan Proctor dimodifikasi.

Untuk menentukan variasi kadar air w dengan γ_{sav} , maka dilakukan cara sebagai berikut:

- (1) Tentukan berat jenis tanah (G_s) dari uji laboratorium.
- (2) Pilihlah beberapa kadar air (w) tertentu, misalnya 5%, 10%, 15% dan seterusnya.
- (3) Hitung γ_{sav} untuk beberapa nilai kadar air (w) dengan menggunakan Persamaan (2.2).

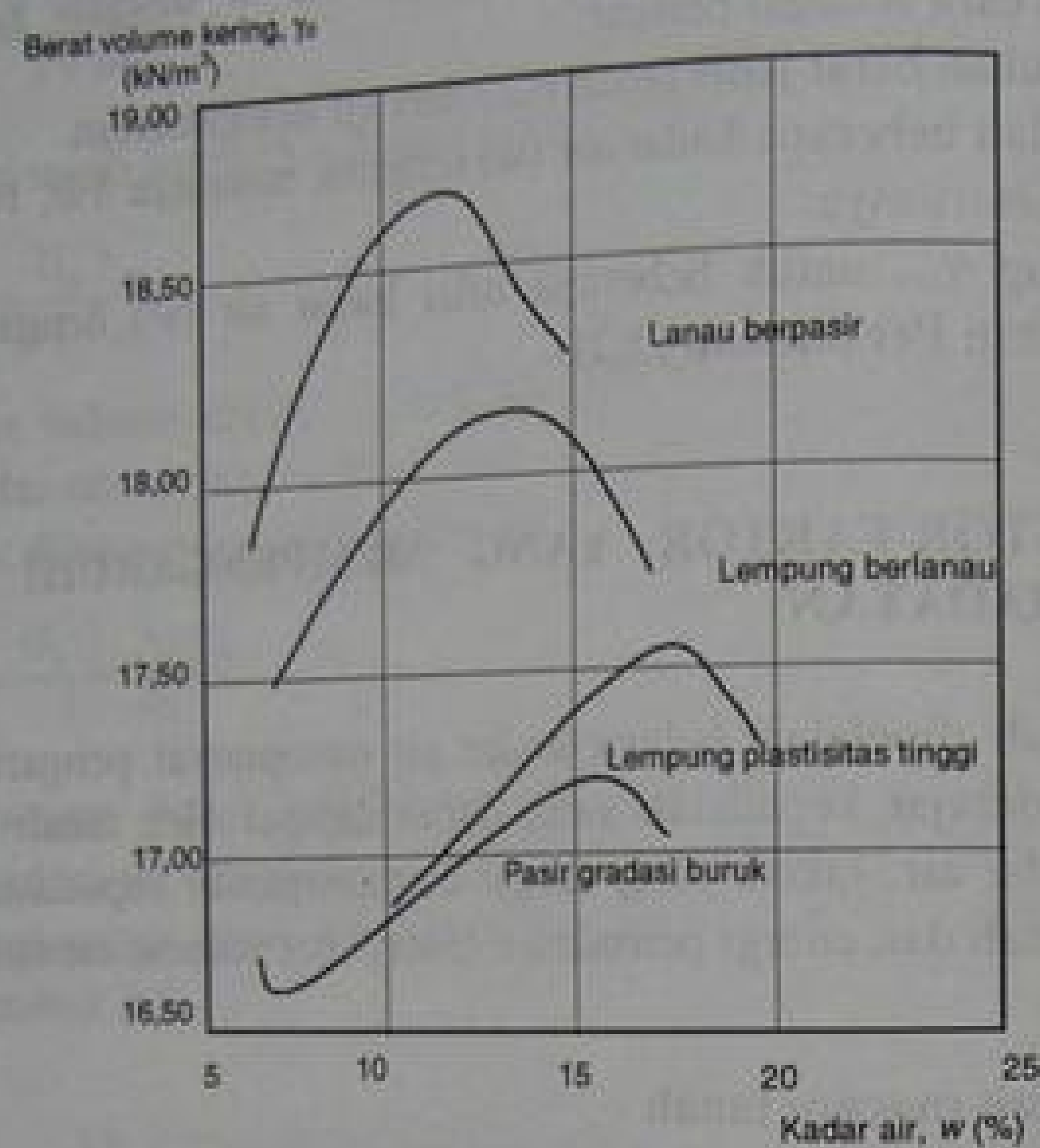
2.3 FAKTOR-FAKTOR YANG MEMPENGARUHI HASIL PEMADATAN

Telah dipelajari bahwa kadar air mempunyai pengaruh besar terhadap derajat kepadatan yang dapat dicapai oleh tanah tertentu. Selain kadar air, faktor yang sangat mempengaruhi kepadatan adalah macam tanah dan energi pemadatan (energi per volume satuan).

a. Pengaruh macam tanah

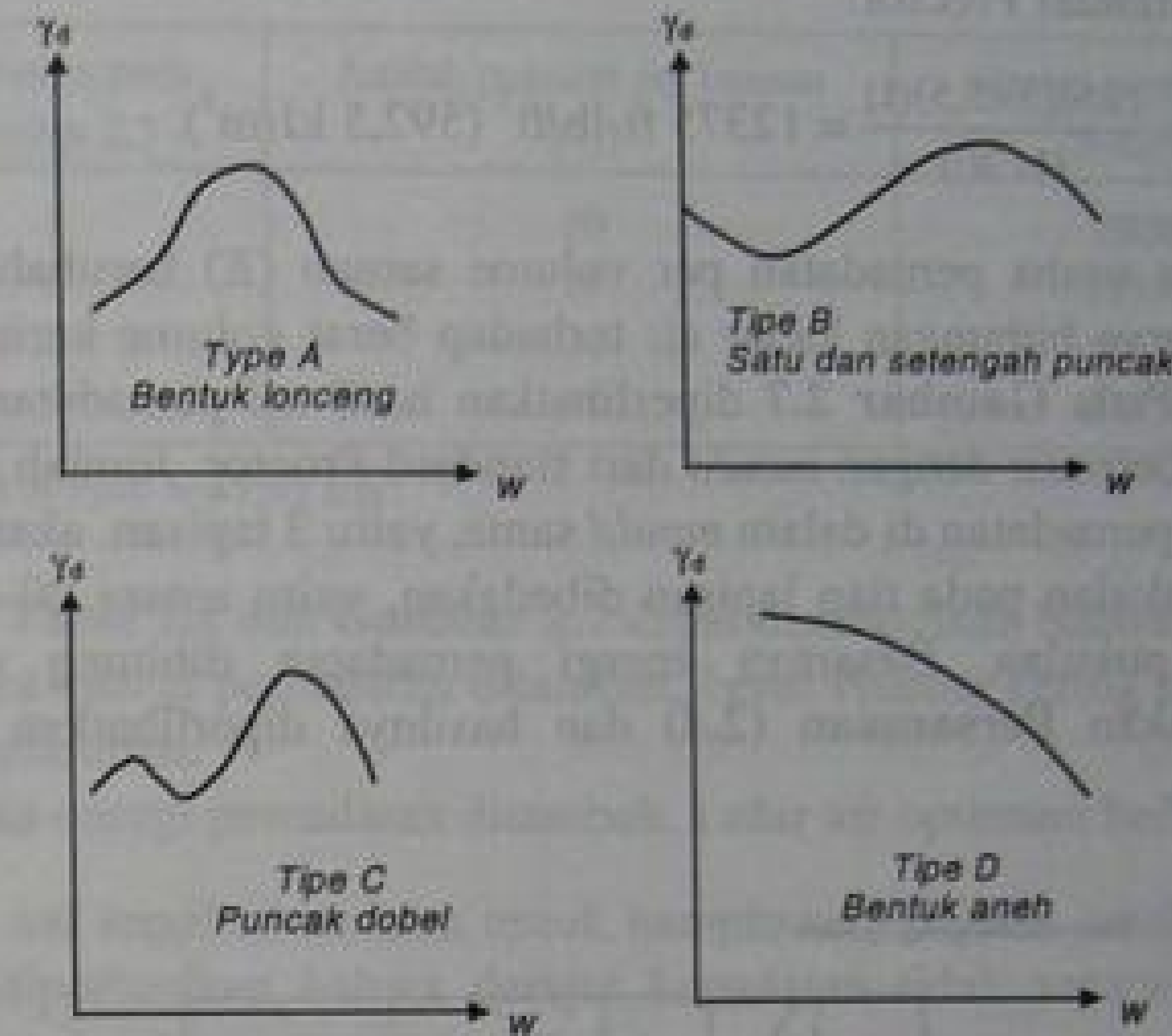
Macam tanah, seperti distribusi ukuran butir, bentuk butiran, berat jenis dan macam mineral lempung yang terdapat dalam tanah sangat berpengaruh pada berat volume maksimum dan kadar air optimumnya. Gambar 2.5 memperlihatkan sifat-sifat khusus kurva pemadatan yang diperoleh dari beberapa macam tanah, yang diuji menurut prosedur ASTM D-698. Bentuk kurva yang mendekati lonceng (bel) umumnya diperoleh pada tanah-tanah berlempung.

Gambar 2.5 memperlihatkan beberapa macam kurva hasil pemadatan pada berbagai jenis tanah. Pada tanah pasir, γ_d cenderung berkurang saat kadar air (w) bertambah. Pengurangan γ_d ini adalah akibat dari pengaruh hilangnya tekanan kapiler saat kadar air bertambah. Pada kadar air rendah, tekanan kapiler dalam tanah yang berada di dalam rongga pori menghalangi kecenderungan partikel tanah untuk bergerak, sehingga butiran cenderung merapat (padat).



Gambar 2.5 Kurva hasil uji pemadatan pada berbagai jenis tanah (ASTM D-698).

Lee dan Suedkamp (1972) mempelajari kurva-kurva pemadatan untuk 35 jenis tanah, hasilnya terdapat beberapa perbedaan bentuk kurva pemadatan. Kurva tipe A (Gambar 2.6), adalah kurva yang mempunyai satu puncak. Tipe B mempunyai bentuk seperti huruf S pada arah mendatar. Tipe C mempunyai dua puncak. Kurva tipe B dan C adalah kurva pemadatan yang dapat diperoleh pada tanah yang mempunyai batas cair (*LL*) kurang dari 30. Kurva tipe D adalah kurva yang tidak mempunyai puncak. Kurva C atau D dapat terjadi pada pemadatan tanah-tanah dengan batas cair (*LL*) lebih besar 70.



Gambar 2.6 Berbagai bentuk kurva pemadatan (Lee dan Suedkamp, 1972).

b. Pengaruh Usaha Pemadatan

Energi pemadatan per volume satuan (*E*) dinyatakan oleh persamaan:

$$E = \frac{N_b \cdot N_l \cdot W \cdot H}{V} \quad (2.4)$$

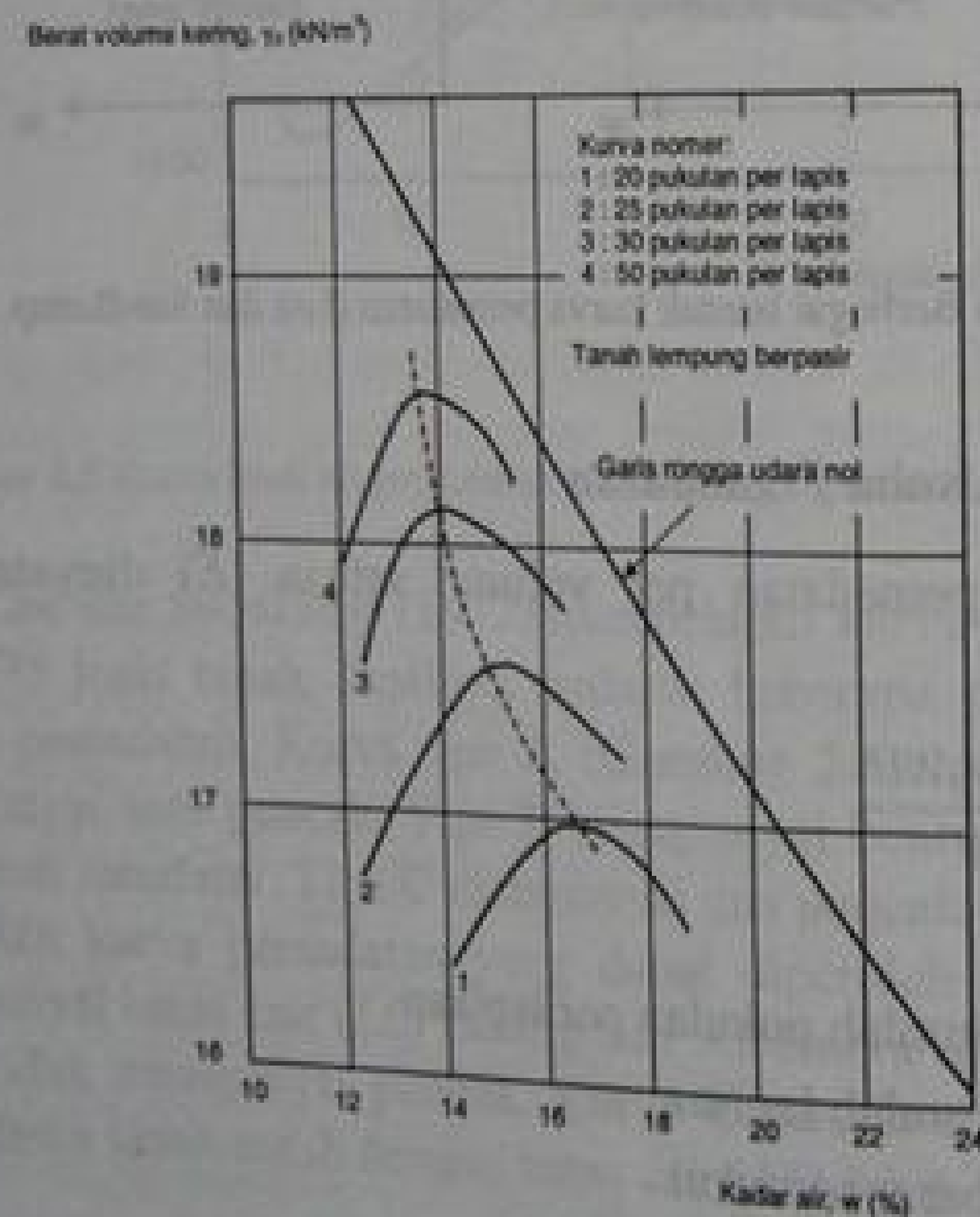
dengan

- N_b = jumlah pukulan per lapisan
- N_l = jumlah lapisan
- W = berat pemukul
- H = tinggi jatuh pemukul
- V = volume mould

Pada uji standar Proctor:

$$E = \frac{(25)(3)(5.5)(1)}{(1/30)} = 12375 \text{ ft-lb/ft}^3 \text{ (592,5 kJ/m}^3\text{)}.$$

Jika usaha pemadatan per volume satuan (E) berubah, maka bentuk kurva hubungan kadar air terhadap berat volume kering juga berubah. Pada Gambar 2.7 diperlihatkan hasil uji pemadatan tanah lempung berpasir dengan *mould* dari standar Proctor. Jumlah lapisan pada saat pemadatan di dalam *mould* sama, yaitu 3 lapisan, akan tetapi jumlah pukulan pada tiap lapisan dibedakan, yaitu antara 20 sampai 50 kali pukulan. Besarnya energi pemadatan dihitung dengan menggunakan Persamaan (2.4) dan hasilnya diperlihatkan dalam Tabel 2.1.



Gambar 2.7 Pengaruh energi pemadatan pada hasil pemadatan lempung berpasir (Das, 1994).

Tabel 2.1 Hitungan energi pemadatan

No. kurva pada Gambar 2.7	Jumlah pukulan per lapisan (N_b)	Energi pemadatan (ft-lb/ft ³)
1	20	9900
2	25	12375
3	30	14850
4	50	24750

Catatan 1 ft-lb/ft³ = 47,99 J/m³

Dalam Tabel 2.1 dan Gambar 2.7 dapat disimpulkan bahwa:

- (1) Jika energi pemadatan ditambah, berat volume kering tanah juga bertambah.
- (2) Jika energi pemadatan ditambah, kadar air optimum berkurang.

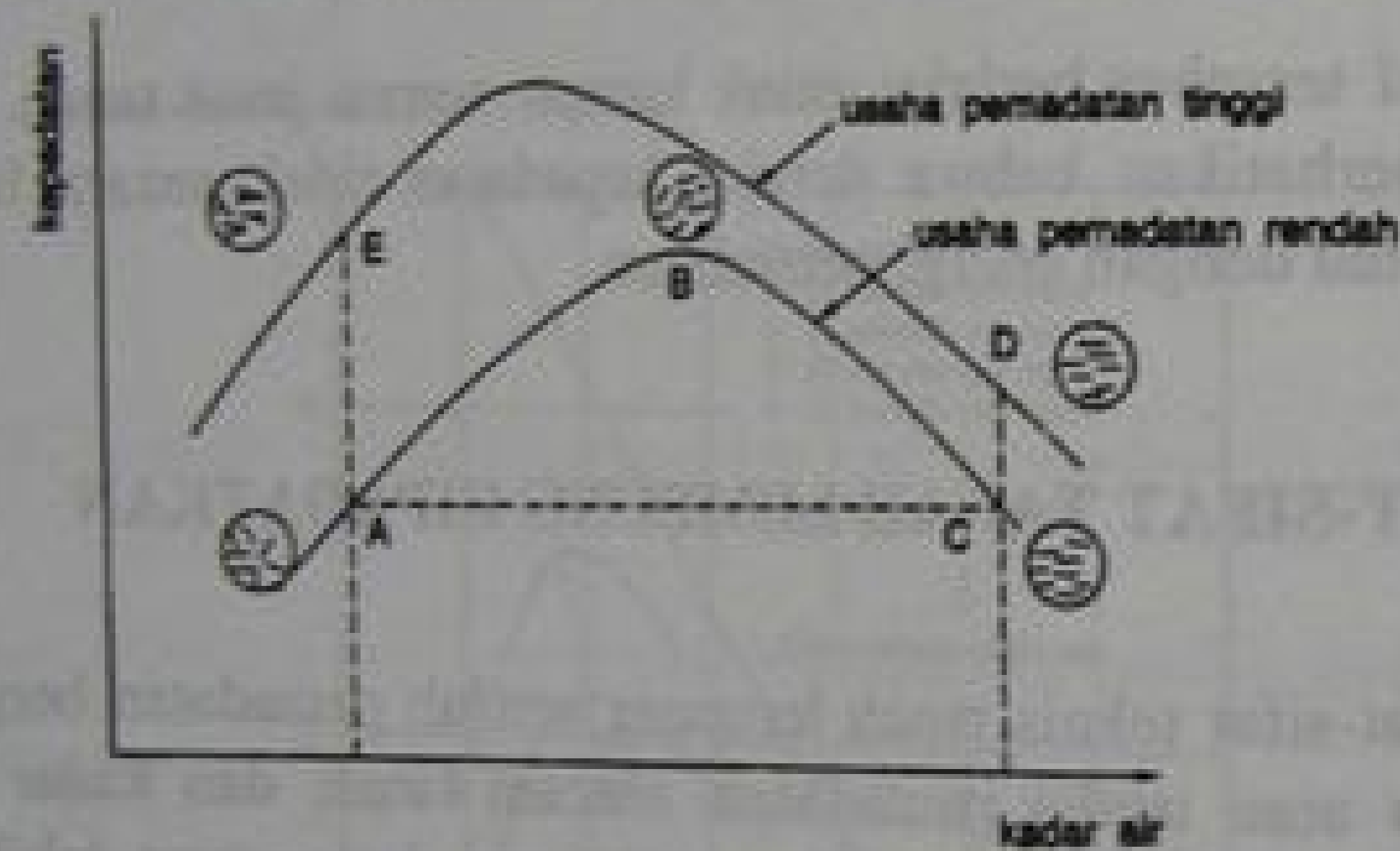
Kedua hal tersebut berlaku untuk hampir semua jenis tanah. Namun harus diperhatikan bahwa derajat kepadatan tidak secara langsung proporsional dengan energi pemadatan.

2.4 SIFAT-SIFAT TANAH LEMPUNG DIPADATKAN

Sifat-sifat teknis tanah lempung setelah pemadatan bergantung pada cara atau usaha pemadatan, macam tanah, dan kadar airnya. Seperti sudah dipelajari, pada usaha pemadatan yang lebih besar diperoleh kepadatan yang lebih tinggi. Biasanya, kadar air tanah yang dipadatkan, didasarkan pada posisi-posisi kadar air sisi kering optimum (*dry side of optimum*), dekat optimum atau optimum, dan sisi basah optimum (*wet side of optimum*). Kering optimum didefinisikan sebagai kadar air yang kurang daripada kadar air optimumnya. Basah optimum didefinisikan sebagai kadar air yang lebih dari kadar air optimumnya. Demikian juga dengan dekat optimum atau optimum, yang berarti kadar air yang kurang lebih mendekati optimumnya.

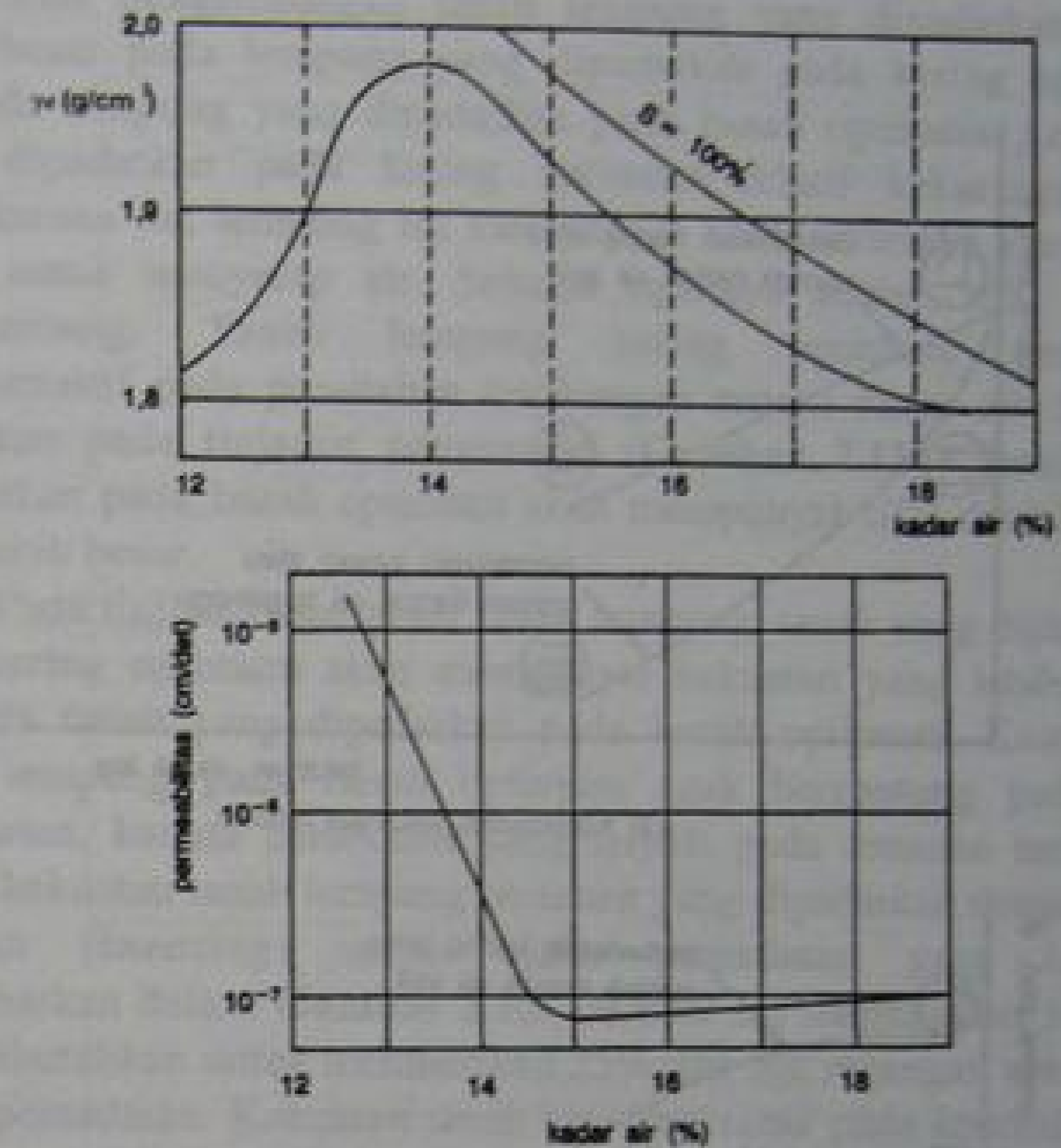
Penyelidikan pada tanah lempung yang dipadatkan memperlihatkan bahwa bila lempung dipadatkan pada kering optimum, susunan

tanah akan tidak bergantung pada macam pemadatannya (Seed dan Chan, 1959). Pemadatan tanah dengan kadar air pada basah optimum akan mempengaruhi susunan, kuat geser, serta sifat kemampatan tanah. Pada usaha pemadatan yang sama, dengan penambahan kadar air, penyesuaian susunan butiran menjadi bertambah. Pada kering optimum, tanah selalu terflokulasi. Sebaliknya, pada basah optimum, tanah selalu terdispersi beraturan. Dalam **Gambar 2.8** susunan tanah menjadi terdispersi beraturan. Jika usaha susunan tanah pada titik *C* lebih teratur daripada *A*. Jika usaha pemadatan ditambah, susunan tanah cenderung untuk lebih beraturan penyesuaiannya, bahkan berlaku juga pada kondisi kering optimum. Dengan melihat **Gambar 2.8**, contoh dalam titik *E* lebih teratur daripada titik *A*. Sedang pada kondisi basah optimum, susunan pada titik *D* akan lebih teratur daripada titik *C*.



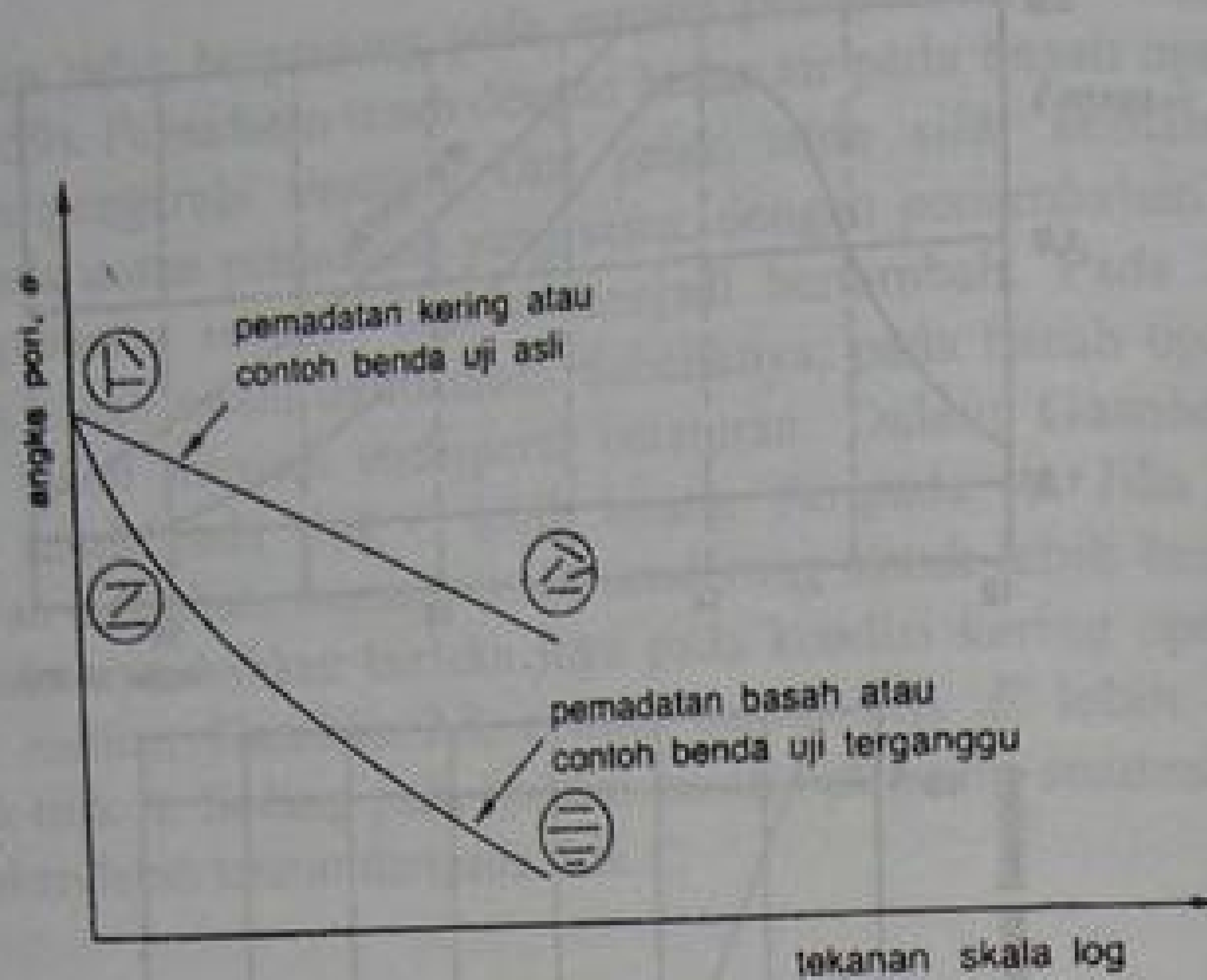
Gambar 2.8 Pengaruh pemadatan pada susunan tanah (Lambe, 1958).

Permeabilitas tanah akan berkurang dengan penambahan kadar airnya pada usaha pemadatan yang sama dan mencapai minimum pada kira-kira kadar air optimumnya. Jika usaha pemadatan ditambah, koefisien permeabilitas akan berkurang, sebab angka pori berkurang. Perubahan permeabilitas ini, bersama-sama dengan pembentukan kadar air, ditunjukkan dalam **Gambar 2.9**. Disini, terlihat bahwa permeabilitas tanah kira-kira lebih tinggi bila tanah dipadatkan pada kering optimum daripada bila tanah dipadatkan pada basah optimum.

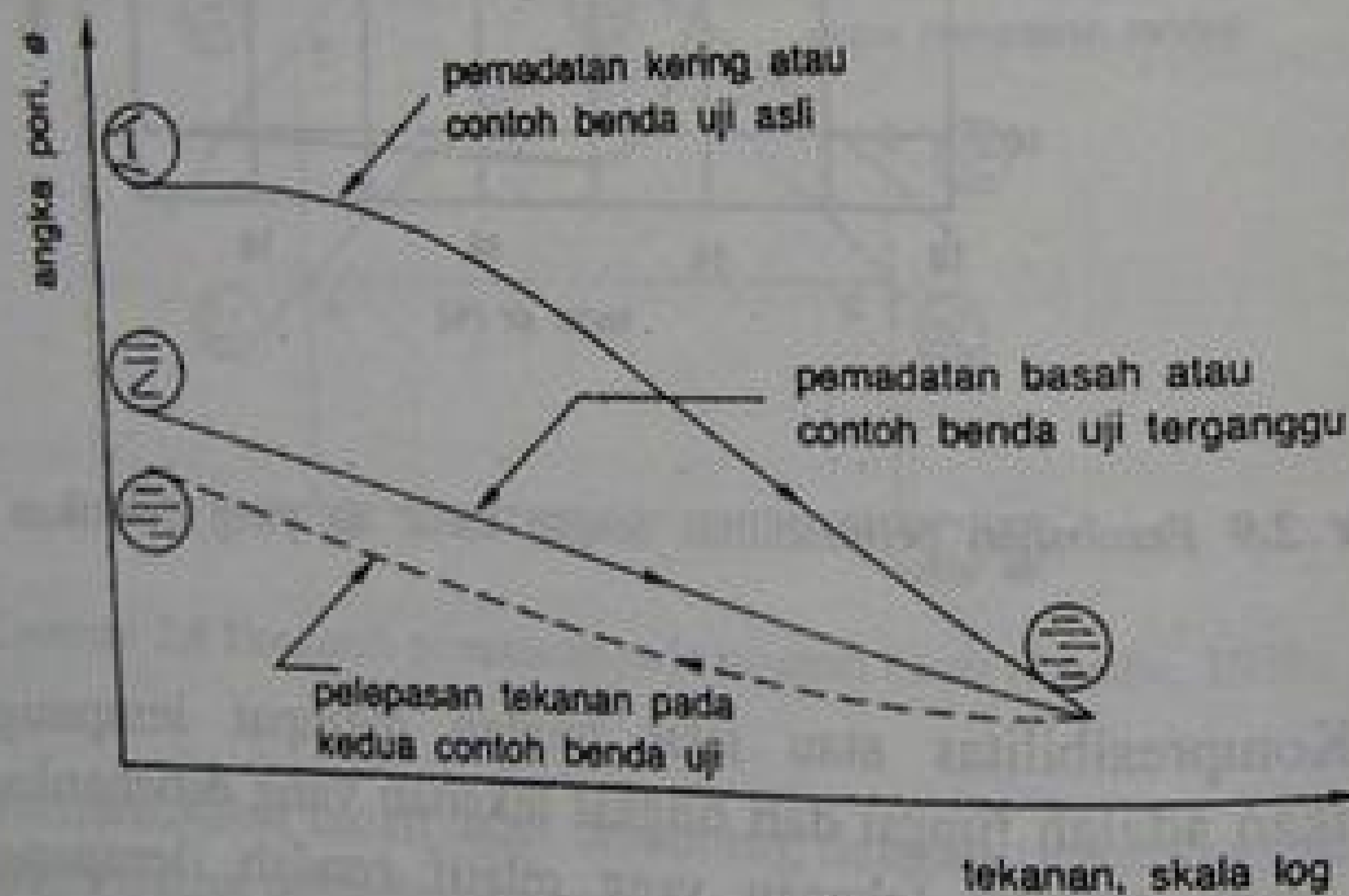


Gambar 2.9 Perubahan permeabilitas dengan kadar air yang diberikan (Lambe, 1958).

Kompresibilitas atau sifat mudah mampat lempung yang dipadatkan adalah fungsi dari tingkat tekanan yang dibebankan pada tanah. Pada tingkat tekanan yang relatif rendah, lempung yang dipadatkan pada basah optimum akan mempunyai sifat lebih mudah mampat atau kompresibel. Sedang pada tingkat tekanan yang tinggi adalah kebalikannya (tidak mudah mampat). Dalam **Gambar 2.10** terlihat bahwa pengurangan angka pori yang lebih besar terjadi pada tanah yang dipadatkan basah optimum untuk penambahan tekanan yang diterapkan.



(a) Konsolidasi tekanan rendah.

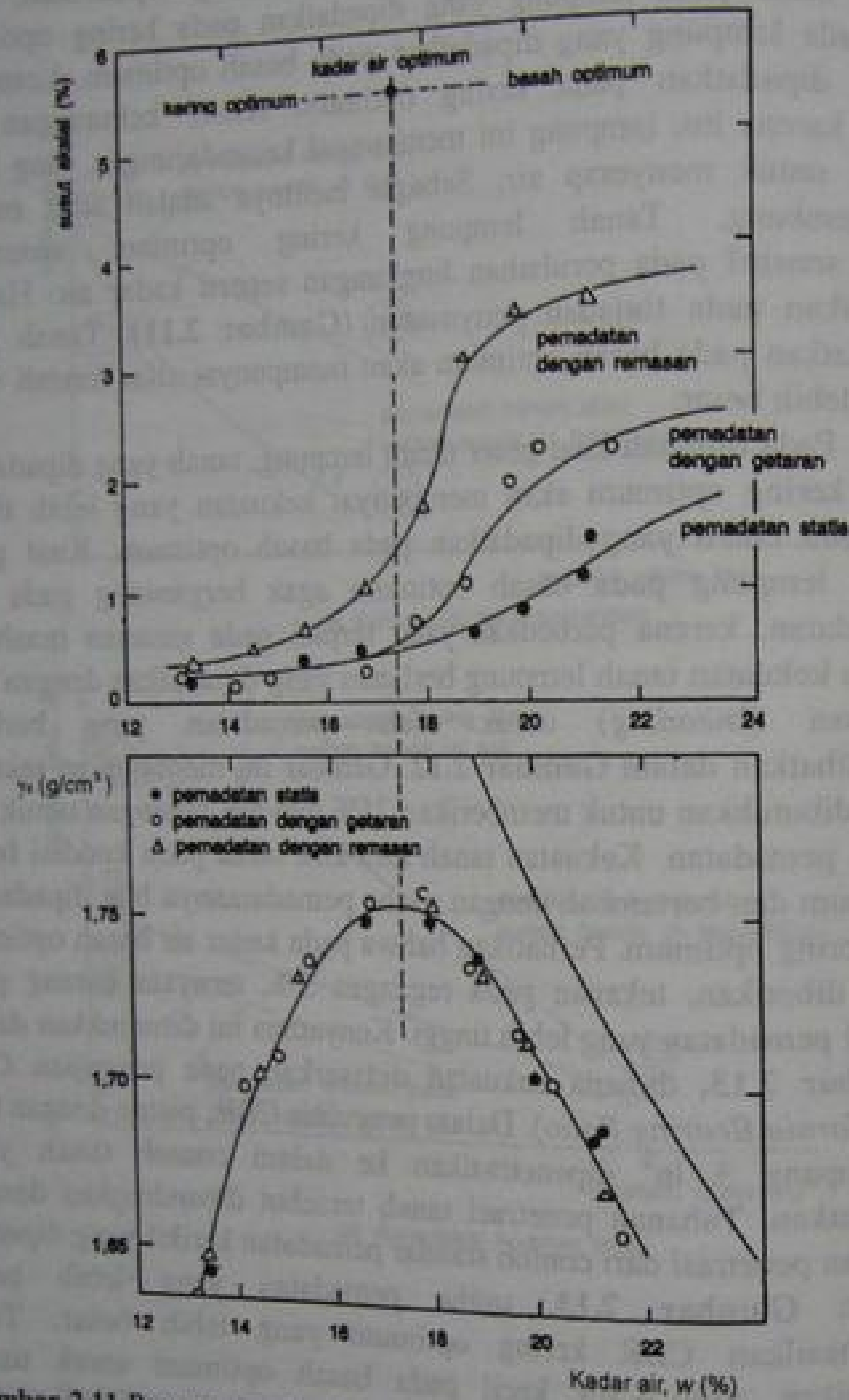


(b) Konsolidasi tekanan tinggi.

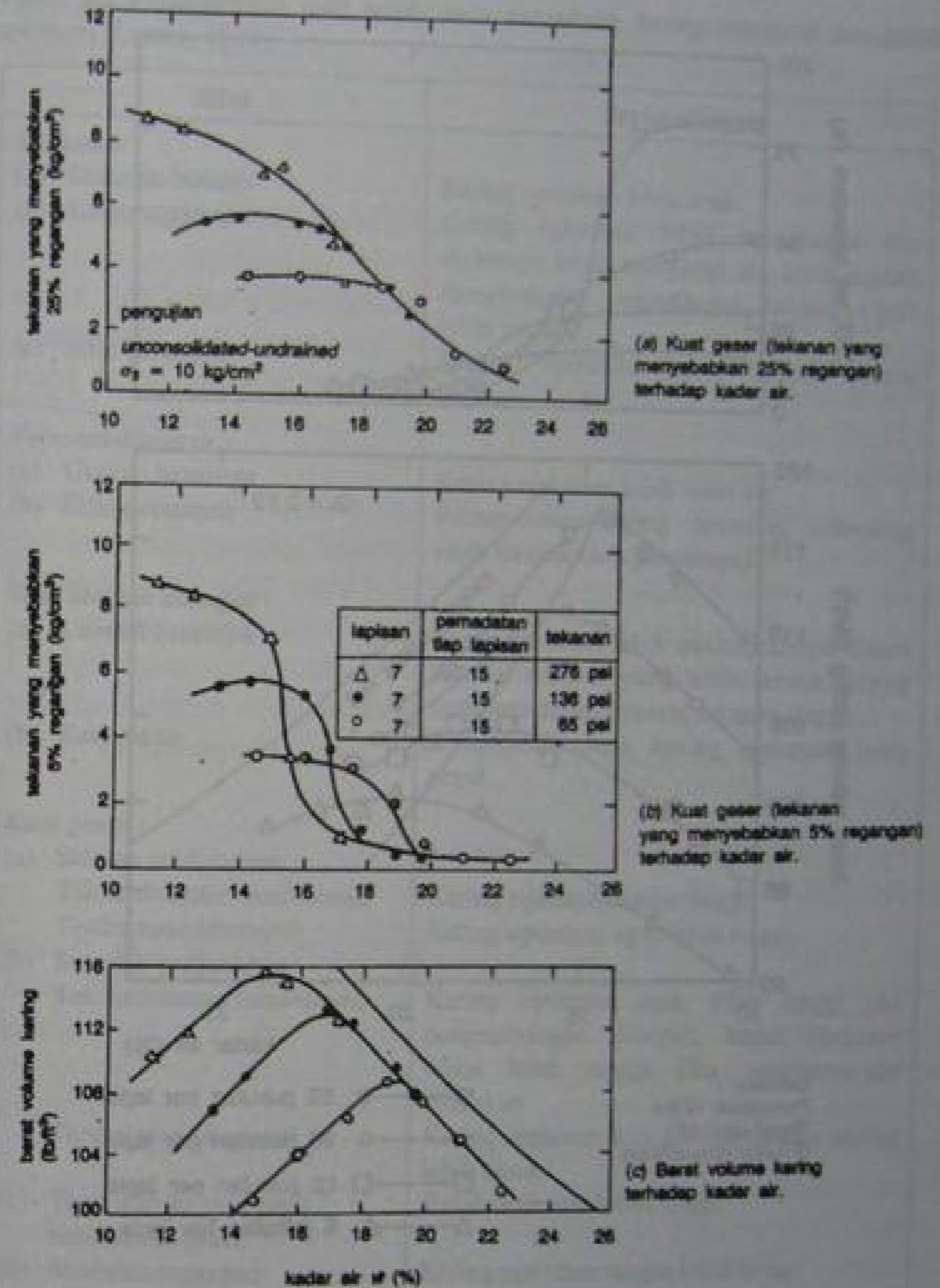
Gambar 2.10 Perubahan kemampuan pada kadar air yang diberikan (Lambe, 1958).

Sifat pengembangan tanah lempung yang dipadatkan, akan lebih besar pada lempung yang dipadatkan pada kering optimum daripada lempung yang dipadatkan pada basah optimum. Lempung yang dipadatkan pada kering optimum relatif kekurangan air. Oleh karena itu, lempung ini mempunyai kecenderungan yang lebih besar untuk menyerap air. Sebagai hasilnya adalah sifat mudah mengembang. Tanah lempung kering optimum umumnya lebih sensitif pada perubahan lingkungan seperti kadar air. Hal ini kebalikan pada tinjauan penyusutan (Gambar 2.11). Tanah yang dipadatkan pada basah optimum akan mempunyai sifat mudah susut yang lebih besar.

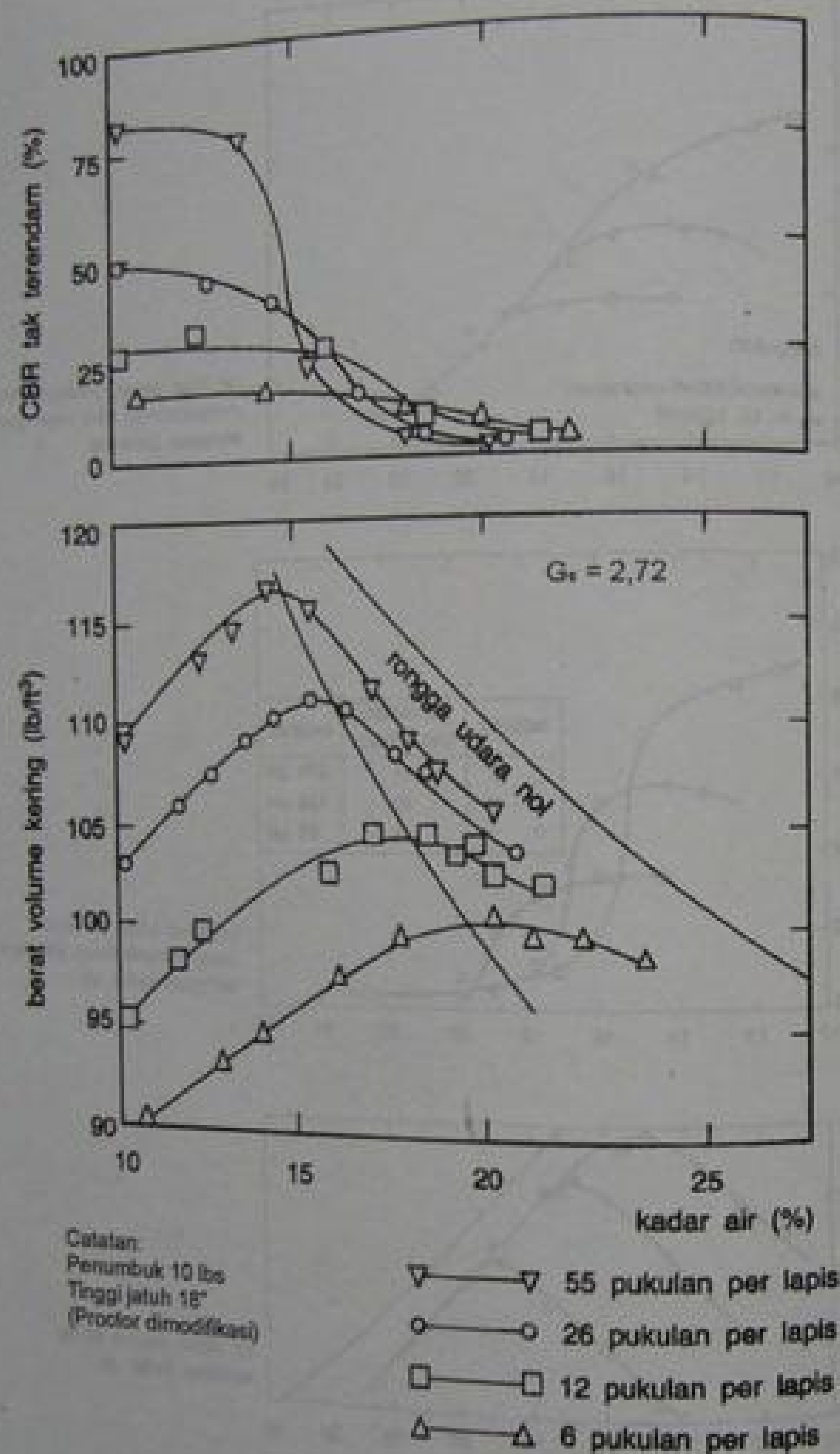
Pada tinjauan kuat geser tanah lempung, tanah yang dipadatkan pada kering optimum akan mempunyai kekuatan yang lebih tinggi daripada tanah yang dipadatkan pada basah optimum. Kuat geser tanah lempung pada basah optimum agak bergantung pada tipe pemadatan, karena perbedaan yang terjadi pada susunan tanahnya. Kurva kekuatan tanah lempung berlanau yang dipadatkan dengan cara remasan (*kneading*) untuk usaha pemadatan yang berbeda diperlihatkan dalam Gambar 2.12. Gambar ini menunjukkan tekanan yang dibutuhkan untuk memberikan 25% dan 5% regangan untuk tiga usaha pemadatan. Kekuatan tanah kira-kira sama pada kondisi basah optimum dan bertambah dengan usaha pemadatannya bila dipadatkan sisi kering optimum. Perhatikan bahwa pada kadar air basah optimum yang diberikan, tekanan pada regangan 5%, ternyata kurang pada energi pemadatan yang lebih tinggi. Kenyataan ini ditunjukkan dalam Gambar 2.13, dimana kekuatan didasarkan pada pengujian CBR (*California Bearing Ratio*). Dalam pengujian CBR, piston dengan luas penampang 3 in² dipenetrasi ke dalam contoh tanah yang dipadatkan. Tahanan penetrasi tanah tersebut dibandingkan dengan tahanan penetrasi dari contoh standar pemadatan kerikil yang dipecah. Dalam Gambar 2.13, usaha pemadatan yang lebih besar menghasilkan CBR kering optimum yang lebih besar. Tapi, perhatikan, nilai CBR kecil pada basah optimum untuk usaha pemadatan yang lebih tinggi. Kenyataan ini penting dalam perencanaan, dan harus dipertimbangkan pada penanganan tanah



Gambar 2.11 Penyusutan sebagai fungsi kadar air dan macam pemadatan (Seed dan Chan, 1959).



Gambar 2.12 Kuat geser sebagai fungsi usaha pemadatan dan kadar air (Seed dan Chan, 1959).



Gambar 2.13 Kuat geser diukur dengan CBR dan berat volume kering, terhadap kadar air pada pemadatan di laboratorium (Turnbull dan Foster, 1956).

Tabel 2.2 Perbandingan sifat tanah pada pemadatan kering optimum dan basah optimum (Lambe, 1958)

Sifat	Perbandingan
Susunan:	
(a) Susunan butiran	Kering optimum lebih acak.
(b) Kekurangan air	Kering optimum lebih kekurangan air, akibatnya lebih menyerap air, lebih mudah mengembang, mempunyai tekanan pori lebih rendah.
(c) Sifat permanen	Kering optimum lebih sensitif untuk berubah.
Permeabilitasnya :	
(a) Ukuran besarnya	Kering optimum lebih lolos air.
(b) Sifat permanen	Permeabilitas kering optimum berkurang lebih banyak oleh penyerapan.
Sifat mudah mampat :	
(a) Ukuran besarnya	Basah optimum lebih mudah mampat dalam interval tekanan yang lebih rendah, kering optimum dalam interval tekanan tinggi.
(b) Kecepatan	Konsolidasi pada kering optimum lebih cepat
Kuat geser :	
(a) Selama pelaksanaan :	
Tak terdrainase (<i>undrained</i>)	Kering optimum sangat tinggi.
Terdrainase (<i>drained</i>)	Kering optimum agak lebih tinggi.
(b) Sesudah penjenruhan :	
Tak terdrainase (<i>undrained</i>)	Kering optimum agak lebih tinggi jika pengembangan dicegah, basah optimum dapat lebih tinggi jika pengembangan diizinkan.
Terdrainase (<i>drained</i>)	Kering optimum kira-kira sama atau sedikit lebih besar.
(c) Tegangan air pori pada keruntuhan geser	Basah optimum lebih tinggi.
(d) Modulus regangan-tegangan	Kering optimum sangat lebih besar.
(e) Sensitivitas	Kering optimum lebih condong ke sensitif.

timbunan. Tabel 2.2 merupakan kesimpulan dari pengaruh kadar air kering optimum dan basah optimum terhadap beberapa sifat teknisnya (Lambe, 1958).

2.5 SPESIFIKASI PEMADATAN TANAH DI LAPANGAN

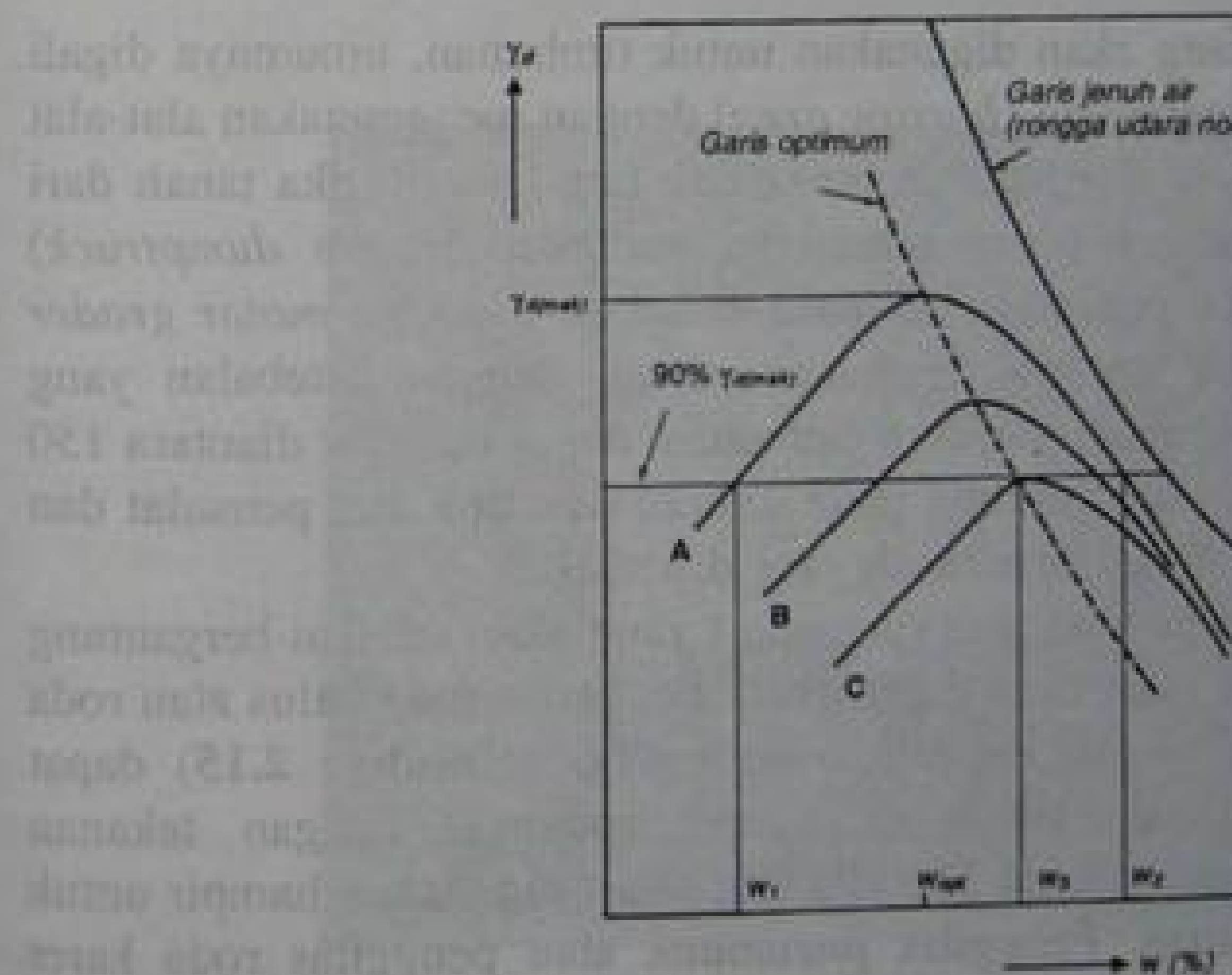
Tujuan pemadatan adalah untuk memperoleh stabilitas tanah dan memperbaiki sifat-sifat teknisnya. Oleh karena itu, sifat teknis timbunan sangat penting diperhatikan, tidak hanya kadar air dan berat volume keringnya. Prosedur pelaksanaan di lapangan pada umumnya, diterangkan di bawah ini.

Percobaan di laboratorium dilaksanakan pada contoh tanah yang diambil dari *borrow-material* (lokasi pengambilan bahan timbunan), untuk ditentukan sifat-sifat tanah yang akan dipakai dalam perencanaan. Sesudah bangunan dari tanah (tanggul, jalan, dan sebagainya) direncanakan, spesifikasi dibuat. Pengujian untuk kontrol pemadatan di lapangan dispesifikasikan dan hasilnya menjadi standar untuk pengontrolan proyek. Terdapat dua kategori spesifikasi untuk pekerjaan tanah :

- 1) Spesifikasi hasil akhir dari pemadatan.
- 2) Spesifikasi untuk cara pemadatan.

Untuk spesifikasi hasil akhir, kepadatan relatif atau persen kepadatan tertentu dispesifikasikan (kepadatan relatif adalah nilai banding dari berat volume kering di lapangan dengan berat volume kering maksimum di laboratorium menurut percobaan standar, seperti percobaan standar Proctor atau modifikasi Proctor). Dalam spesifikasi hasil akhir (banyak digunakan pada proyek-proyek jalan raya dan fondasi bangunan), sepanjang kontraktor mampu mencapai spesifikasi kepadatan relatifnya, alat maupun cara apa saja yang akan digunakan, diizinkan. Pertimbangan ekonomis dalam memperoleh hasil pemadatan dapat diilustrasikan seperti pada (Gambar 2.14). Gambar tersebut memperlihatkan 3 macam kurva dari hasil pemadatan di lapangan pada tanah yang sama, hanya dengan usaha pemadatan yang

berbeda. Anggaplah kurva A mewakili kurva pemadatan yang diperoleh dari alat pemadat yang telah ada. Kemudian untuk memperoleh, misalnya 90% dari kepadatan maksimal (γ_{dmk}), kadar air tanah yang akan dipadatkan harus diantara kadar air w_1 dan w_2 . Rentang kadar air dari w_1 sampai w_2 , ini diperoleh dengan menarik garis horizontal 90% kali γ_{dmk} pada kurva A. Jika kadar air tanah yang akan dipadatkan melampaui rentang kadar air w_1 sampai w_2 , maka sangat sulit memperoleh hasil kepadatan yang diinginkan. Pada kondisi ini tanah harus dikeringkan dulu sebelum dipadatkan. Usaha yang paling ekonomis adalah bila kadar air pada w_1 . Pada kadar air w_3 ini usaha pemadatan untuk tercapainya 90% dari kepadatan maksimum yang diinginkan paling kecil (hasil pemadatan diwakili oleh kurva C). Umumnya pemadatan di lapangan dilakukan dengan sedikit meninggikan usaha pemadatan sehingga hasilnya seperti kurva B. Jadi, rentang kadar air untuk pemadatan di lapangan yang paling baik adalah diantara kadar air optimum (w_{opt}) kurva A dan w_3 .



Gambar 2.14 Pertimbangan ekonomis dalam memperoleh hasil pemadatan.

Perlu diingat bahwa memadatkan tanah pada sisi basah optimum (*wet side of optimum*), umumnya menghasilkan kuat geser tanah hasil pemadatan lebih rendah dibandingkan dengan kadar air pada sisi kering optimum (*dry side of optimum*). Sifat-sifat tanah yang lain, seperti permeabilitas dan potensi kembang susut juga dipengaruhi oleh kadar air saat pemadatan. Karena itu, selain persen kepadatan ditentukan, rentang kadar air tanah yang akan dipadatkan sebaiknya juga ditentukan.

Untuk spesifikasi cara pemadatan, macam dan berat mesin pemadat, jumlah lintasan serta ketebalan tiap lapisan ditentukan. Hal ini banyak dipakai untuk proyek pekerjaan tanah yang besar seperti bendungan tanah.

2.6 ALAT-ALAT PEMADAT DAN PROSEDUR PEMADATAN

2.6.1 Alat-alat Pemadat

Tanah yang akan digunakan untuk timbunan, umumnya digali dari lokasi pengambilan (*borrow area*) dengan menggunakan alat-alat *bulldozer*, *shovel*, *dragline*, *scraper* dan lain-lain. Ketika tanah dari lokasi pengambilan (yang umumnya diangkut dengan *dumptruck*) sampai di lokasi penimbunan, maka *bulldozer*, *loader*, *motor grader* menghamparkan material timbunan sesuai dengan ketebalan yang dikehendaki. Ketebalan lapisan timbunan, dapat berkisar diantara 150 sampai 500 mm, bergantung pada ukuran dan tipe alat pemadat dan ukuran butiran maksimum tanah yang dipadatkan.

Macam alat penggilas (pemadat) yang akan dipakai bergantung pada tipe tanah yang akan dipadatkan. Penggilas roda halus atau roda drum (*smooth wheel*, *smooth drum roller*) (Gambar 2.15) dapat memadatkan tanah 100% di bawah rodanya, dengan tekanan kontak pada tanah sekitar 380 kPa dan dapat digunakan hampir untuk semua jenis tanah. Penggilas *pneumatik* atau penggilas roda karet (*pneumatic tire roller*) (Gambar 2.16.) dapat menggilas 80% dari total area yang tertutup oleh rodanya dan tekanan ban dapat



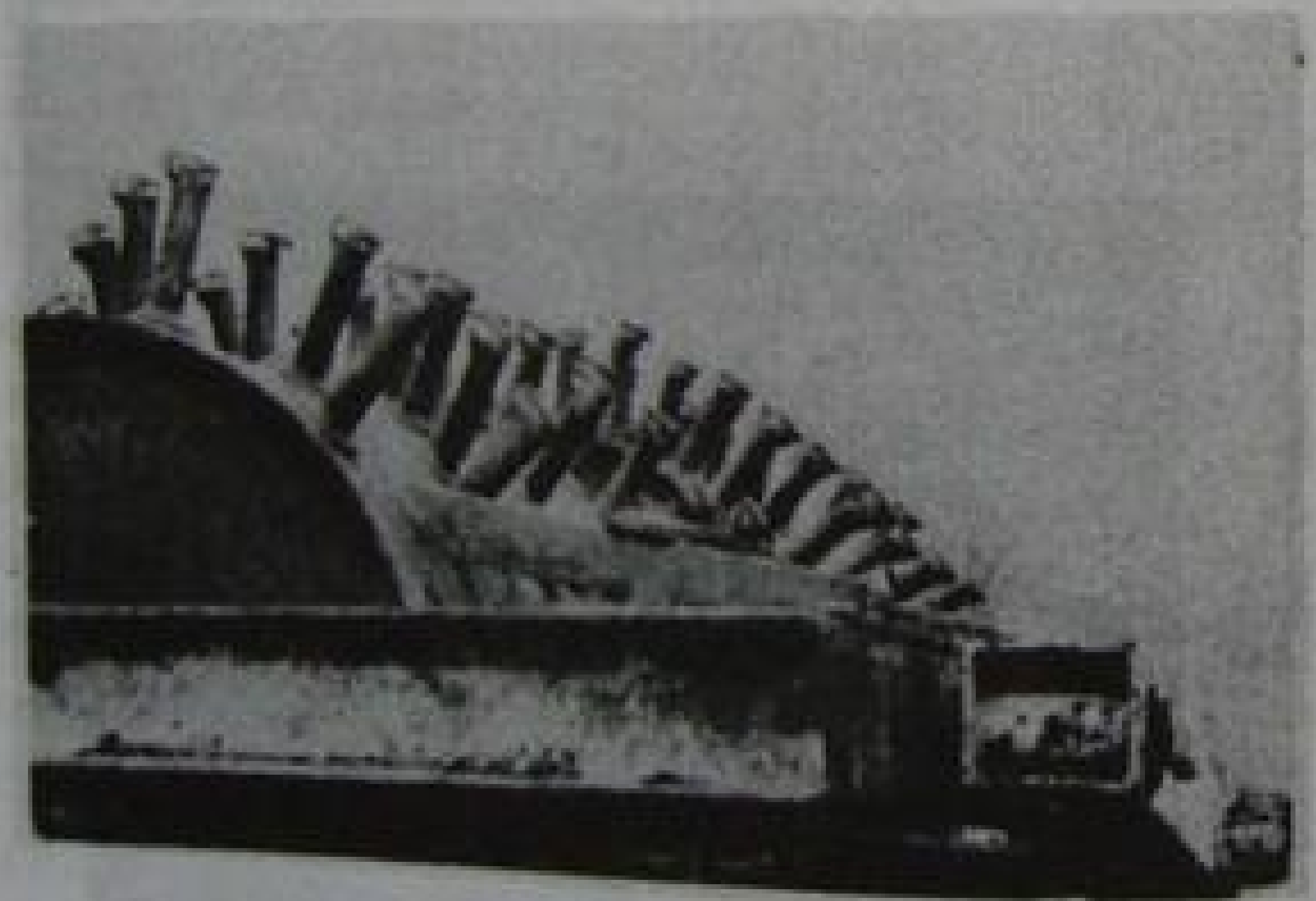
Gambar 2.15 Penggilas roda halus (*smooth drum roller*).



Gambar 2.16 Penggilas roda karet (*pneumatic tire roller*).

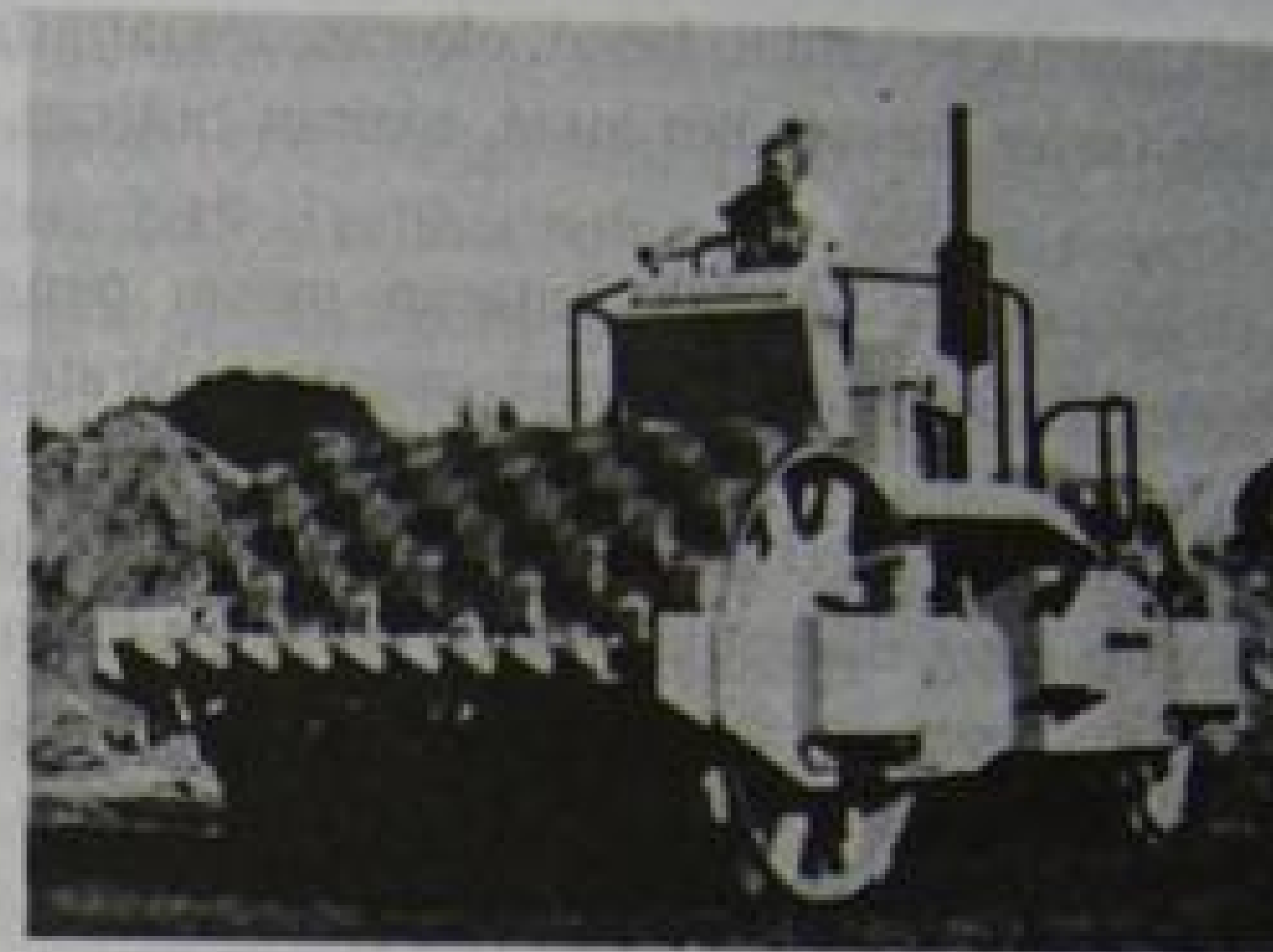
mencapai 700 kPa. Seperti penggilas roda halus, penggilas roda karet dapat digunakan pada tanah granuler dan kohesif pada timbunan jalan raya atau pembangunan bendungan.

Saat ini yang paling banyak dipakai adalah penggilas kaki kambing (*sheeps foot roller*) (Gambar 2.17). Seperti tercermin dalam namanya, pada drum dilengkapi dengan tonjolan-tonjolan atau kaki-kaki (kambing) yang telapaknya berbentuk bulat atau persegi. Luas telapak berkisar diantara 30 sampai 80 cm². Karena hanya 8 sampai 12% dari luas keseluruhan tanah yang tertutup seluruh roda tertekan oleh tonjolan, maka tekanan pada tanah menjadi sangat tinggi, yaitu dapat berkisar diantara 1400 sampai 7000 kPa (bergantung pada ukuran roda dan air yang dapat diisikan kedalam roda drum untuk menambah beratnya). Penggilas kaki kambing dapat dioperasikan dengan ditarik oleh penggerak, maupun digerakkan oleh mesinnya sendiri. Penggilas kaki kambing memadatkan tanah di bawah dasar kakinya. Penggilas ini cocok untuk tanah-tanah kohesif.



Gambar 2.17 Penggilas kaki kambing (*sheeps foot roller*).

Penggilas berkaki menonjol yang lain adalah *tamping foot roller* (Gambar 2.18). Pada penggilas ini, 40% dari luas keseluruhan tanah yang tertutup roda tertekan. Tekanan kontak pada tanah berkisar diantara 1400 sampai 8400 kPa bergantung pada ukuran roda dan



Gambar 2.18 Tamping foot roller.

pengisian air pada drum. Kaki yang dilengkapi engsel dapat bekerja sebagai alat peremas tanah. Alat ini sangat baik untuk memadatkan tanah-tanah berbutir halus.

Tipe alat pemadat yang lain, adalah mesin penggilas grid (*mesh* atau *grid roller*) yang dapat memadatkan sampai 40% area dengan tekanan pada roda 1400 sampai 6200 kPa. Alat ini sangat ideal untuk memadatkan tanah-tanah berbatu, kerikil dan pasir. Dengan kecepatan yang relatif tinggi, tanah digetarkan, dipecah dan ditumbuk.

Beberapa alat pemadat roda halus dan roda kaki kambing dilengkapi dengan alat penggetar sehingga semakin efisien bila digunakan untuk memadatkan tanah granuler. Terdapat pula mesin pemadat kecil dengan landasan yang berbentuk pelat bergetar. Alat ini digunakan pada lokasi-lokasi sempit, di mana mesin pemadat yang besar tidak dapat digunakan.

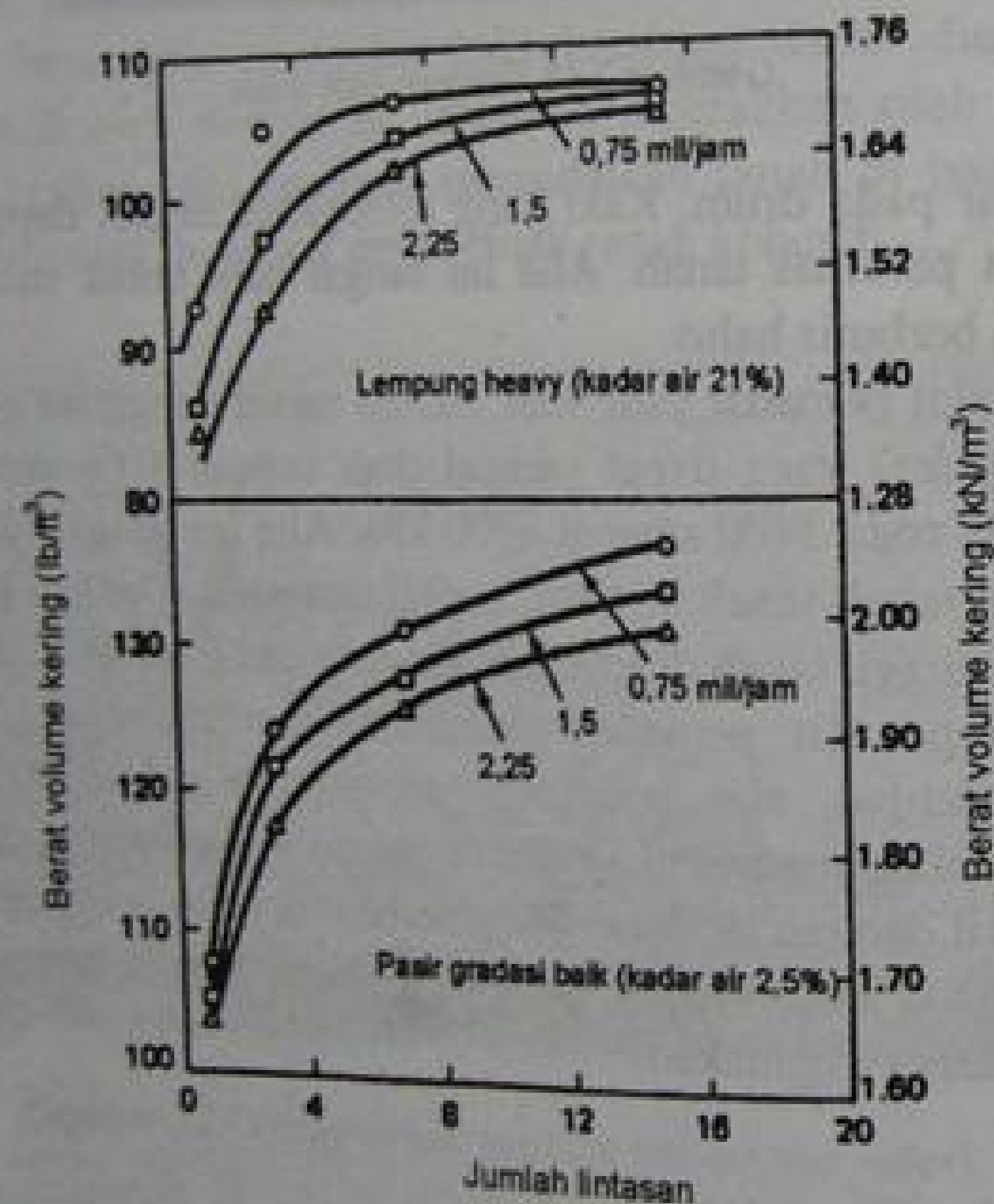
2.6.2 Prosedur Pemadatan

Terdapat banyak variabel yang mempengaruhi pemadatan getaran atau proses pemadatan tanah. Beberapa bergantung pada operator, dan yang lain bergantung pada kondisi tanah yang

dipadatkan. Variabel-variabel tersebut termasuk:

- (1) Karakteristik mesin pemadat: berat, ukuran, rentang frekuensi.
- (2) Karakteristik tanah: kepadatan awal, ukuran butiran, bentuk dan kadar air.
- (3) Prosedur pelaksanaan: jumlah lintasan mesin penggilas, tebal lapisan yang dipadatkan, frekuensi operasi vibrator, kecepatan lintasan.

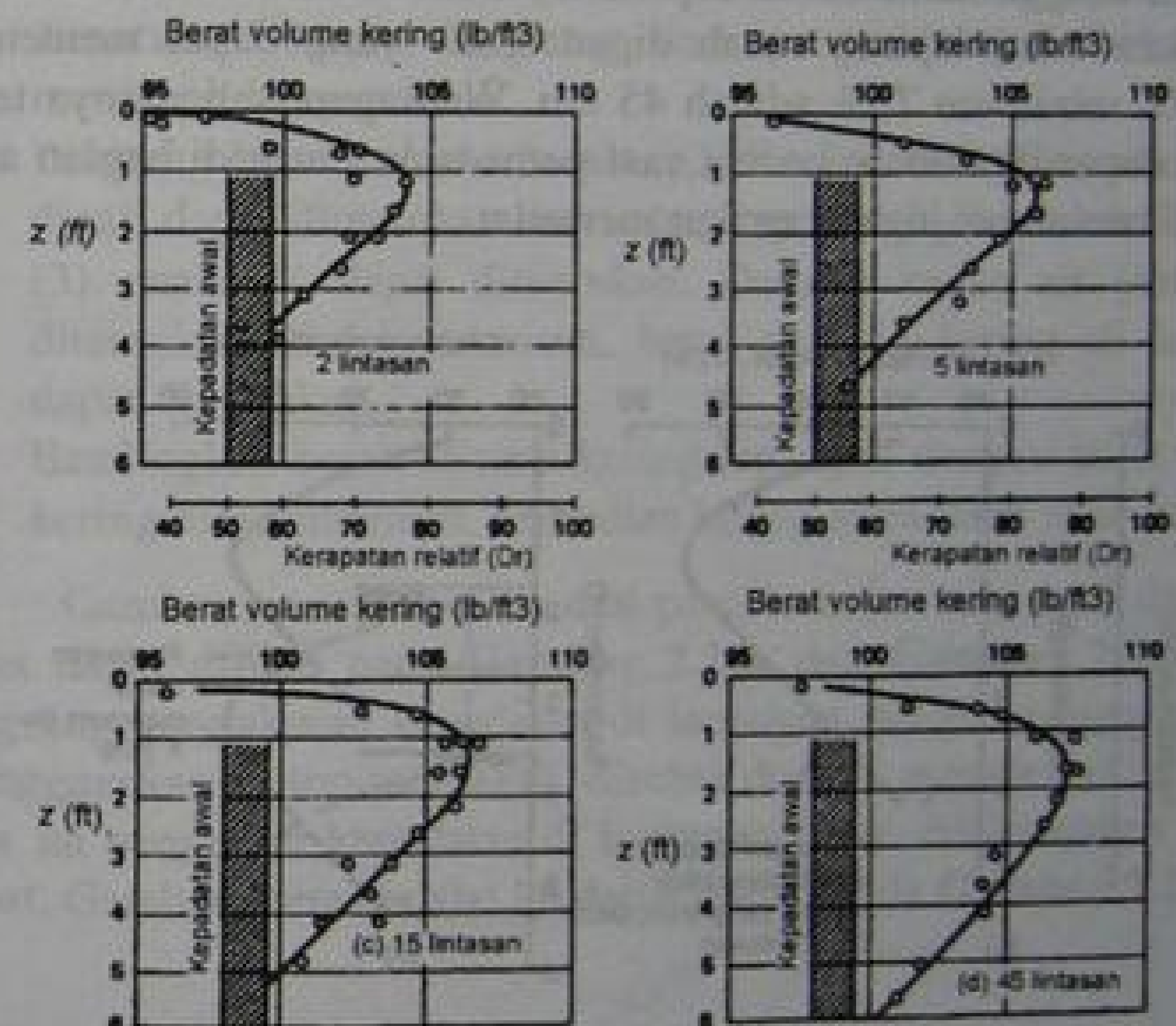
Karakteristik mesin pemadat mempengaruhi tingkat tekanan dan kedalaman pengaruh gaya dinamik. Selain itu, kepadatan awal tanah sebelum dipadatkan sangat berpengaruh pada hasil kepadatan akhirnya.



Gambar 2.19 Pengaruh jumlah lintasan mesin penggilas dan kecepatan penarik (*towing speed*) pada mesin pemadat 7700 kg pada tanah lempung berbatas cair tinggi dan pasir bergradasi baik.

Pengaruh jumlah lintasan mesin penggilas dan kecepatan penarik (*towing speed*) pada mesin pemadat 7700 kg pada tanah lempung berbatas cair tinggi dan pasir gradasi baik diperlihatkan dalam Gambar 2.19. Terlihat bahwa kepadatan tanah bertambah oleh kenaikan jumlah lintasan sampai pada suatu titik tertentu. Pada gambar tersebut diperlihatkan kurva hasil pemadatan untuk kecepatan lintasan 0,75, 1,5 dan 2,25 mph.

Pengaruh jumlah lintasan terhadap ketebalan tanah yang dipadatkan diilustrasikan pada Gambar 2.20 (D'Appolonia, dkk., 1969). Mesin pemadat dengan berat 5670 dioperasikan pada frekuensi 27,5 Hz dengan tebal tanah (tanah pasir Indiana utara) yang dipadatkan 240 cm. Kerapatan relatif (D_r) awal pasir adalah 50 sampai 60%. Uji pemadatan di lapangan dilakukan pada lubang uji (*test pit*)

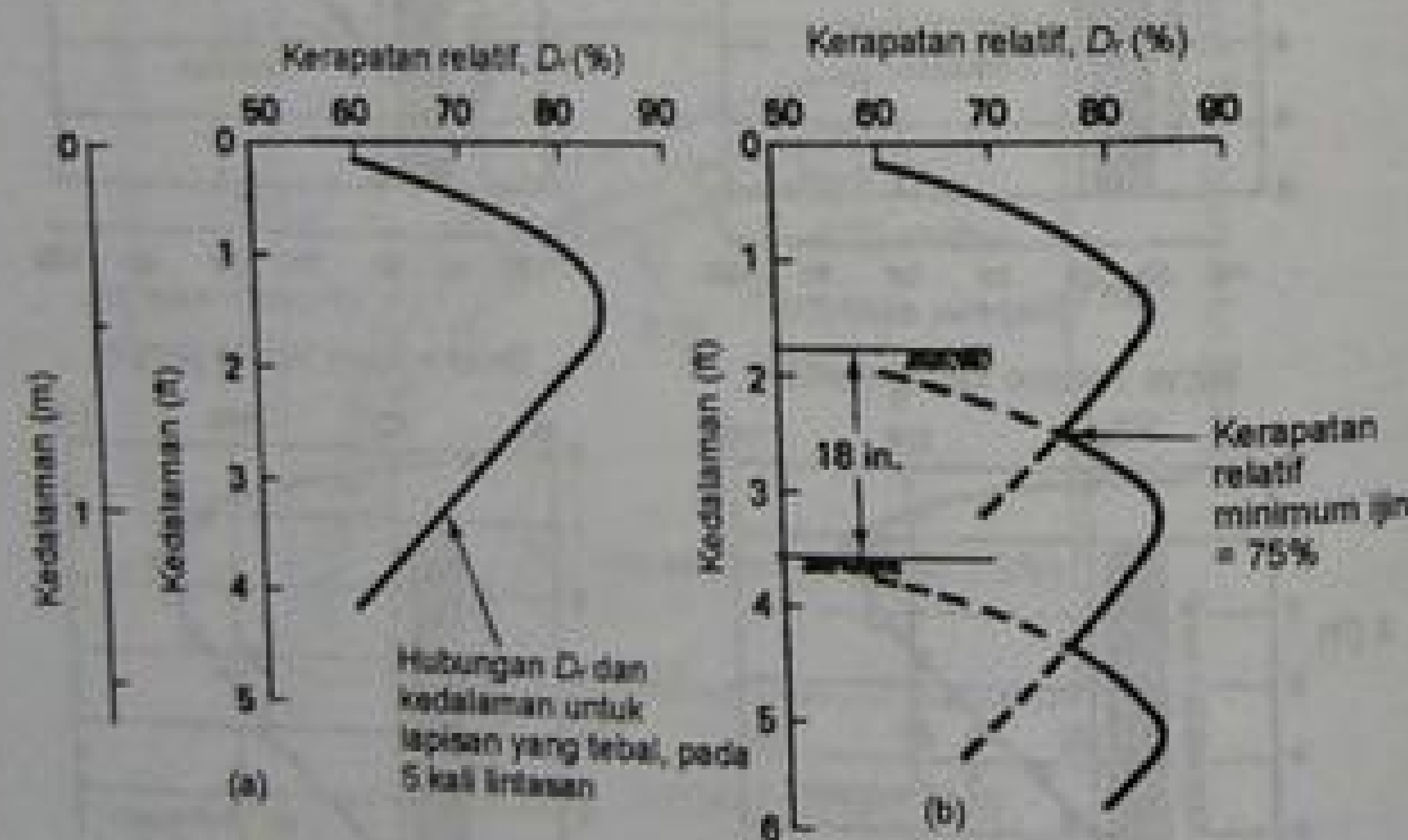


Gambar 2.20 Pengaruh jumlah lintasan terhadap ketebalan tanah yang dipadatkan (D'Appolonia, dkk., 1969).

sebelum dan sesudah pemadatan. Perhatikan kepadatan tanah (γ_d) bervariasi dengan kedalamannya. Pada 15 cm bagian atas tanah melonggar akibat vibrasi, sedang tanah mencapai kepadatan maksimal (untuk lintasan tertentu) pada kedalaman sekitar 45 cm. Saat lintasan mesin pemadat melebihi dari 5 lintasan, tidak ada kenaikan kepadatan (γ_d) yang berarti.

Cara menentukan tebal lapisan yang memenuhi kerapatan relatif (D_r) tertentu caranya adalah sebagai berikut:

Misalnya pada hasil uji pemadatan di lapangan untuk 5 kali lintasan mesin pemadat diperoleh hasil kurva kerapatan relatif terhadap kedalaman seperti pada Gambar 2.21a. Diinginkan hasil kerapatan relatif tanah minimum (D_r) minimum 75%. Untuk itu, gambarkan beberapa kurva yang sama pada kertas transparan, dan impitkan hingga membentuk seperti Gambar 2.21b. Dari sini dapat ditentukan tebal lapisan tanah dipadatkan yang dapat memenuhi syarat D_r minimum 75% adalah 45 cm. Walaupun, sebenarnya tebal lapisan dapat ditambah, karena saat pemadatan tanah di bagian atas, tanah di bawahnya juga akan ikut memadat.



Gambar 2.21 (a) Hasil uji pemadatan di lapangan untuk 5 kali lintasan mesin pemadat.
(b) Penentuan tebal lapisan yang memenuhi syarat tingkat kepadatan tertentu ($D_r = 75\%$).

2.7 KONTROL KEPADATAN DI LAPANGAN

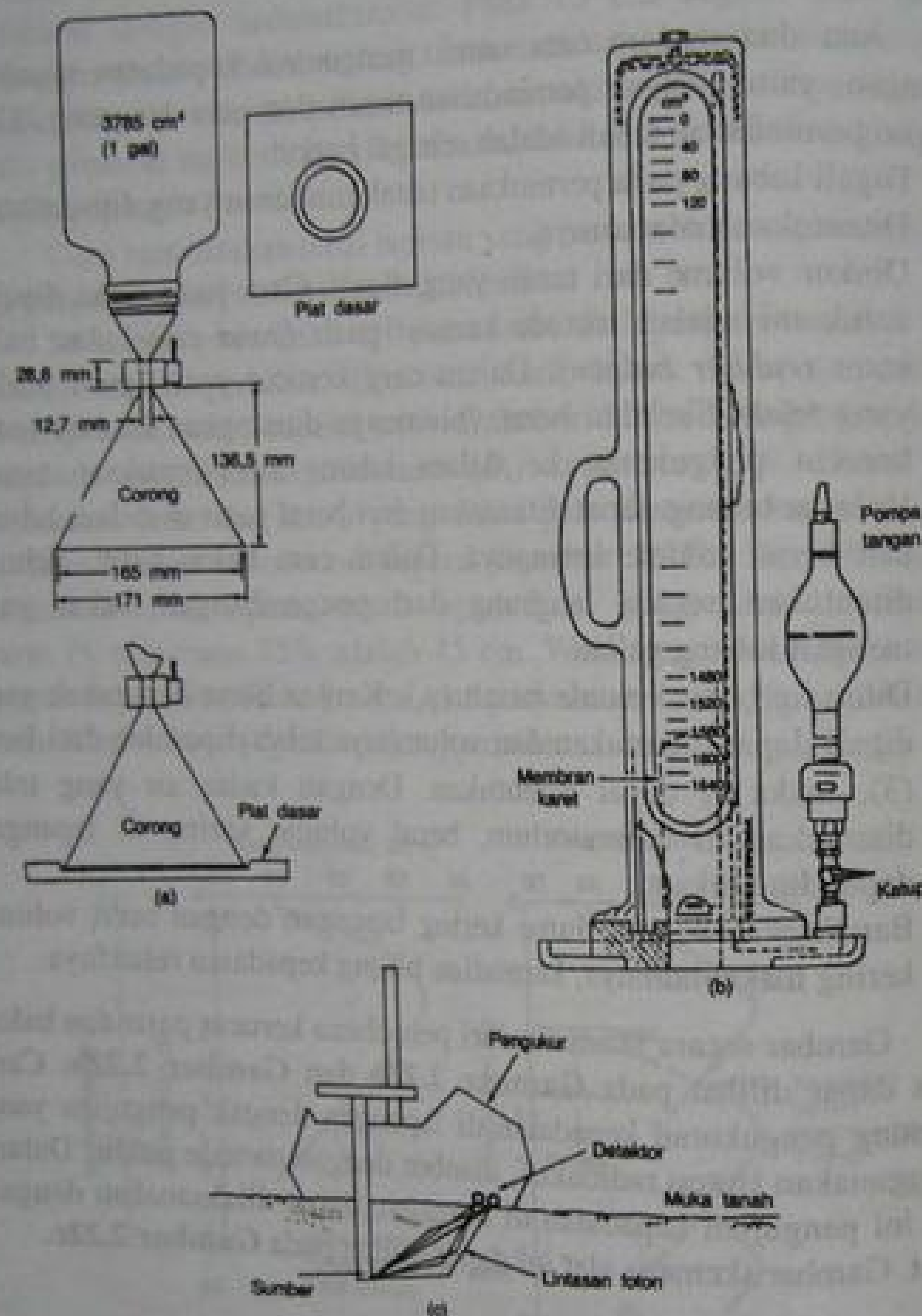
Ada dua macam cara untuk mengontrol kepadatan tanah di lapangan, yaitu dengan pemindahan tanah dan cara langsung. Cara dengan pemindahan tanah adalah sebagai berikut:

- (1) Digali lubang pada permukaan tanah timbunan yang dipadatkan.
- (2) Ditentukan kadar airnya.
- (3) Diukur volume dari tanah yang digali. Cara yang biasa dipakai untuk ini adalah metode kerucut pasir (*sand cone*) dan balon karet (*rubber balloon*). Dalam cara kerucut pasir, pasir kering yang telah diketahui berat volumenya dituangkan ke luar lewat kerucut pengukuran ke dalam lubang di permukaan tanah. Volume lubang dapat ditentukan dari berat pasir di dalam lubang dan berat volume keringnya. Dalam cara balon karet, volume ditentukan secara langsung dari pengembangan balon yang mengisi lubang galian.
- (4) Dihitung berat volume basah (γ_b). Karena berat dari tanah yang digali dapat ditentukan dan volumenya telah diperoleh dari butir (3), maka γ_b dapat ditentukan. Dengan kadar air yang telah ditentukan di laboratorium, berat volume kering di lapangan dapat ditentukan.
- (5) Bandingkan berat volume kering lapangan dengan berat volume kering maksimumnya, kemudian hitung kepadatan relatifnya.

Gambar secara skematis dari percobaan kerucut pasir dan balon karet dapat dilihat pada Gambar 2.22a dan Gambar 2.22b. Cara langsung pengukuran kepadatan di lapangan dengan pengujian yang menggunakan isotop radioaktif, disebut dengan metode nuklir. Dalam cara ini pengujian kepadatan di lapangan dapat dilaksanakan dengan cepat. Gambar skematis alat ini dapat dilihat pada Gambar 2.22c.

Contoh soal 2.1 :

Untuk mengetahui berat volume tanah di lapangan, dilakukan percobaan kerucut pasir (*sand cone*). Tanah seberat 4,56 kg digali dari



Gambar 2.22 Alat uji pemadatan di lapangan
(a) Metode kerucut pasir. (b) Metode balon karet. (c) Metode nuklir.

lubang di permukaan tanah. Lubang diisi dengan 3,54 kg pasir kering sampai memenuhi lubang tersebut.

- (1) Jika dengan pasir yang sama membutuhkan 6,57 kg untuk mengisi cetakan dengan volume $0,0042 \text{ m}^3$, tentukan berat volume basah tanah tersebut.
- (2) Untuk menentukan kadar air, tanah basah seberat 24 gram, dan berat kering 20 gram dipakai sebagai benda uji. Jika berat jenis tanah 2,68, tentukan kadar air, berat volume kering, dan derajat kejenuhannya.

Penyelesaian :

$$(a) \text{ Volume lubang} = \frac{0,0042}{6,57} \times 3,54 = 0,0023 \text{ m}^3$$

Berat volume basah:

$$\gamma_b = W/V = 4,56/0,0023 = 2018 \text{ kg/m}^3 (19,72 \text{ kN/m}^3)$$

$$(b) \text{ Kadar air: } w = W_w/W_s = 4/20 = 0,20 = 20\%$$

Berat volume kering:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1+w} = \frac{2018}{1+0,20} = 1682 \text{ kg/m}^3 (16,5 \text{ kN/m}^3)$$

$$V = \frac{W}{\gamma_b} = \frac{24 \times 1000^3}{2,68 \times 1000 \times 1000} = 11893 \text{ mm}^3$$

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{20 \times 1000^3}{2,68 \times 1000 \times 1000} = 7463 \text{ mm}^3$$

$$V_v = V - V_s = 11893 - 7463 = 4430 \text{ mm}^3$$

$$V_w = W_w/\gamma_w = 4/1 = 4 \text{ cm}^3 = 4000 \text{ mm}^3$$

$$S = 4000/4430 = 0,90$$

Jadi, derajat kejenuhan tanah tersebut $S = 90 \%$

Contoh soal 2.2 :

Dalam uji pemadatan standar Proctor, diperoleh data sebagai berikut:

γ_b (g/cm ³)	2,06	2,13	2,15	2,16	2,14
w (%)	12,90	14,30	15,70	16,90	17,90

- Gambarkan grafik hubungan berat volume kering dan kadar air, dan tentukan besarnya berat volume kering maksimum dan kadar airnya.
- Hitung kadar air yang dibutuhkan untuk membuat tanah menjadi jenuh pada berat volume kering maksimum, jika berat jenis tanah $G_s = 2,73$.
- Gambarkan garis rongga udara nol (*zero air void*) dan kadar udara 5 %.

Penyelesaian :

- (a) Dari persamaan : $\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + w}$

w	0,129	0,143	0,157	0,169	0,179
γ_b (g/cm ³)	2,06	2,13	2,15	2,16	2,14
γ_d (g/cm ³)	1,82	1,86	1,86	1,85	1,82

Dari Gambar C2.1, diperoleh berat volume kering maksimum $\gamma_{d\max} = 1,87 \text{ t/m}^3$ (18,34 kN/m³) dan kadar air optimum $w_{\text{opt}} = 14,9 \%$.

- (b) Pada berat volume kering $\gamma_d = 1,87 \text{ g/cm}^3$ (18,34 kN/m³)

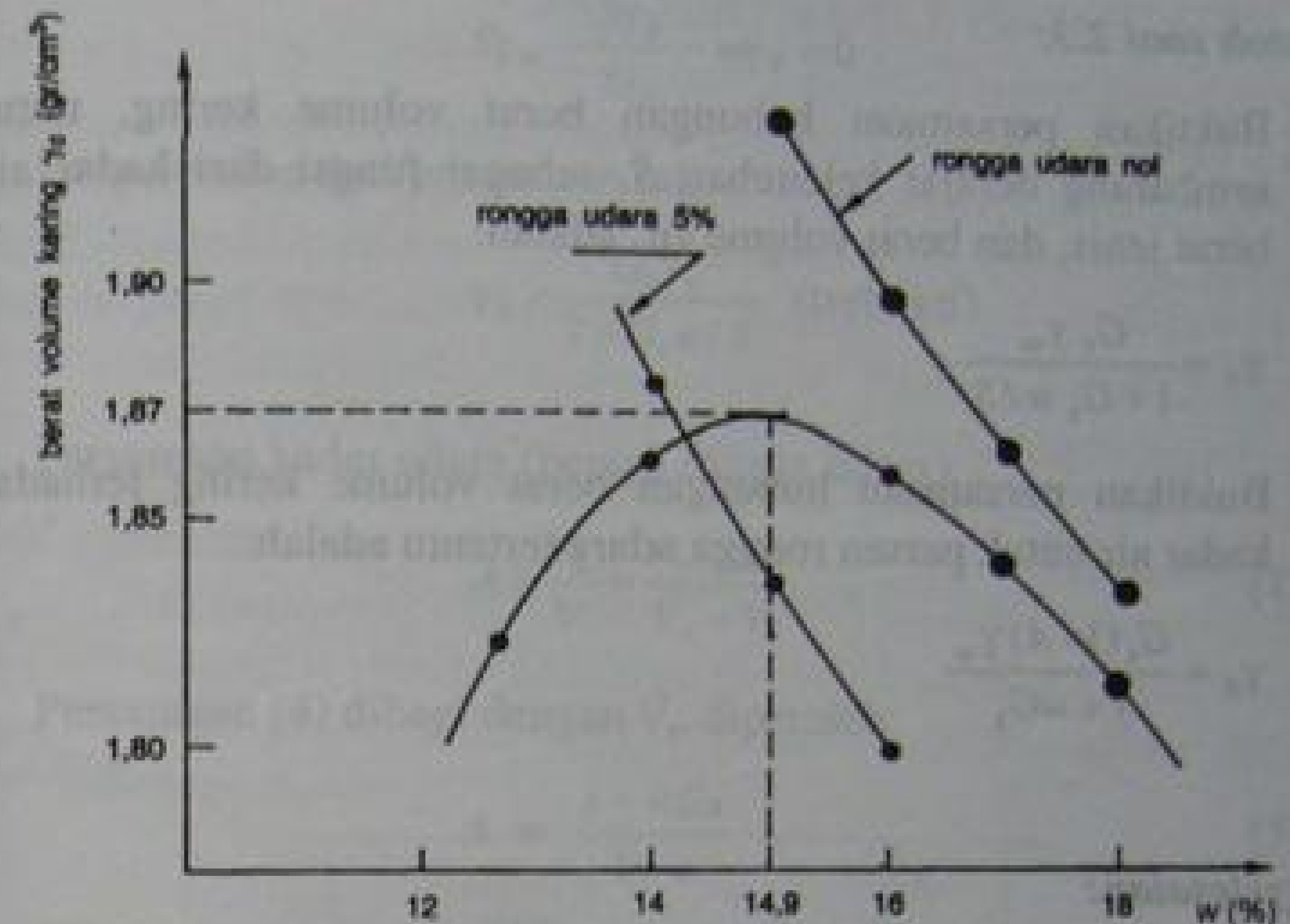
Untuk 1 m³ benda uji, maka $W_s = 1,87 \text{ t}$

Volume padat:

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{1,87}{(2,73)(1)} = 0,683 \text{ m}^3 \text{ (karena } G_s = \gamma_s / \gamma_w)$$

Volume air untuk penjenjutan $V_w = 1 - 0,683 = 0,317 \text{ m}^3$.

Berat air $W_w = V_w \gamma_w = 0,317 \times 1 = 0,317 \text{ t}$.



Gambar C2.1.

- (c) Kadar air: $w = W_w / W_s = 0,317 / 1,87 \times 100 = 17 \%$.

- (c) Dipilih nilai-nilai kadar air :

$w(\%)$:	14	15	16	17	18
$(1 + wG_s)$	1,38	1,41	1,44	1,46	1,49
Untuk kadar udara $A = 0\%$; $1 - A = 1$; $G_s \gamma_w = 2,73$					
γ_d (g/cm ³)	1,98	1,94	1,90	1,87	1,83
Untuk kadar udara $A = 5\%$; $1 - A = 0,95$; $G_s \gamma_w (1 - A) = 2,60$					
γ_d (g/cm ³)	1,88	1,84	1,80	1,78	1,74

Gambar kurva pemadatan dapat dilihat pada Gambar C2.1.

Contoh soal 2.3:

- (a) Buktikan persamaan hubungan berat volume kering, untuk sembarang derajat kejenuhan S , sebagai fungsi dari kadar air, berat jenis, dan berat volume air, adalah:

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + G_s w / S}$$

- (b) Buktikan persamaan hubungan berat volume kering terhadap kadar air untuk persen rongga udara tertentu adalah:

$$\gamma_d = \frac{G_s (1 - A) \gamma_w}{1 + w G_s}$$

Penyelesaian:

- (a) Derajat kejenuhan: $S = \frac{V_w}{V_v}$ (1)

Untuk volume tanah total $V = 1 \text{ m}^3$ (maka $\gamma_d = W_s/V = W_s/1$) volume air dapat dinyatakan oleh:

$$V_w = \frac{w \gamma_d}{\gamma_w} \quad (2)$$

dengan kadar air w dalam desimal.

Volume rongga pori:

$$V_v = V - V_s = 1 - V_s = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_w G_s} \quad (3)$$

Substitusi Persamaan (2) dan (3) ke Persamaan (1),

$$S = \frac{w \gamma_d}{\gamma_w (1 - \gamma_d / G_s \gamma_w)}$$

$$S \gamma_w - \frac{S \gamma_d}{G_s} - w \gamma_d = 0$$

Penyelesaian dari persamaan ini,

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + G_s w / S} \quad (\text{terbukti})$$

- (b) Persamaan kadar udara (persen rongga udara):

$$A = \frac{V_a}{V} = \frac{V_v - V_w}{V_v + V_s} \quad (4)$$

Persamaan (4) dibagi dengan V_v , diperoleh:

$$A = \frac{e - w G_s}{1 + e} \quad (5)$$

Bila tanah tidak jenuh, berlaku $e S = w G_s$.

Dengan substitusi S ke dalam Persamaan (5), diperoleh

$$e = \frac{w G_s + A}{1 - A} \quad (6)$$

Karena

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w G_s}{1 + e} \quad (7)$$

Substitusi Persamaan (6) ke (7),

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w G_s}{1 + (w G_s + A) / (1 - A)}$$

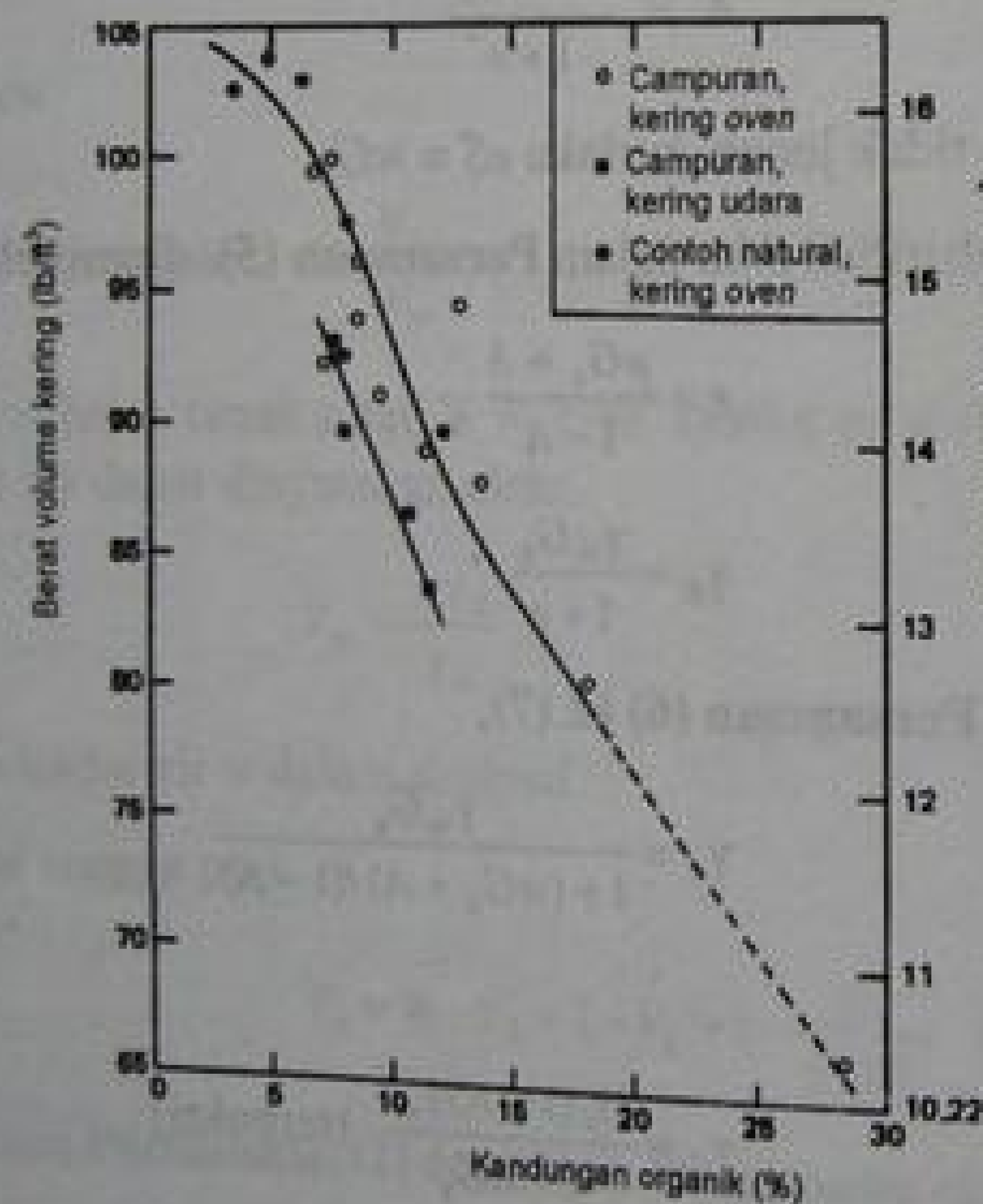
Diperoleh,

$$\gamma_d = \frac{G_s (1 - A) \gamma_w}{1 + w G_s} \quad (\text{terbukti})$$

2.8 PEMADATAN TANAH ORGANIK

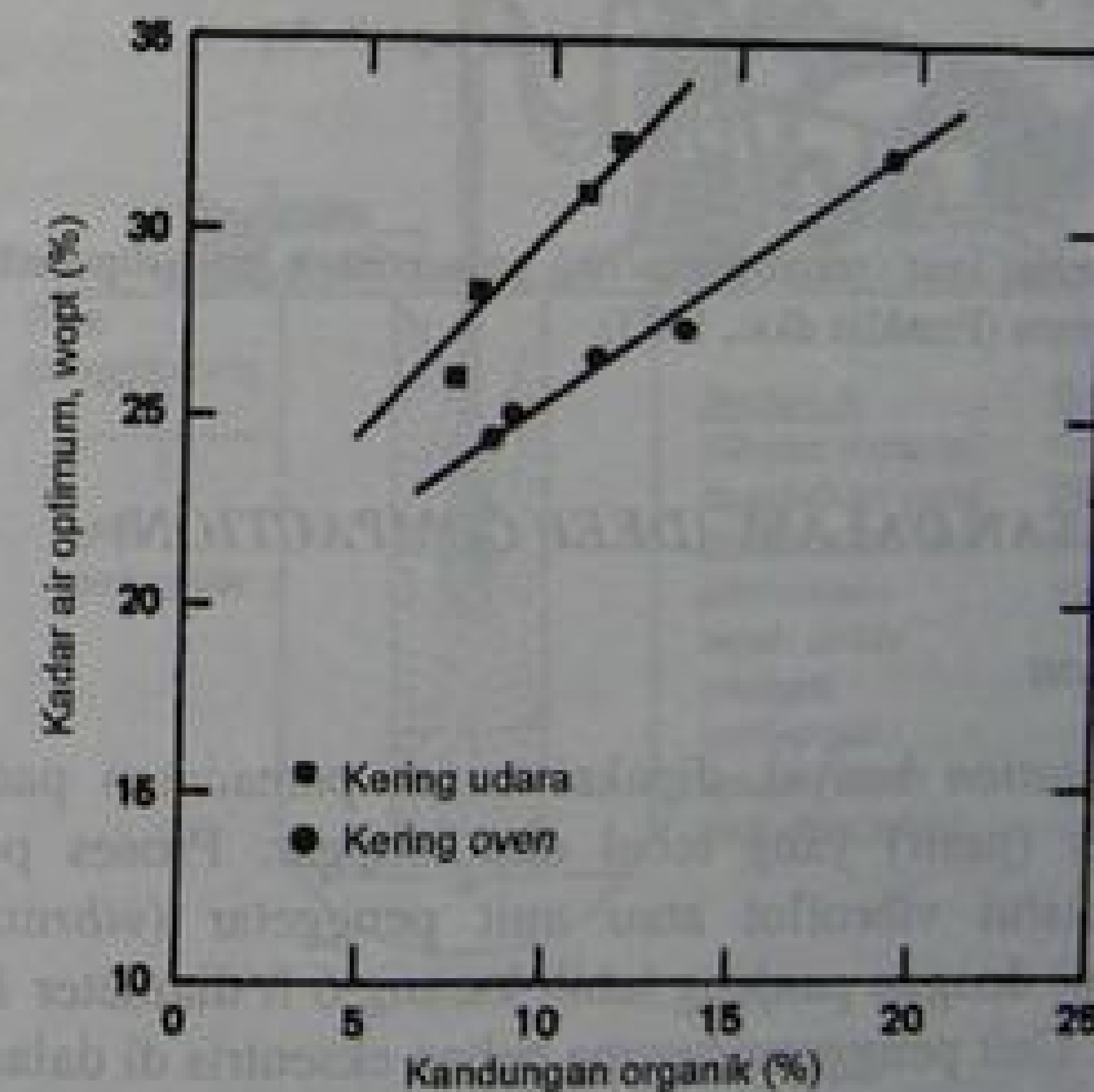
Adanya material organik di dalam tanah cenderung mereduksi kekuatan tanah. Karena itu, tanah-tanah yang mengandung bahan organik sebaiknya tidak dipakai sebagai bahan timbunan. Kadar organik (Organic Content), *OC*, didefinisikan oleh Franklin dkk., (1973) sebagai berikut:

$$OC = \frac{\text{Kehilangan berat oleh pemanasan oven dari } 105^{\circ} \text{ sampai } 400^{\circ}}{\text{Berat kering tanah pada suhu } 105^{\circ}} \quad (2.5)$$

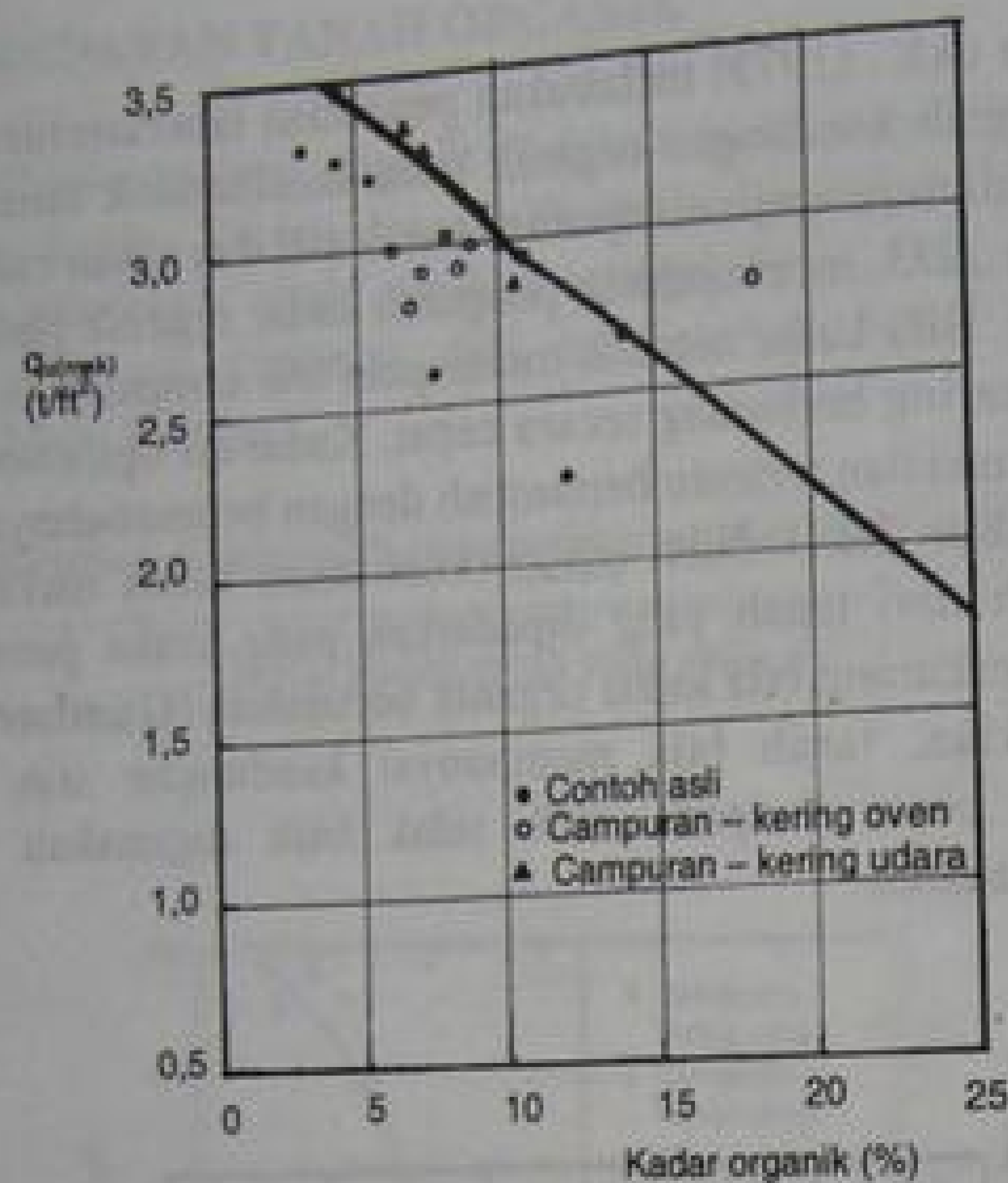


Gambar 2.23 Variasi berat volume kering terhadap kandungan organik (Franklin dkk., 1973).

Franklin dkk., (1973) melakukan penelitian laboratorium untuk meneliti pengaruh kandungan organik pada karakteristik tanah yang dipadatkan. Dalam pengujian, sejumlah tanah asli dan tanah campuran diuji. **Gambar 2.23**, menunjukkan pengaruh kadar organik pada berat volume kering. Bila kadar organik melampaui 8% sampai 10%, maka berat volume kering berkurang secara cepat. Kadar air optimum (w_{opt}) pada usaha pemadatan tertentu bertambah dengan bertambahnya kadar organik (**Gambar 2.24**). Nilai $q_u(max)$ (kuat tekan bebas maksimum) yang diperoleh dari tanah yang dipadatkan pada usaha pemadatan tertentu juga berkurang bila kadar organik bertambah (**Gambar 2.25**). Dengan demikian, tanah bila mempunyai kandungan atau kadar organik lebih besar daripada 10% tidak baik digunakan dalam pekerjaan pemadatan.



Gambar 2.24 Variasi kadar air optimum terhadap kadar organik (Franklin, 1973).



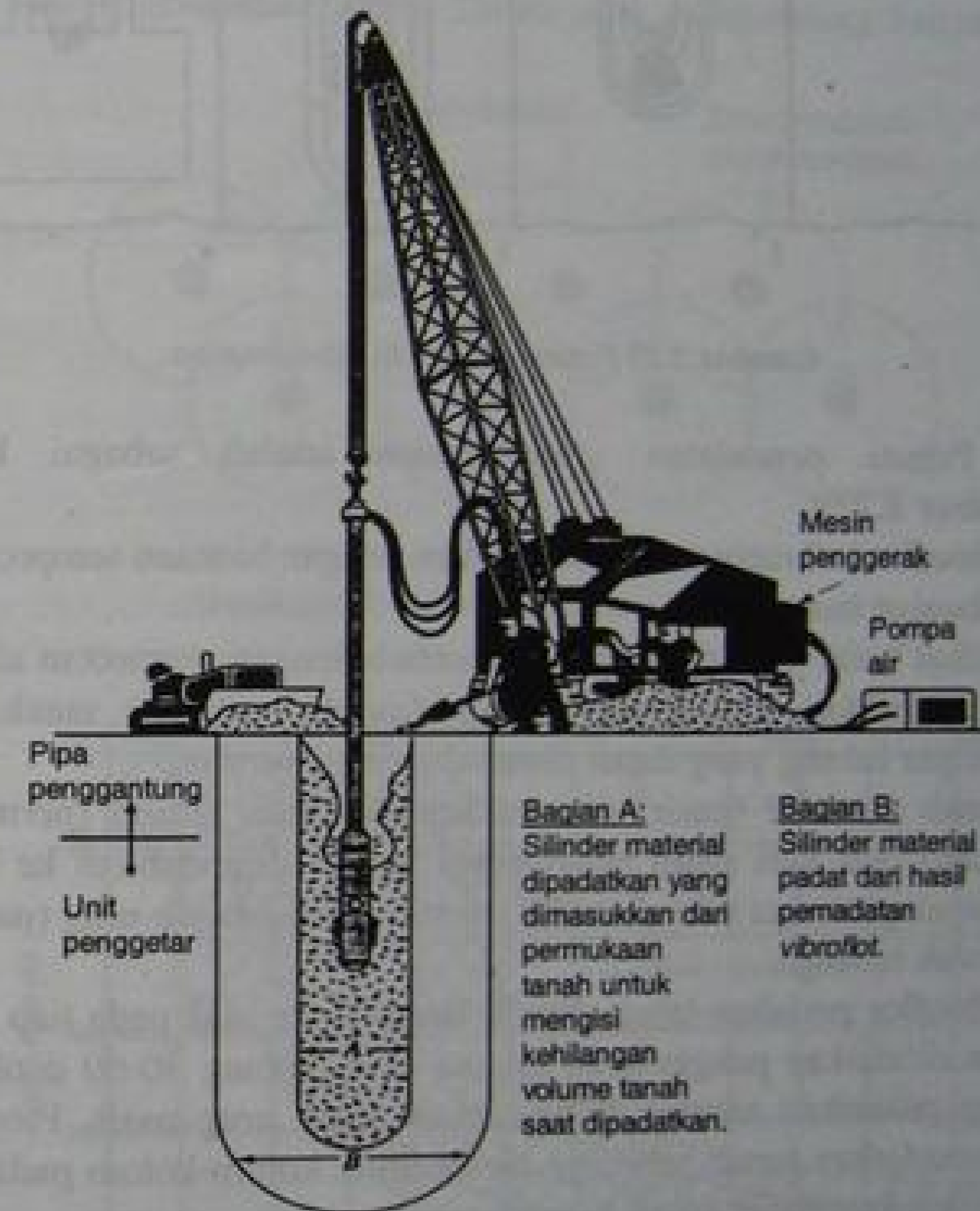
Gambar 2.25 Variasi kuat tekan bebas (q_u) pada contoh yang dipadatkan dengan kadar organik tertentu (Franklin dkk., 1973).

2.9 PEMADATAN DALAM (DEEP COMPACTION)

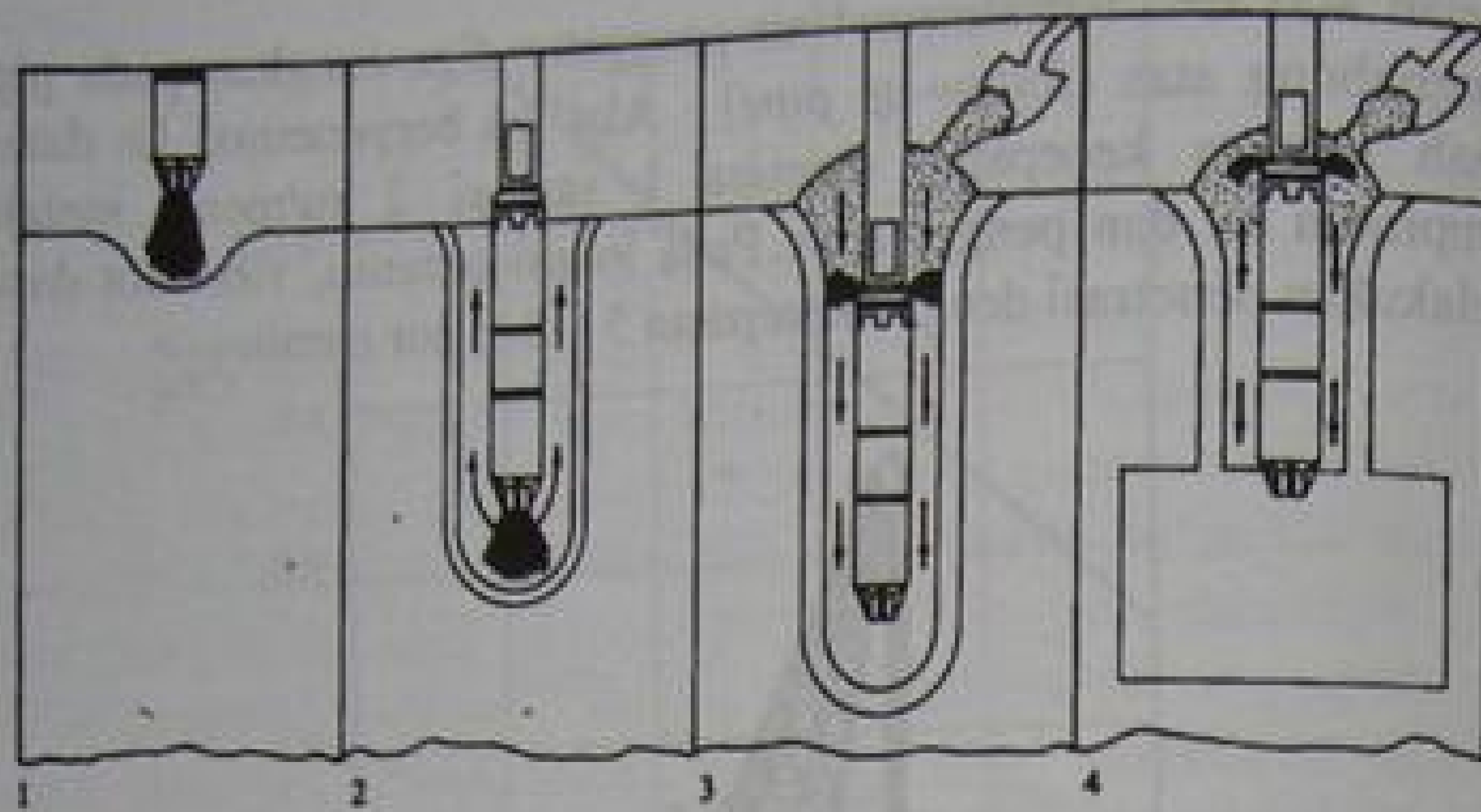
a. Vibroflotation

Vibroflotation banyak dipakai untuk pemadatan pada tanah-tanah granuler (pasir) yang tebal dan longgar. Proses pemadatan dilakukan melalui vibroflot atau unit penggetar (*vibrating unit*) (Gambar 2.26) dengan panjang lebih kurang 6 ft diameter 17 in. dan berat 4000 lb. Unit penggetar berupa beban eksentris di dalamnya dan dapat mengembangkan gaya-gaya sentrifugal. Unit penggetar ini dapat menggetarkan tanah dengan gaya sentrifugal horizontal sekitar 10 ton pada 1800 rpm. Pada alat ini terdapat pintu-pintu penyemprot air pada

bagian atas dan bawahnya. Unit penggetar digantungkan pada pipa penghubung atas (*follow-up pipe*). Alat ini berpenetrasi ke dalam tanah dengan kecepatan diantara 1 sampai 2 m/menit melalui semprotan air dan penggetaran. Pada lokasi tertentu, vibroflot dapat melakukan penetrasi dengan kecepatan 5 – 8 m per menit.



Gambar 2.26 Alat pemadat vibroflotation (Brown, 1977).



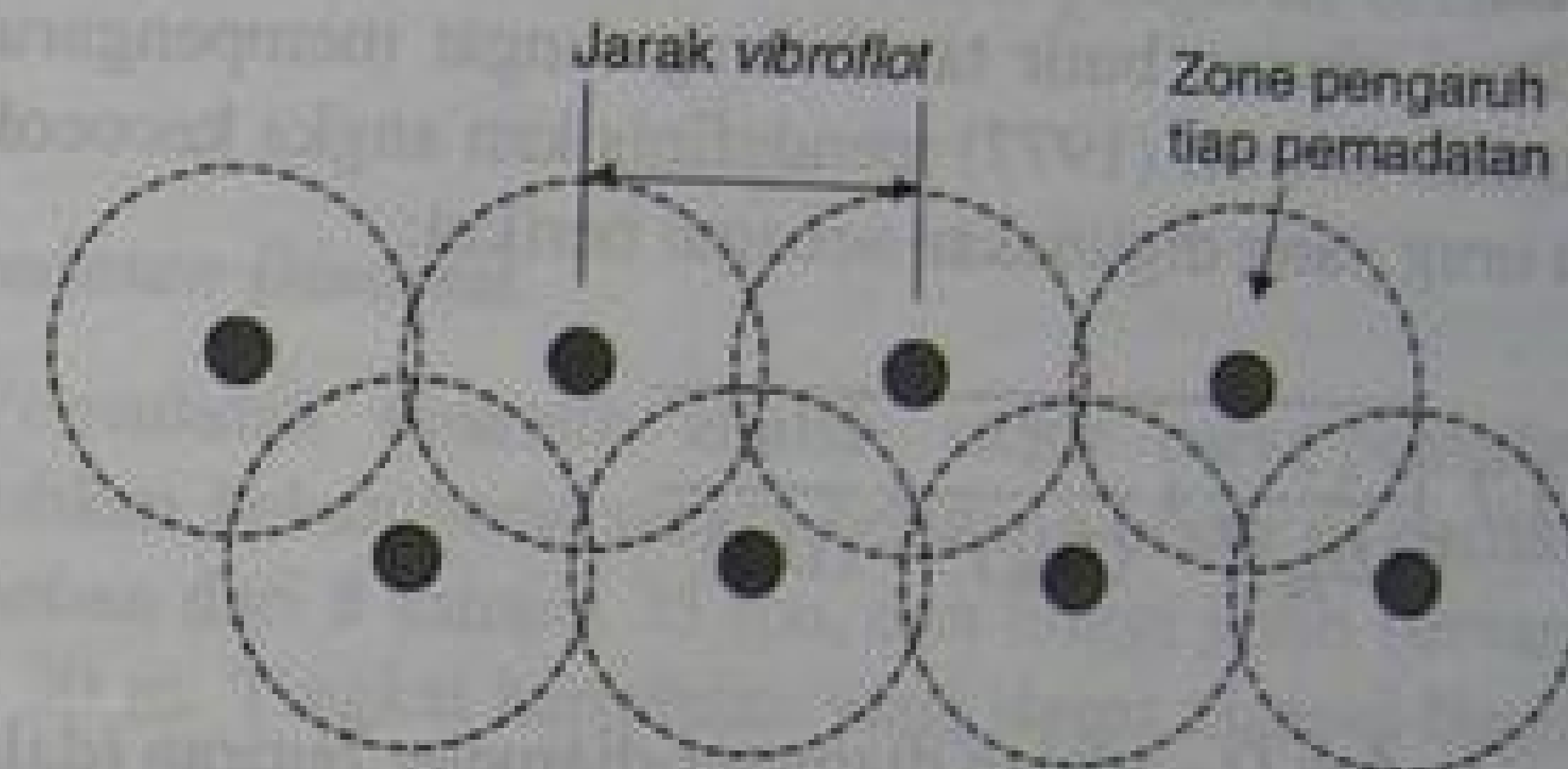
Gambar 2.27 Proses pemadatan vibroflotation.

Proses pemadatan *vibroflotation* adalah sebagai berikut (Gambar 2.27):

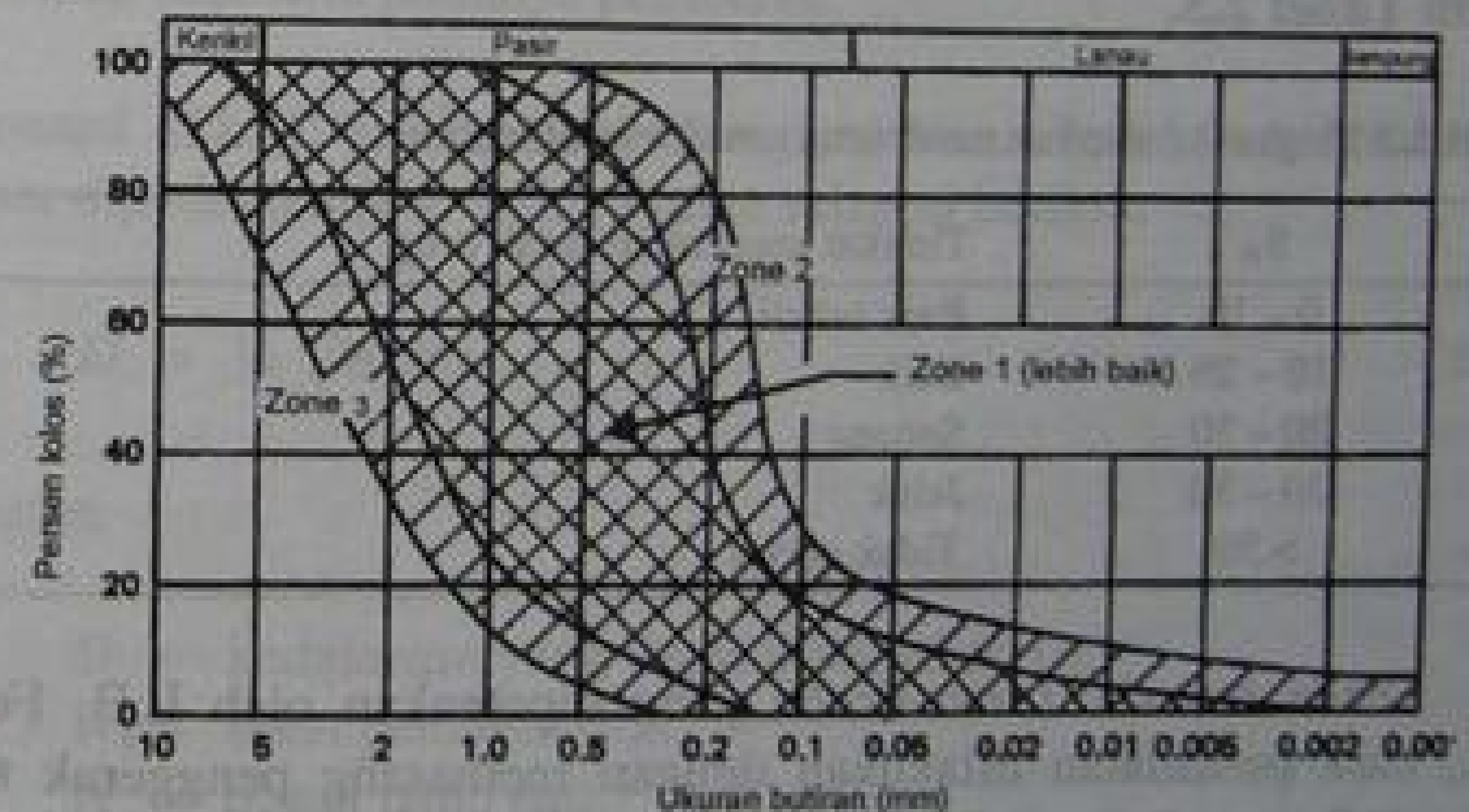
1. Vibroflot (*vibrating unit*) diturunkan dengan bantuan semprotan air di bagian bawahnya.
2. Akibat berat sendiri vibroflot ditambah dengan semprotan air yang menyebabkan kondisi pembuburan (*quick condition*) tanah, maka tercipta lubang yang dapat dimasuki oleh *vibroflot*.
3. Tanah granuler (pasir) dimasukkan dari atas lubang (permukaan tanah). Air dari pintu penyemprot bawah dipindahkan ke bagian penyemprot atas *vibroflot*. Air ini mendorong tanah urug (pasir) ke bawah lubang.
4. Vibroflot perlahan-lahan ditarik bertahap ke atas pada tiap 30 cm dan dilakukan penggetaran selama lebih kurang 30-60 detik pada tiap penarikan sambil di masukkan tanah urug pasir. Proses ini memadatkan tanah sehingga membentuk kolom-kolom padat pada tingkat kepadatan tanah yang diinginkan.

Zone tanah yang dapat dipadatkan, bergantung pada macam vibroflotnya. Blok silinder yang memadat mempunyai jari-jari sekitar 2 meter untuk vibroflot-30 hp. Radius ini dapat bertambah besar bila

dipakai vibroflot 100 hp. Pemadatan dengan *vibroflotation* dapat dikerjakan pada bermacam-macam jarak, bergantung pada zone yang dipadatkan (Gambar 2.28). Kapasitas pemadatan yang baik bergantung pada distribusi ukuran butir tanah dan tipe tanah urug sebagai pengisi lubang saat periode penarikan vibroflot. Kisaran (*range*) ukuran distribusi butiran tanah di lapangan yang paling cocok pada zone 1 (Gambar 2.29). Tanah yang mengandung banyak pasir



Gambar 2.28 Jarak pemadatan vibroflotation.



Gambar 2.29 Kisaran distribusi ukuran butir tanah yang efektif untuk vibroflotation.

halus dan partikel ukuran lanau sulit dipadatkan, sehingga memerlukan usaha pemadatan yang besar untuk mencapai kepadatan yang diinginkan. Zone 2 secara pendekatan adalah batas bawah dari ukuran butiran di mana *vibroflotation* efektif digunakan. Tanah dengan ukuran butiran yang berada pada zone 3 banyak mengandung kerikil, untuk ini kecepatan penetrasi vibroflot berkurang, karena itu mungkin menjadi tidak ekonomis berhubung pekerjaan pemadatan menjadi lama.

Distribusi ukuran butir tanah urug sangat mempengaruhi hasil kepadatan tanah. Brown (1977) mendefinisikan angka kecocokan (S_N) untuk tanah urug yang digunakan sebagai berikut:

$$S_N = 1,7 \sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \quad (2.6)$$

dengan D_{50} , D_{20} dan D_{10} adalah diameter-diameter butiran (dalam mm) yang dapat diperoleh dari analisis distribusi butiran. Bila S_N mengecil, maka tanah urug semakin baik digunakan. Tingkat kecocokan tanah urug yang akan digunakan pada pekerjaan *vibroflotation* ditunjukkan dalam Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Tingkat kecocokan tanah urug untuk *vibroflotation*

S_N	Tingkat kecocokan tanah urug
0 – 10	Baik sekali
10 – 20	Baik
20 – 30	Sedang
30 – 50	Jelek
> 50	Tidak cocok

Pada metode *Terra-Probe* yang dipatenkan oleh L.B. Foster Co., cara pemadatan dilakukan dengan memasang penggerak tiang getar (*vibratory pile driver*) pada *probe* (tiang) dan digetarkan dalam tanah. Tanah-tanah yang cocok dipadatkan dengan *vibroflotation* juga cocok digunakan pada *Terra-Probe*. Tiang getar dimasukkan ke tanah

dengan jarak 1,2 – 5 m bergantung pada tingkat kepadatan yang diinginkan.

Alat *vibroflotation* dapat digunakan dalam tanah kohesif lunak dengan memasukkan kolom tanah granuler untuk menaikkan kekuatan dan kekakuan tanah. Kolom pasir dibuat dengan menenggelamkan alat *vibroflotation*, kemudian mengurugnya dan sekaligus menaikkan alat pada urugan setinggi 30 cm. Material granuler memadat ke arah lateral dan vertikal oleh akibat pengaruh berat vibroflot dan getaran.

b. Pemadatan Dinamik

Pemadatan dinamik adalah suatu cara pemadatan dengan menjatuhkan beban berat secara berulang-ulang di permukaan tanah. Berat beban dari 8 sampai 35 ton, dan tinggi jatuh bervariasi dari 7,5 sampai 30 m. Tingkat kepadatan yang dapat dicapai bergantung pada beberapa faktor, seperti:

1. Berat beban (pemukul).
2. Tinggi jatuh beban.
3. Jarak titik-titik jatuhnya pemberat.

Leonard dkk.(1980) menyarankan persamaan kedalaman tanah yang dapat dipadatkan (D) oleh pukulan sebagai berikut:

$$D = \frac{1}{2} \sqrt{W_h H} \quad (2.7)$$

dengan:

D = kedalaman yang dapat dipadatkan (m)

W_h = berat pemukul (ton)

H = tinggi jatuh (m)

Chow dkk. (2000) menyarankan hubungan kedalaman lubang dan energi kejut (*impact energy*) pada tingkat energi jenuh. Tingkat

energi jenuh ini terjadi saat tambahan kedalaman akibat tumbukan berikutnya tidak lebih dari 5% dari tumbukan awal. Jumlah pukulan yang dibutuhkan untuk mencapai tingkat energi jenuh ini kira-kira 10 – 15 pukulan. Persamaan yang disarankan oleh Chow dkk. (2000) adalah sebagai berikut:

$$D_c = \frac{E_B}{31,2 + 0,39E_B} - 0,125 \quad (2.8)$$

dengan D_c = kedalaman lubang (m), E_B = energi kejut per pukulan (t.m). Untuk kedalaman tanah yang dapat dipadatkan (D), Chow dkk. (2000) menyarankan persamaan:

$$D = \frac{E_B}{5 + 0,075E_B} \quad (2.9)$$

dengan D dalam meter dan E_B dalam t.m.

2.10 PERUBAHAN VOLUME AKIBAT PENGEMBANGAN TANAH

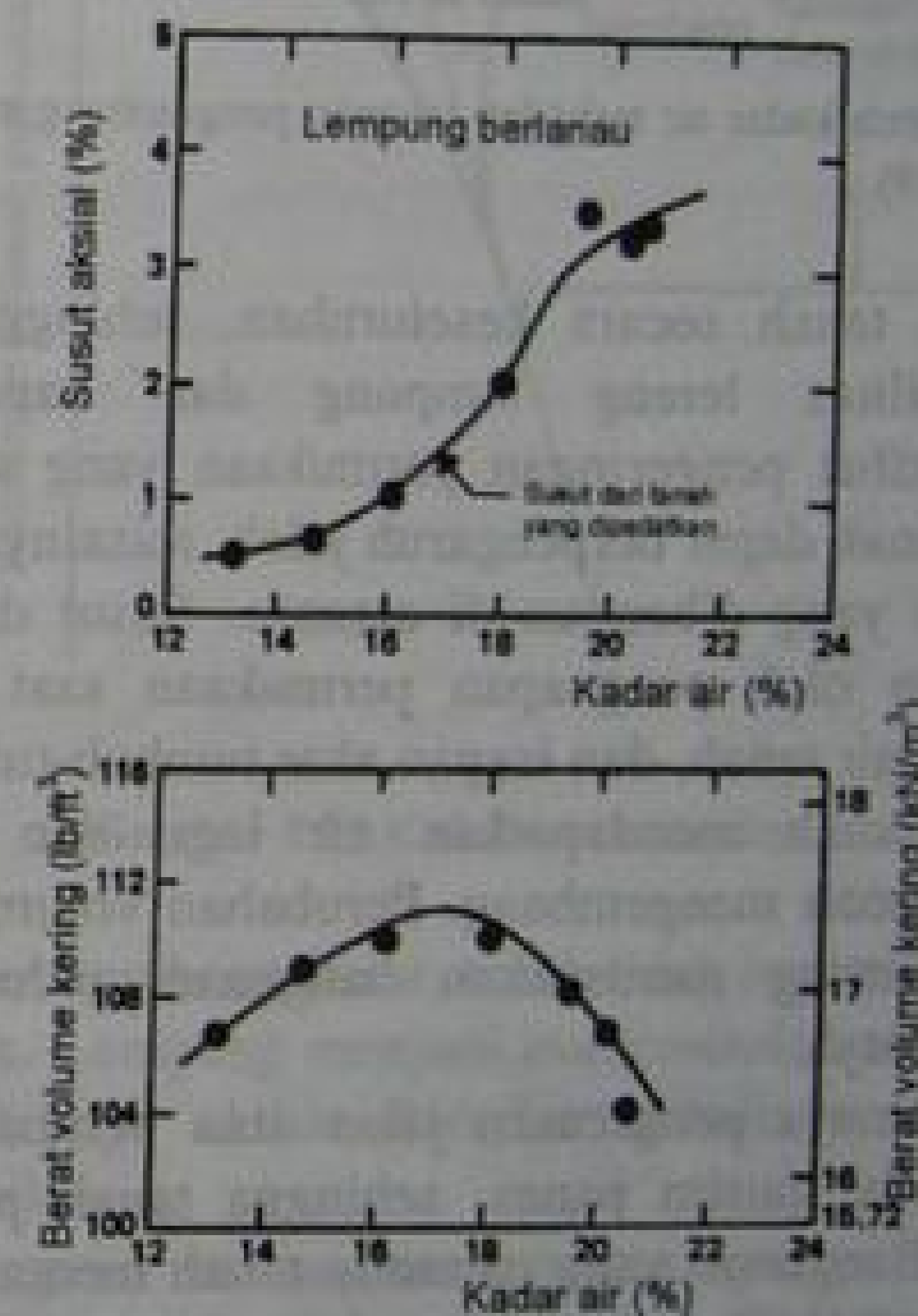
2.10.1 Kembang-Susut Tanah Lempung

Tanah-tanah yang banyak mengandung lempung mengalami perubahan volume ketika kadar air berubah. Pengurangan kadar air menyebabkan lempung menyusut, dan sebaliknya bila kadar air bertambah lempung mengembang. Derajat pengembangan bergantung pada beberapa faktor, seperti: tipe dan jumlah mineral lempung yang ada dalam tanah, luas spesifik lempung, susunan tanah, konsentrasi garam dalam air pori, valensi kation, sementasi, adanya bahan-bahan organik dan sebagainya. Perubahan volume tanah yang besar membahayakan bangunan.

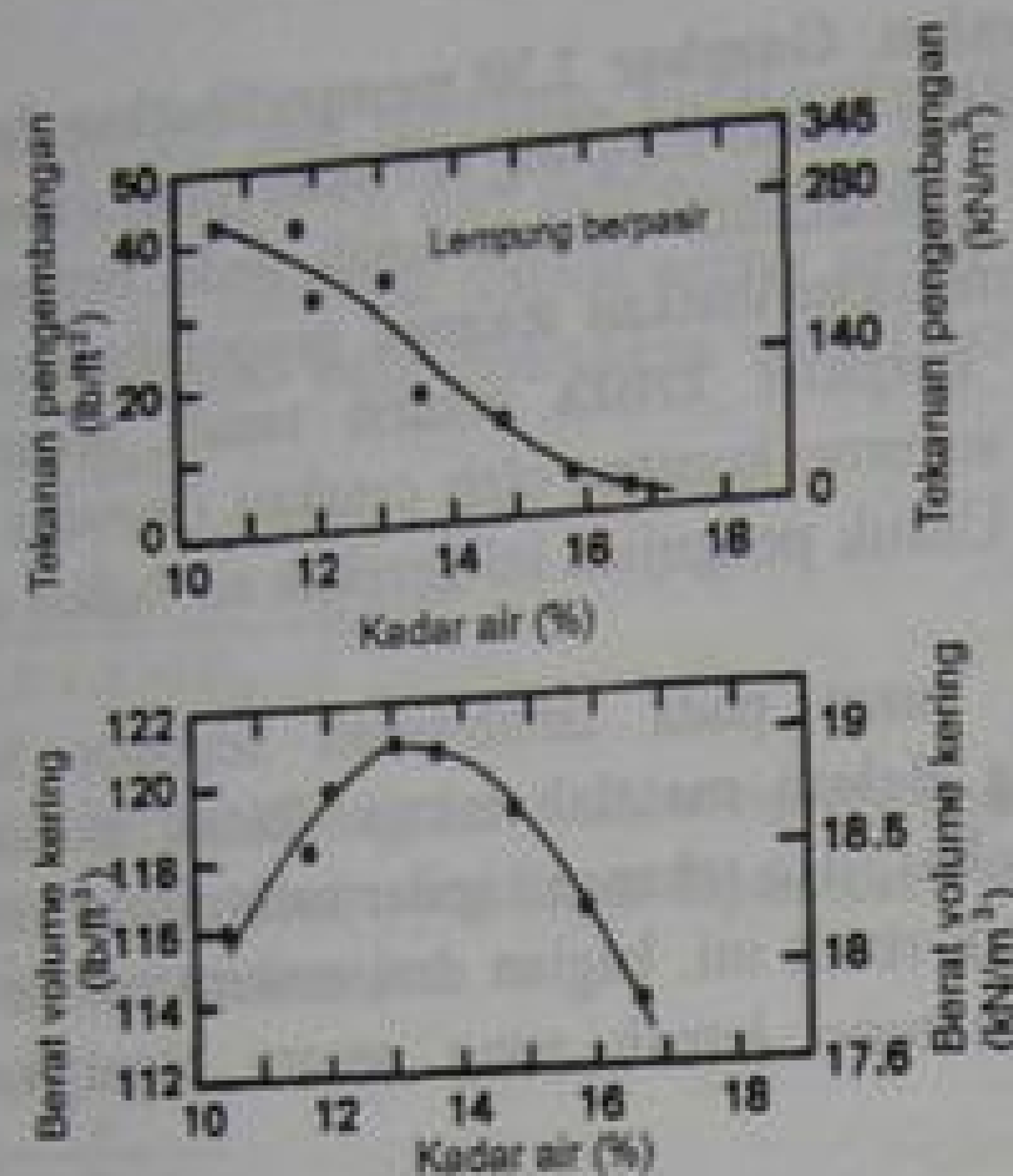
Pengembangan lempung adalah hasil dari bertambahnya tebal lapisan ion *diffuse* ketika ada air. Ion-ion *monovalent exchangeable sodium* akan menyebabkan pengembangan lebih besar daripada ion-

ion kalsium divalen. **Gambar 2.30** memperlihatkan hubungan kadar air dan susut aksial tanah lempung berlanau yang dipadatkan. Susut diukur sesudah pemadatan contoh tanah pada berbagai kadar air. **Gambar 2.31** memperlihatkan tekanan pengembangan yang terjadi pada lempung berpasir ketika contoh tanah secara pendekatan dikekang pada volume konstan oleh cetakan (*mould*) dan piston di permukaannya. Untuk pengujian ini gerakan air bebas diberikan pada contohnya.

Pengaruh susut pada tanah-tanah berbutir halus menjadi masalah penting dalam masalah teknis. Retak akibat susut dapat muncul secara lokal, jika tekanan kapiler melampaui kohesi atau kuat tarik tanah. Retak-retak ini, bagian dari makrostruktur lempung dan merupakan zone-zone lemah yang secara signifikan mereduksi



Gambar 2.30 Susut aksial pada lempung berlanau (Seed dan Chan, 1959).



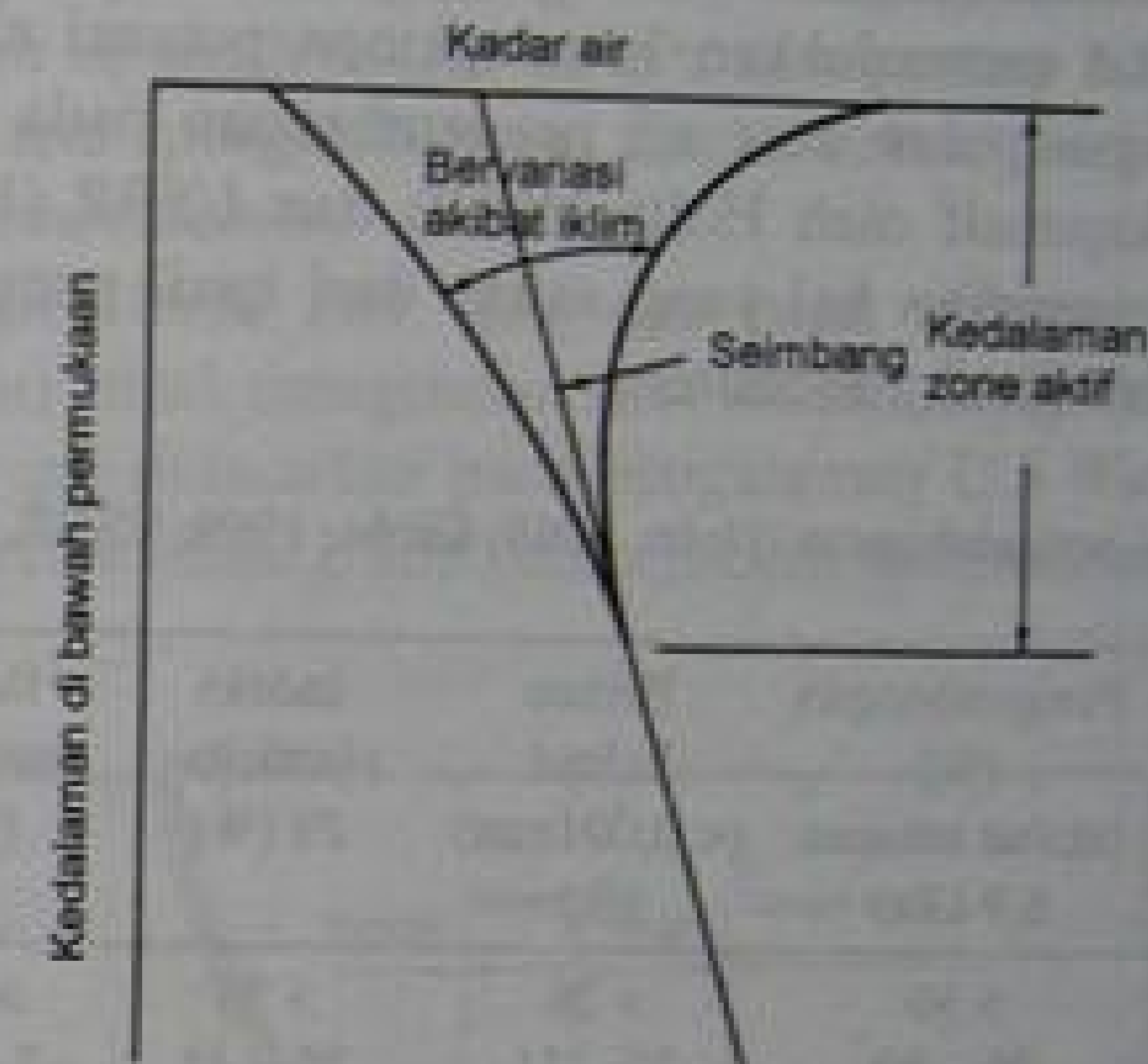
Gambar 2.31 Pengaruh kadar air terhadap tekanan pengembangan lempung berpasir (Seed dan Chan, 1959).

kekuatan massa tanah secara keseluruhan, sehingga dapat mempengaruhi stabilitas lereng lempung dan kapasitas dukung fondasi. Retak akibat pengeringan permukaan yang sering dijumpai pada lempung lunak dapat berpengaruh jelek, misalnya, pada struktur perkerasan jalan yang dibangun di atasnya. Susut dan retak akibat susut disebabkan oleh penguapan permukaan saat musim panas, penurunan muka air tanah, dan isapan akar tumbuh-tumbuhan. Ketika musim hujan, tanah mendapatkan air lagi, dan volume tanah bertambah dan tanah mengembang. Perubahan volume akibat proses kembang-susut sering merusakkan bangunan gedung ringan dan perkerasan jalan raya.

Pada umumnya pengerasan jalan atau pembangunan gedung dilaksanakan pada musim panas, sehingga tanah permukaan pada kondisi kering. Bangunan yang menutup tanah mencegah penguapan, sehingga tanah di bawah bangunan bertambah kadar airnya oleh akibat kapiler yang menyebabkan tanah lempung mengembang. Jika tekanan yang ditahan oleh perkerasan atau bangunan kurang dari

tekanan pengembangan (*swelling pressure*), maka permukaan tanah akan naik dan akibatnya bangunan yang ada di atasnya rusak.

Di alam, kadar air sangat berfluktuasi terutama didekat permukaan tanah. Hal ini, karena di dekat permukaan tanah dipengaruhi oleh penguapan dan isapan akar tumbuh-tumbuhan. Hal yang penting dalam mengevaluasi masalah pengembangan tanah adalah kedalaman *zone aktif* (Gambar 2.32). Kadar air di bawah *zone aktif* dianggap selalu konstan, sehingga di bawah *zone aktif* tidak ada pengembangan tanah.



Gambar 2.32 Kedalaman zone aktif.

Pada proses kembang-susut, tanah tidak sepenuhnya kembali ke posisinya semula. Lempung menjadi *overconsolidated* dan berkurang kemudahmampatannya akibat dari bertambahnya tegangan efektif oleh tekanan kapiler.

Pengembangan merupakan proses yang agak kompleks dibandingkan dengan penyusutan (Yong dan Warkentin, 1975). Besar dan nilai tekanan pengembangan bergantung pada banyaknya mineral lempung di dalam tanah. Tanah dengan susunan random cenderung

lebih mudah mengembang daripada tanah dengan susunan teratur. Gangguan tanah atau pembentukan kembali tanah lempung dapat menambah sifat mudah mengembang. Kation-kation monovalen dalam lempung (contohnya, *sodium montmorillonite*) akan mengembang lebih besar daripada lempung divalen (contohnya, *kalsium montmorillonite*). Sementasi dan bahan-bahan organik cenderung mengurangi pengembangan.

Untuk memprediksi sifat kembang susut tanah, dapat dilakukan uji pengembangan di laboratorium, analisis-kimia dan mineralogi, korelasi dengan klasifikasi dan sifat-sifat indeks tanah.

Tabel 2.4 menunjukkan kemungkinan potensi ekspansi tanah hasil dari pengumpulan data uji pengembangan pada lempung dan tanah-tanah ekspansif oleh Holtz (1969) dan USBR (1974). Sedang Tabel 2.5 menunjukan hal yang sama, dari hasil pengalaman Chen (1988) pada area Rocky Mountain.

Tabel 2.4 Potensi pengembangan (Holtz, 1969; Gibbs, 1969; USBR, 1974)

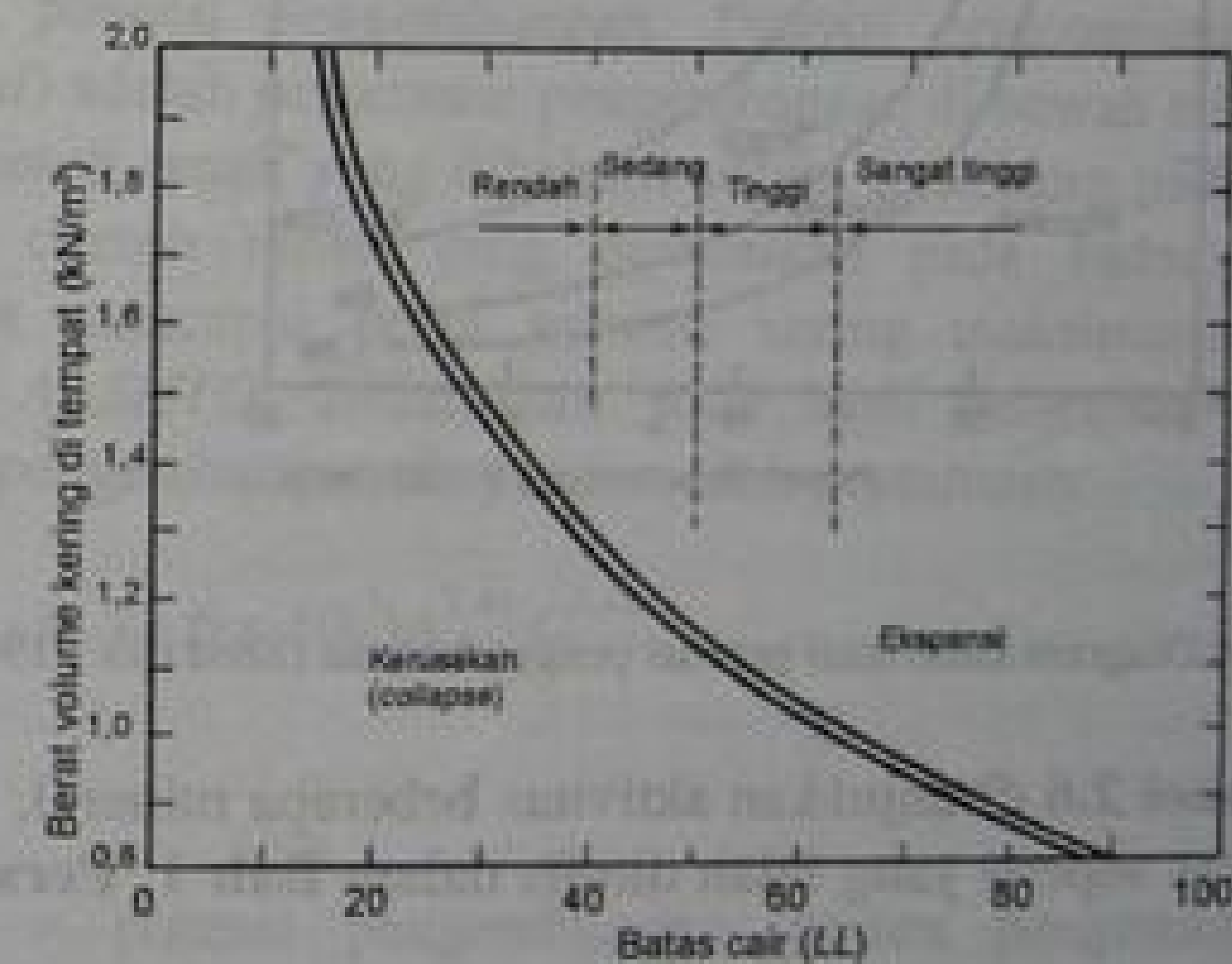
Potensi pengembangan	Pengembangan (%) (akibat tekanan 6,9 kPa)	Persen koloid (< 0,001mm) (%)	Indeks plastisitas <i>PI</i> (%)	Batas susut <i>SL</i> (%)	Batas cair <i>LL</i> (%)
Sangat tinggi	> 30	> 28	> 35	> 11	> 63
Tinggi	20 – 30	20 – 31	25 – 41	7 – 12	50 – 63
Sedang	10 – 20	13 – 23	15 – 28	10 – 16	39 – 50
Rendah	< 10	< 15	< 18	< 15	< 39

Tabel 2.5 Potensi pengembangan (Chen, 1988)

Potensi pengembangan	Persen lolos saringan no.200	Batas cair (<i>LL</i>)	<i>N</i> -SPT	Kemungkinan ekspansi (%)	Tekanan pengembangan (kPa)
Sangat tinggi	>95	> 60	> 30	> 10	> 1000
Tinggi	60 – 95	40 – 60	20 – 30	3 – 10	250 – 1000
Sedang	30 – 60	30 – 40	10 – 20	1 – 5	150 – 250
Rendah	< 30	< 30	< 10	< 1	50

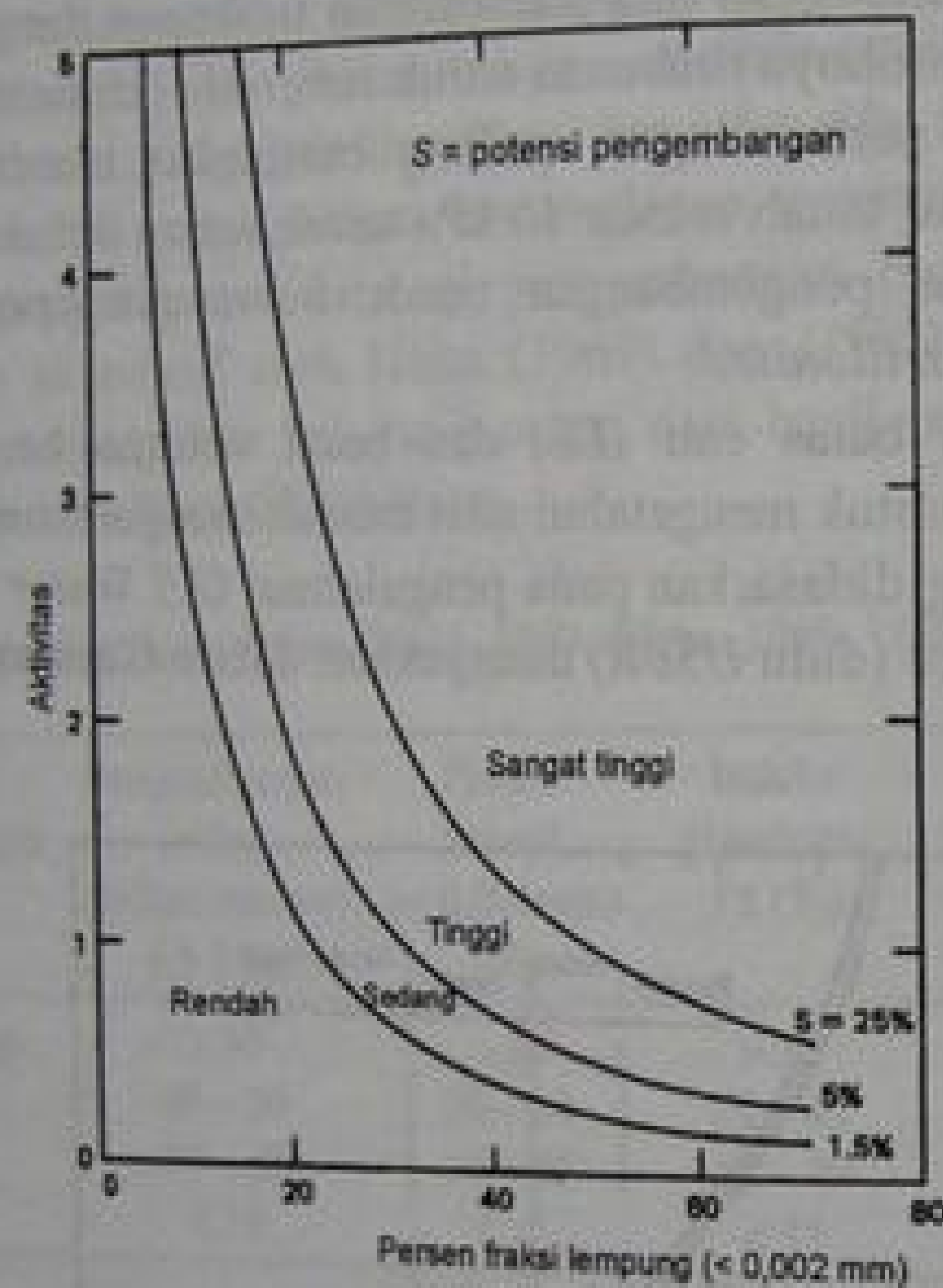
Pengembangan tanah seperti juga penyusutan, biasanya tanah terkekang di bagian atas permukaan tanah, sehingga merusakkan struktur di atasnya, seperti perkerasan jalan, bangunan gedung ringan dan perkerasan dinding saluran. Tekanan pengembangan sebesar 1000 kPa ekuivalen dengan tinggi timbunan 40 sampai 50 meter (karena berat volume tanah sekitar 20 kN/m³). Walaupun tekanan sebesar itu jarang terjadi, namun tekanan pengembangan yang hanya 100–200 kPa harus diperhitungkan bila membangun timbunan dengan tinggi 5 atau 6 meter, contohnya timbunan untuk *subgrade* (Holtz dan Kovacs, 1981). Sebagai perbandingan, gedung bertingkat umumnya mempunyai tekanan ke tanah sekitar 10 kPa untuk setiap lantai. Dalam hal kerusakan akibat pengembangan tanah, harus diwaspadai adanya lempung *montmorillonite*.

Hubungan batas cair (*LL*) dan berat volume kering (γ_d) di tempat (*in-situ*) untuk mengetahui sifat mudah mengembang dan kerusakan tanah yang didasarkan pada pengalaman *U.S Water and Power Resources Service* (dulu *USBR*) ditunjukkan dalam Gambar 2.33.



Gambar 2.33 Petunjuk kerusakan struktur tanah (*collapsibility*), kemudhampatan dan pengembangan didasarkan pada berat volume kering ditempat dan batas cair (Mitchell dan Gardner, 1975 dan Gibbs, 1969)

Untuk lempung dipadatkan, Seed dkk. (1962) menyarankan hubungan potensi pengembangan pada **Gambar 2.34**, yang merupakan fungsi dari persen ukuran butiran lempung (diameter $< 0,002$ mm) dan aktivitas pada tanah campuran pasir-lempung yang dipadatkan sampai kepadatan maksimum standar Proctor dan dibiarkan mengembang pada tekanan terbagi rata 6,9 kPa.



Gambar 2.34 Diagram klasifikasi potensi pengembangan (Seed dkk., 1962).

Pada Tabel 2.6 ditunjukkan aktivitas beberapa mineral, dengan definisi aktivitas seperti yang telah ditulis dalam Bab 1, Persamaan (1.36.), yaitu:

$$A = \frac{PI}{C} \quad (2.10)$$

dengan PI = indeks plastisitas dan C = persen fraksi ukuran lempung (diameter butiran $< 0,002$ mm).

Tabel 2.6 Aktivitas beberapa mineral (Skempton, 1953 dan Mitchell, 1976)

Mineral	Aktivitas (A)
N_a -montmorillonite	4 – 7
C_a -montmorillonite	1,5
Illite	0,5 – 1,3
Kaolinite	0,3 – 0,5
Halloysite (dehydrated)	0,5
Halloysite (hydrated)	0,1
Attapulgite	0,5 – 1,2
Allophane	0,5 – 1,2
Mica (muscovite)	0,2
Calcite	0,2
Quartz	0

Selanjutnya Seed dkk. (1962), dari hasil uji laboratorium pada campuran lempung-pasir yang dipadatkan tersebut di atas memberikan definisi *potensi pengembangan*. *Potensi pengembangan* (swelling potential) adalah persentase pengembangan di bawah tekanan 6,9 kPa, pada contoh tanah yang dibebani secara terkekang pada arah lateral, dengan contoh tanah yang dipadatkan pada kadar air optimum sehingga mencapai berat volume kering maksimumnya, menurut standar *AASHTO*. Didasarkan pada hasil pengujian-pengujiannya, potensi pengembangan dinyatakan oleh persamaan:

$$S = (3,6 \times 10^{-5}) A^{2,44} C^{3,44} \quad (2.11)$$

dengan:

- S = potensi pengembangan (persen pengembangan aksial akibat tekanan 6,9 kPa)
- C = persen fraksi lempung (persen berat)
- A = aktivitas = $\Delta(PI)/\Delta C$

Persamaan (2.11) dikembangkan untuk hubungan empiris antara potensi pengembangan dan indeks plastisitas tanah:

$$S = K(60)(PI)^{2.44} \quad (2.12)$$

dengan $K = 3,6 \times 10^{-5}$.

Sehingga potensi pengembangan dapat dinyatakan oleh:

$$S = (2,16 \times 10^{-3})(PI)^{2.44} \quad (2.13)$$

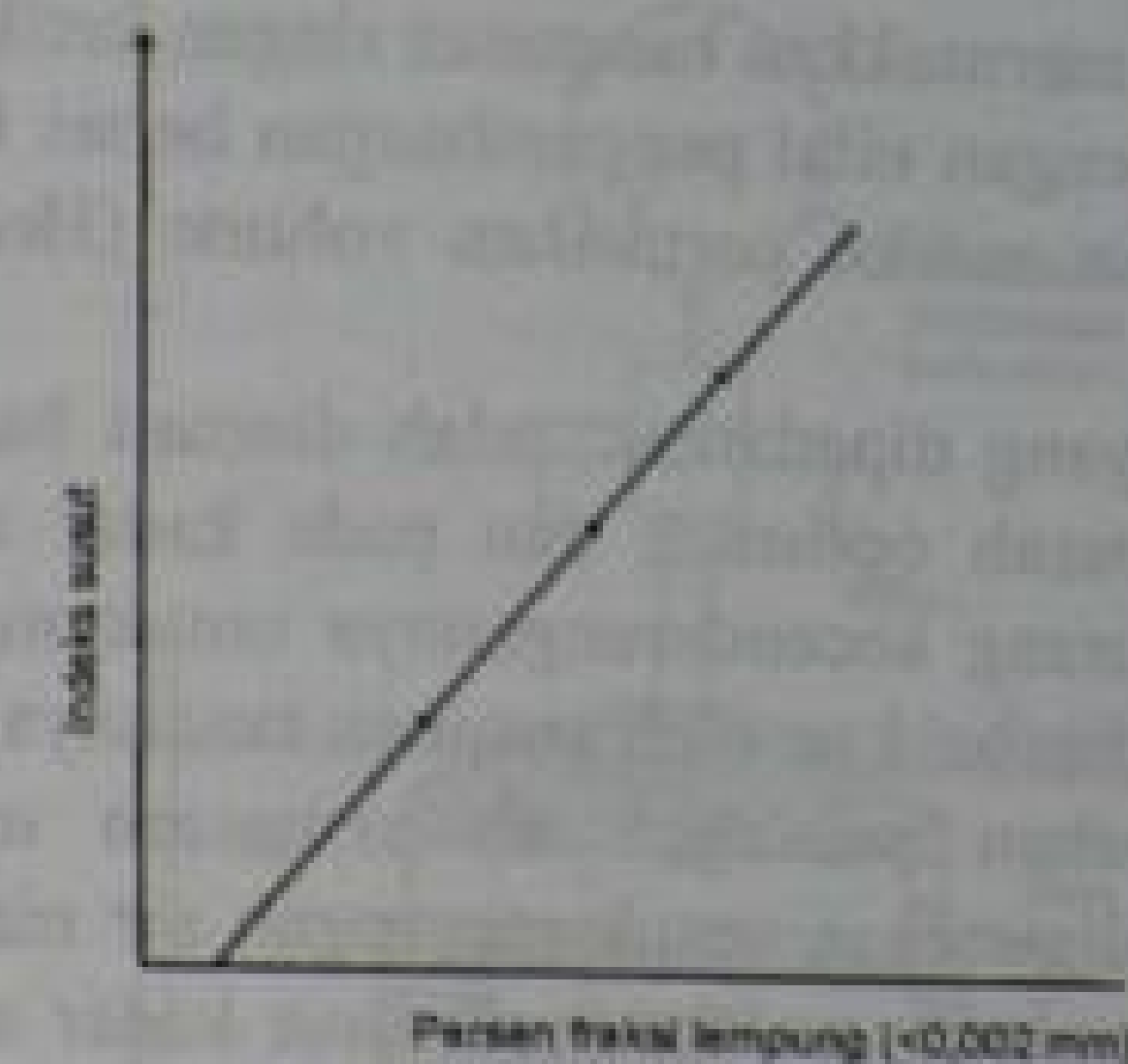
Memperhatikan petunjuk praktis dari USBR mengenai gambaran kemampuan pengembangan tanah, Seed dkk. (1962) menyarankan klasifikasi *derajat ekspansi (degree of expansion)* yang ditunjukkan dalam Tabel 2.7.

Tabel 2.7 Klasifikasi derajat ekspansi (Seed dkk., 1962)

Derajat ekspansi	Potensi pengembangan, S (%)
Rendah	0 – 1,5
Sedang	1,5 – 5
Tinggi	5 – 25
Sangat tinggi	> 25

Ranganatham dan Satyanarayana (1965) menyarankan korelasi potensi pengembangan yang sama seperti pada Seed dkk. (1962). Korelasinya didasarkan pada *indeks susut (shrinkage index)*, aktivitas pengembangan dan persentase fraksi ukuran lempung. *Indeks susut (SI)* didefinisikan sebagai perbedaan antara batas cair dan batas plastis tanah. Indeks susut menunjukkan hubungan linier pada persen fraksi lempung menurut beratnya (lihat Gambar 2.35). Dalam hal ini, aktivitas pengembangan, SA (*swell activity*) didefinisikan sebagai:

$$SA = \frac{\Delta(SI)}{\Delta C} \quad (2.14)$$



Gambar 2.35 Sifat variasi indeks susut (SI) dengan persen fraksi lempung.

Korelasi untuk potensi pengembangan (S) menurut Ranganatham dan Satyanarayana (1965), dinyatakan oleh persamaan:

$$S = (4,57 \times 10^{-5})(SA)^{2.67} C^{2.44} \quad (2.15a)$$

$$S = (41,13 \times 10^{-5})(SI)^{2.67} \quad (2.15b)$$

Salah satu cara identifikasi pengembangan sederhana disarankan oleh USWPRS yang disebut *uji pengembangan bebas (free-swell test)* (Holts dan Gibbs, 1956). Pengujian dilakukan dengan cara menabur perlahan-lahan 10 cm^3 tanah kering dengan butiran lolos saringan no.40, ke dalam silinder yang diisi air dengan volume 100 cm^3 , dan diamati volume saat keseimbangan telah terjadi. *Pengembangan bebas* didefinisikan sebagai (Holts dan Gibbs, 1956):

$$\text{Pengembangan bebas} = \frac{\text{Volume akhir} - \text{volume awal}}{\text{volume awal}} \times 100\% \quad (2.15c)$$

Sebagai pembanding, bentonit (sifat pengembangan tinggi, biasanya N_a -montmorillonite) akan mengembang dengan nilai pengembangan bebas 1200%. Tanah dengan nilai pengembangan

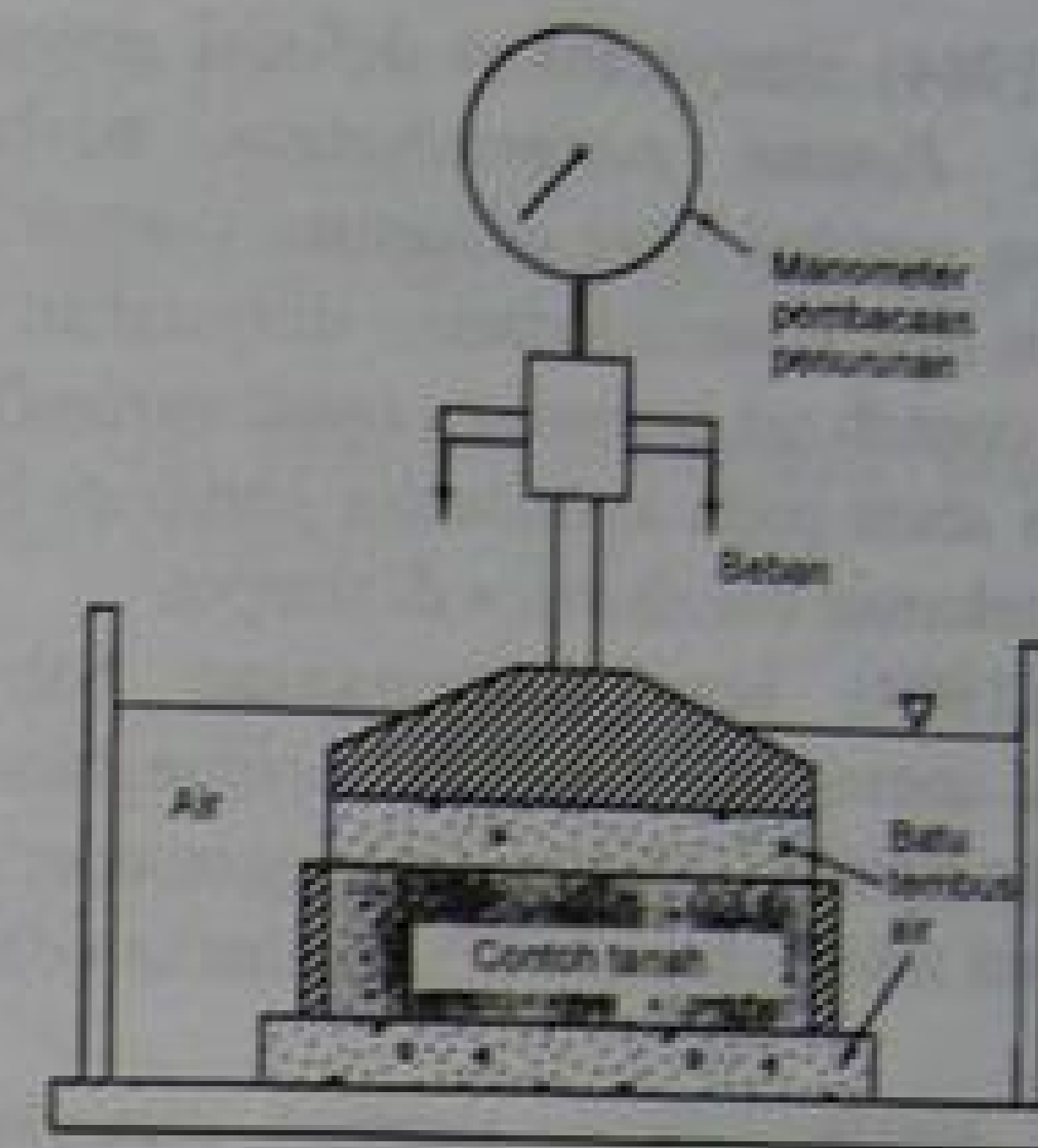
bebas 100% dapat merusakkan bangunan ringan ketika tanah menjadi basah, dan tanah dengan nilai pengembangan bebas kurang dari 50% hanya menimbulkan sedikit perubahan volume (Holtz dan Kovacs, 1981).

Pada tanah yang dipadatkan, telah diamati bahwa tanah yang dipadatkan pada basah optimum dan pada kadar air lebih rendah memperlihatkan kurang kecenderungannya untuk mengembang. Hal ini, kemungkinan disebabkan oleh susunan tanahnya lebih beraturan. Dalam praktek bahan pencegah air semacam membran (bahan geosintetik) telah digunakan untuk mencegah air masuk dalam zone tanah rawan pengembangan. Jika perubahan kadar air tanah fondasi dicegah, maka tidak akan ada perubahan volume tanah. Stabilisasi kimia juga telah digunakan untuk mereduksi derajat pengembangan tanah, semacam *sodium montmorillonite*.

2.10.2 Uji Pengembangan

Cara untuk menggambarkan sifat tanah ekspansif adalah *potensi pengembangan (swell potential)* yang umumnya diuji dengan uji pengembangan. Sayangnya, terdapat beberapa definisi-definisi yang berbeda dari potensi pengembangan dan terdapat beberapa cara pengujian yang berbeda pula.

Uji pengembangan umumnya dilakukan pada cincin besi berbentuk silinder (contoh tanah terkekang secara lateral), seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.36. Awalnya, contoh tanah kering dibebani dengan tekanan terbagi rata, dan kemudian direndam air. Contoh tanah mengembang secara vertikal dan perubahan tinggi dibagi tinggi awal adalah potensi pengembangannya (dinyatakan dalam persen). Pengujian dapat dilakukan pada alat uji konsolidasi konvensional (konsolidometer). Tetapi, akibat belum adanya prosedur standar pengujian, spesifikasi dari pengujian bervariasi dan hasil pengujian menjadi berbeda dan tidak selalu dapat dibandingkan. Kisaran tipikal kriteria pengujian adalah sebagai berikut:



Gambar 2.36 Alat uji pengembangan (Coduto, 1994).

Diameter contoh tanah umumnya sekitar 50 – 112 mm dan tinggi 12 – 37 mm. Jika diameter contoh tanah lebih besar, maka akan berpengaruh pada pengurangan gesekan dinding, sehingga contoh akan cenderung mengembang lebih besar. Contoh tanah, dapat berupa contoh asli (*undisturbed*) maupun dibentuk (*remolded*). Jika dibentuk, diperhatikan kepadatan, kadar air dan bagaimana pemeraman contohnya. Kadar air awal dapat berupa kadar air ditempat, kadar air optimum dan kering udara. Beban terbagi rata, ditentukan besarnya. Umumnya berkisar diantara 2,9 – 71,8 kPa. Kadang-kadang beban dibuat sama dengan tekanan ditempat (*in-situ*) atau sama dengan tekanan *overburden* yang diperkirakan sebelumnya. Lama waktu pengujian dipertimbangkan terhadap waktu yang dibutuhkan air untuk masuk ke dalam contoh tanah, karena tanah-tanah ekspansif tidak segera mengembang ketika ditambahkan air. Beberapa peneliti melakukan pengujian selama 24 jam, atau yang lain, menunggu sampai kecepatan mengembang telah mencapai kecepatan tertentu, misalnya 0,001"/jam, sehingga memerlukan waktu beberapa hari (Coduto, 1994).

Snethen (1984) menyarankan definisi potensi pengembangan sebagai berikut: *Potensi pengembangan* adalah keseimbangan perubahan volume vertikal (atau deformasi contoh benda uji) dengan menggunakan alat tipe konsolidometer, dinyatakan dalam persen dari tinggi awal pada contoh tak terganggu (*undisturbed*), dengan kadar air dan kepadatan di alam pada kedudukan jenuh di bawah beban yang ekuivalen dengan tekanan *overburden* di tempat.

Snethen (1984) juga menyarankan bahwa beban yang diterapkan harus mempertimbangkan kemungkinan adanya beban luar, seperti beban fondasi. Dengan menggunakan kriteria pengujian Snethen, klasifikasi tanah ekspansif diperlihatkan dalam Tabel 2.8.

Tabel 2.8 Tipikal klasifikasi tanah ekspansif didasarkan pada uji beban pengembangan pada tekanan *overburden* di tempat (Snethen, 1984)

Potensi pengembangan (%)	Klasifikasi pengembangan
< 0,5	Rendah
0,5 – 1,5	Sedang
> 1,5	Tinggi

2.10.3 Uji Indeks Ekspansi (*Expansion Index Test, EIT*)

Uji indeks ekspansi (EIT) (ASTM D-4829)(ICBO, 1991b; Anderson dan Lade, 1981) adalah uji beban standar pengembangan tanah. Pada pengujian, contoh tanah dibentuk pada diameter standar 102 mm, tingginya (tinggi cincin besi) 25 mm dan dengan derajat kejenuhan $S = 50\%$. Beban terbagi rata 6,9 kPa (1 psi) diterapkan, kemudian tanah dijenuhkan dengan dibiarkan mengembang sampai nilai pengembangan tertentu atau sampai 24 jam (dipilih, mana dulu yang tercapai). Jumlah pengembangan dinyatakan dalam *Indeks Ekspansi, EI* (*Expansion Index*), yang didefinisikan oleh persamaan:

$$EI = 1000 hF \quad (2.16)$$

dengan:

EI = indeks ekspansi

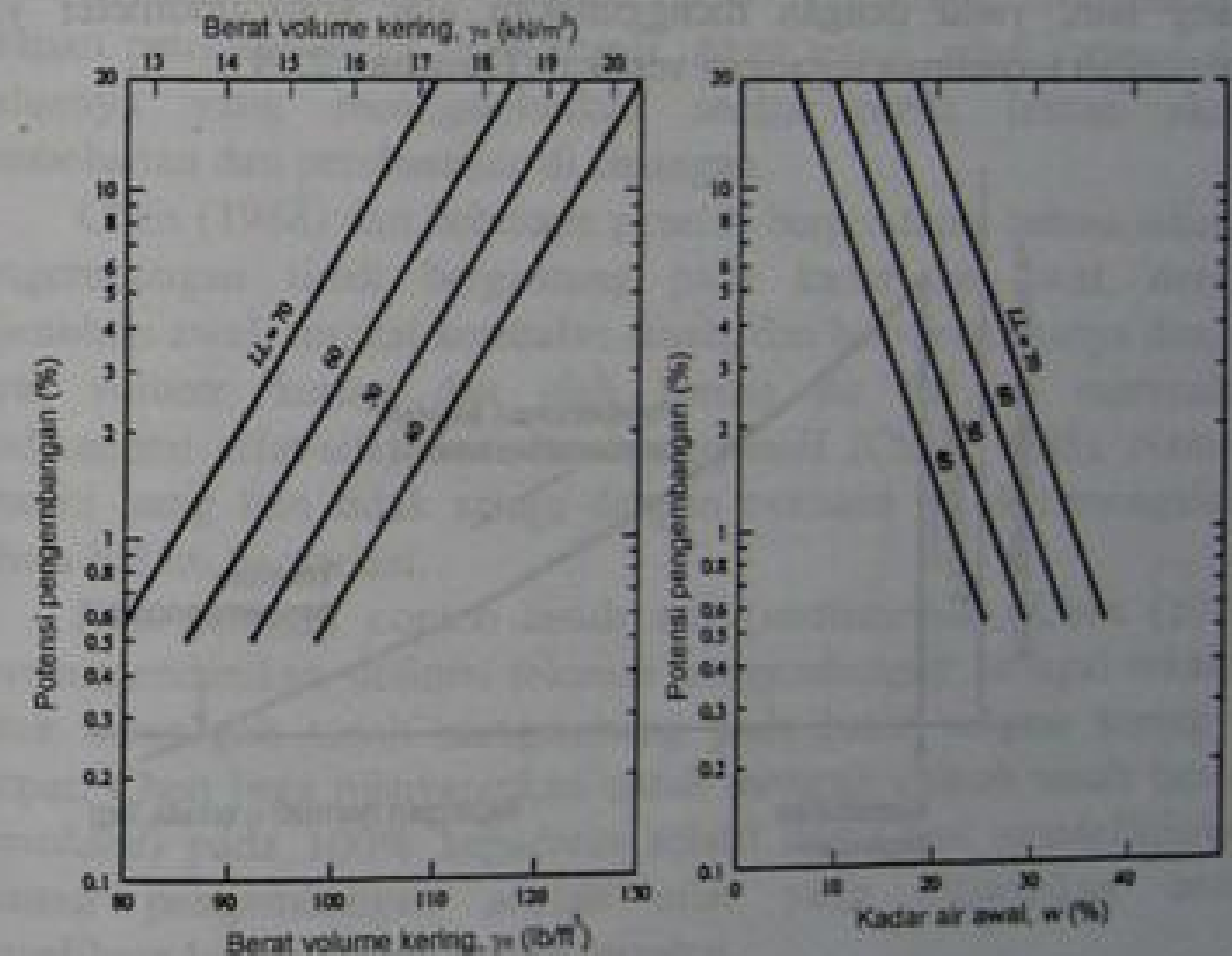
h = ekspansi contoh tanah (in)

F = persentase berat butiran tanah yang lolos saringan no.4

Tabel 2.9 memberikan petunjuk interpretasi hasil uji EI yang disarankan oleh *Uniform Building Code* (1991).

Tabel 2.9 Interpretasi hasil uji EI

EI	Potensi ekspansi
0 – 20	Sangat rendah
21 – 50	Rendah
51 – 90	Sedang
91 – 130	Tinggi
> 130	Sangat tinggi

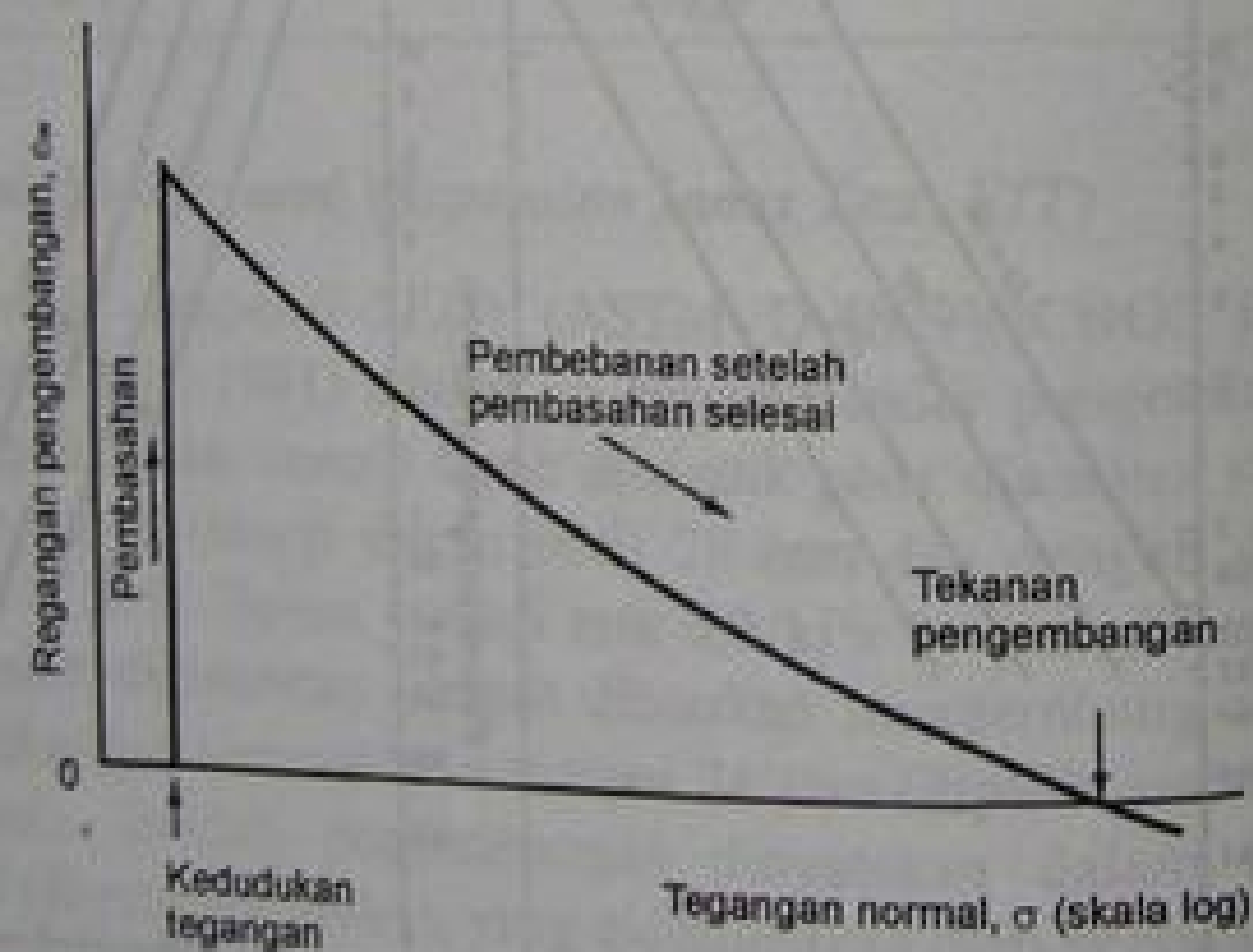


Gambar 2.37 Hubungan antara potensi pengembangan, batas cair, kadar air awal dan berat volume kering (Vijayvergiya dan Ghazzaly, 1973).

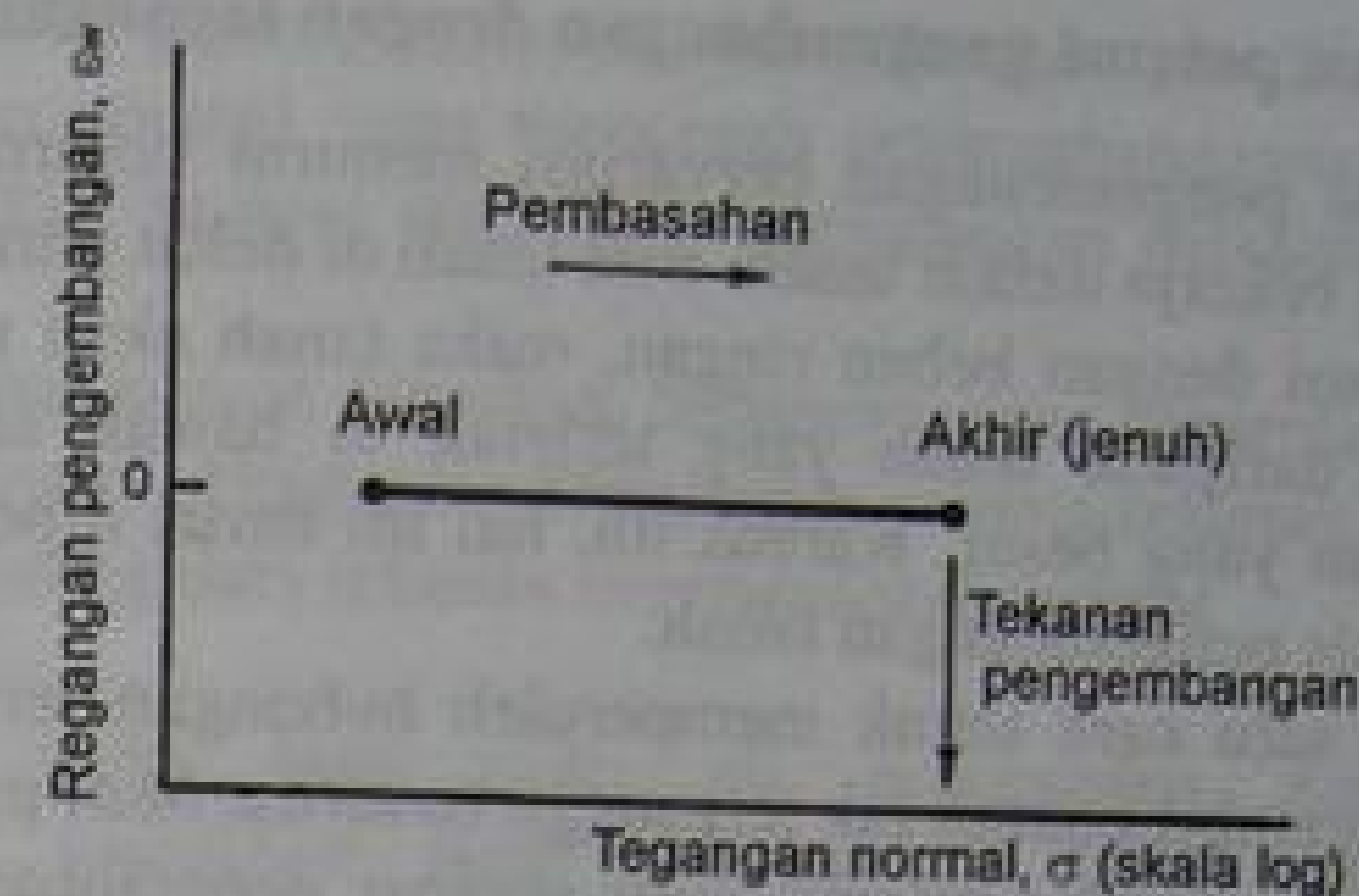
Beberapa peneliti mengembangkan cara pendekatan empiris antara potensi pengembangan dan sifat-sifat indeks tanah. Salah satunya, Vijayvergiya dan Ghazzaly (1973) mengembangkan hubungan-hubungan untuk contoh tanah asli (*undisturbed*), seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.37.

2.10.4 Uji tekanan pengembangan

Seperti telah disebutkan, bahwa tekanan ke tanah mempengaruhi pengembangan tanah. Tekanan pengembangan yang mencegah tanah mengembang disebut *tekanan pengembangan*, σ_s (*swelling pressure*). Uji beban dilakukan dengan mengukur pengembangan pada akhir pembebanan dari uji pengembangan dengan melepaskan beban perlahan-lahan sampai kembali ke volumenya semula, seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.38. Metode yang lain, yaitu dengan menggunakan alat konsolidometer yang mencegah terjadinya regangan vertikal (Gambar 2.39).



Gambar 2.38 Penentuan tekanan pengembangan dengan pelepasan beban pada akhir pembebanan uji pengembangan.



Gambar 2.39 Penentuan tekanan pengembangan dengan menggunakan konsolidometer tanpa regangan.

Metode pertama (Gambar 2.38) cenderung menghasilkan tekanan pengembangan lebih tinggi. Akan tetapi, tidak satupun dari keduanya yang menggambarkan secara persis urutan aktual pembebanan dan pembasahan di lapangan.

Chen (1988) dan beberapa peneliti berpendapat bahwa tekanan pengembangan tidak bergantung pada kadar air awal, derajat kejenuhan awal, tingkat ketebalan tanah, dan bervariasi hanya dengan berat volume kering dan oleh karena itu hal ini merupakan fundamental sifat-sifat fisik tanah ekspansif (Chen, 1988). Namun, peneliti yang lain tidak setuju dengan evaluasi ini dan mengklaim bahwa hal itu bervariasi.

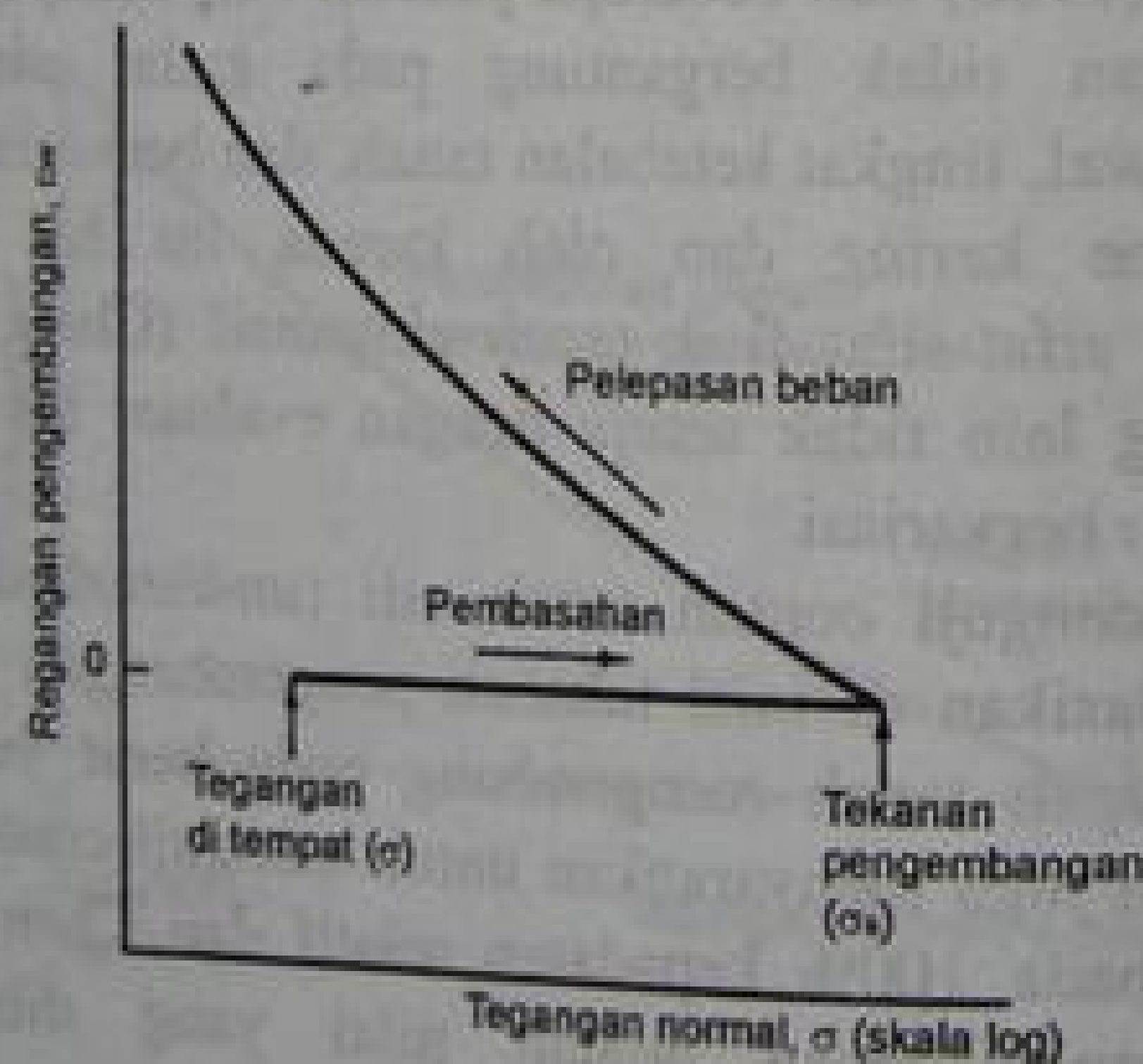
Jika menguji contoh tanah asli (*undisturbed*), Chen (1988) merekomendasikan definisi tekanan pengembangan sebagai tekanan untuk mencegah tanah mengembang pada berat volume kering di tempat. Chen juga menyarankan untuk menguji contoh tanah buatan (*remolded*) pada 100% kepadatan relatif dan Chen mendefinisikan tekanan pengembangan adalah nilai yang dibutuhkan untuk memelihara berat volume kering tersebut.

2.10.5 Variasi potensi pengembangan dengan tegangan normal

Potensi pengembangan bervariasi menurut besarnya tegangan normal yang bekerja dalam tanah. Bila tanah di dekat permukaan, atau tanah dibebani dengan beban ringan, maka tanah akan mengembang lebih besar daripada tanah yang terletak di bawah atau dibebani dengan beban yang besar. Karena itu, hal ini harus dipertimbangkan dalam analisis pengembangan tanah.

Salah satu cara untuk memperoleh hubungan tersebut adalah dengan mengambil contoh tak terganggu (*undisturbed*) pada beberapa kedalaman dan masing-masing diuji potensi pengembangannya. Uji pengembangan volume konstan (*constant volume swell, CVS*) telah dilakukan oleh Johnson dan Stroman (1976). Prosedur pengujian adalah sebagai berikut (Gambar 2.40):

- Letakkan contoh tak terganggu dalam konsolidometer dan terapkan beban normal yang menghasilkan tekanan sama dengan tekanan *overburden* di tempat.

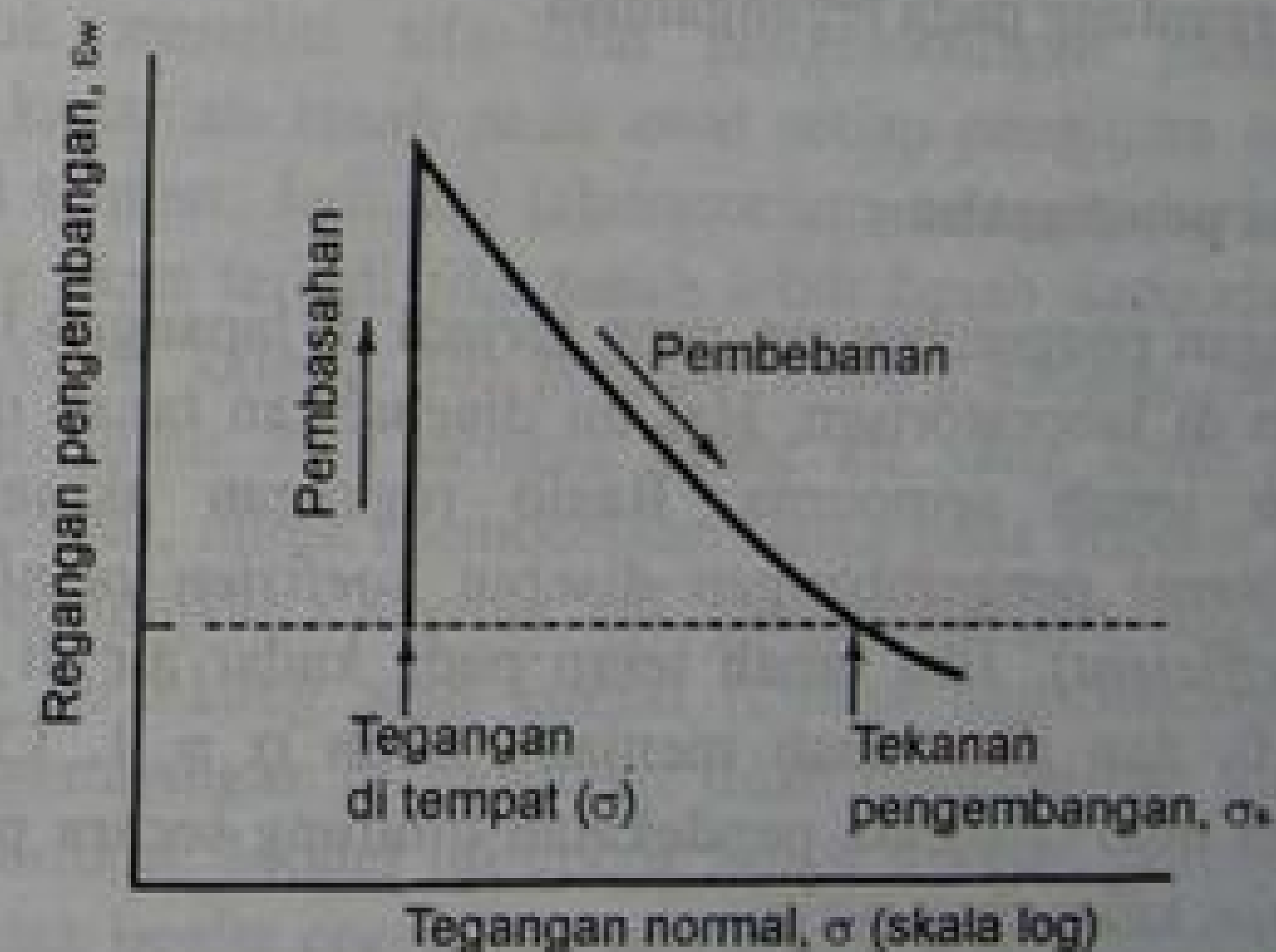


Gambar 2.40 Hasil uji pengembangan volume konstan (CVS) (Johnson dan Stroman 1976).

- Kemudian, genangi contoh tanah dengan air dan tambahkan tegangan normal guna mencegah pengembangannya. Pengujian dilanjutkan sampai tekanan pengembangan maksimum berkembang.
- Berangsur-angsur lepaskan bebannya agar diperoleh kurva pengembangan. Pengujian dilanjutkan sampai tekanan pada contoh tanah kurang dari tekanan *overburden* di tempat.

Cara yang lain yaitu uji *overburden* pengembangan dimodifikasi (*modified swell overburden, MSO*) (Johnson dan Stroman, 1976), yaitu (Gambar 2.41):

- Letakkan contoh tanah tak terganggu (*undisturbed*) dalam konsolidometer dan terapkan beban normal sama dengan tekanan *overburden* yang direncanakan (yaitu tegangan pada tanah saat fondasi telah dibangun).
- Kemudian, genangi contoh tanah dengan air dan biarkan mengembang di bawah tekanan *overburden* rencana tersebut.



Gambar 2.41 Hasil uji overburden pengembangan dimodifikasi (MSO) (Johnson dan Stroman, 1976).

- (c) Sesudah pengembangan selesai, tambahkan beban contoh tanah berangsur-angsur sampai tanah kembali ke volume aslinya (volume awalnya). Tekanan pada volume asli tersebut adalah tekanan pengembangan yang ditentukan.
- (d) Lepaskan beban secara berangsur-angsur sampai tekanannya kurang dari tekanan *overburden* di tempat.

Johnson dan Stroman (1976) merekomendasikan uji *MSO* digunakan dalam perancangan bila tekanan *overburden* dapat diketahui dengan pasti, dan uji *CVS* bila belum dapat diketahui dengan pasti.

Regangan yang diukur dalam pengujian-pengujian tersebut adalah regangan potensi pengembangan (ϵ_w) untuk setiap tegangan normalnya. Perlu diperhatikan bahwa pengujian dilakukan pada tinjauan tegangan total (σ) bukan tegangan efektif (σ'). Jadi hasilnya harus digunakan dalam analisis tegangan total, bukan analisis tegangan efektif. Kemiringan kurva yang digambarkan dinyatakan oleh koefisien ekspansi, C_e (*Coefficient of expansion*), yang nilainya bervariasi bergantung pada tegangannya.

2.10.6 Proses pembasahan

Regangan pengembangan yang terjadi di lapangan tidak selalu sama dengan di laboratorium. Hal ini disebabkan tanah di lapangan belum tentu jenuh sempurna. Rasio regangan aktual terhadap regangan potensi pengembangan disebut koefisien pembasahan, α (*wetting coefficient*). Jika tanah tetap pada kadar air di tempatnya, maka $\alpha = 0$, dan jika tanah menjadi jenuh $\alpha = 1$. Chen (1988) menyarankan nilai α secara pendekatan dihitung secara proporsional dengan derajat kejenuhan, yaitu:

$$\alpha = \frac{S - S_o}{1 - S_o} \quad (2.17)$$

dengan:

- S_o = derajat kejenuhan sebelum pembasahan (dalam desimal)
 S = derajat kejenuhan sesudah pembasahan (dalam desimal)

Hanya sayangnya, memprediksi derajat kejenuhan yang akan terjadi di lapangan sangat sulit, karena bergantung pada beberapa hal, seperti:

1. Kecepatan dan lama waktu air merembes ke dalam tanah akibat pembasahan dan rembesan keluar akibat penguapan.
2. Kecepatan air masuk ke tanah.
3. Kondisi tanah berlapis-lapis.

2.10.7 Estimasi potensi pengembangan dari uji laboratorium

Analisis pengembangan dapat dilakukan dengan uji pengembangan seperti *MSO* dan *CVS*, seperti yang telah dipelajari. Yaitu, dengan menguji contoh tanah asli (*undisturbed*) dari beberapa kedalaman di dalam zone aktif (zone yang dipengaruhi kembang-susut) untuk meneliti sifat-sifat pengembangan pada zone ini. Umumnya, kadar air tanah pada awal setiap pengujian sama dengan kadar air di tempat. Jadi, uji laboratorium menggambarkan pengembangan yang akan terjadi jika tanah lebih basah daripada kondisi di tempatnya. Oleh karena itu, peneliti kadang-kadang mengeringkan contoh tanah lebih dulu dengan kadar air yang lebih rendah dari kondisi di tempat, untuk memodelkan tanah pada kondisi yang paling tidak menguntungkan. Karena uji pengembangan dilakukan pada model yang terkekang arah lateral (cincin konsolidometer), maka kondisi pengembangan di lapangan telah diasumsikan terjadi hanya pada arah vertikal. Model ini cocok untuk kondisi permukaan tanah datar, dan tidak begitu cocok bila permukaan tanah miring atau jika di tempat tersebut terdapat dinding penahan tanah di mana pengembangan arah horisontal sangat menonjol oleh akibat gerakan dinding (Coduto, 1994).

2.10.8 Analisis kenaikan muka tanah akibat pengembangan

Kenaikan tanah akibat pengembangan dinyatakan oleh persamaan:

$$\delta_w = \sum \alpha_i H_i \epsilon_{wi} \quad (2.18)$$

dengan:

- δ_w = kenaikan tanah akibat pengembangan
- α_i = koefisien pembasahan pada lapisan ke- i
- H_i = tebal lapisan ke- i
- ϵ_{wi} = regangan potensi pengembangan pada lapisan ke- i

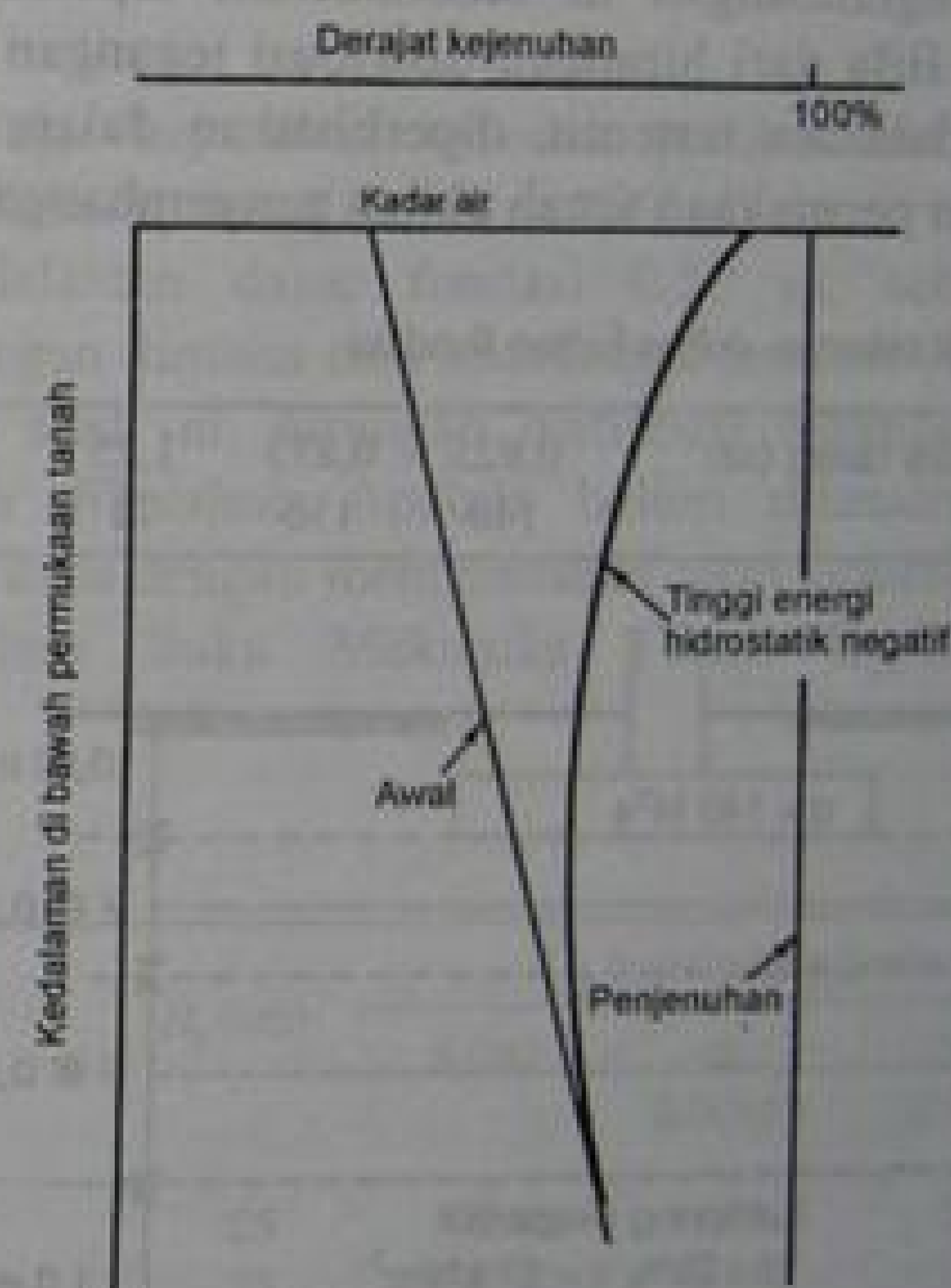
Cara analisisnya adalah sebagai berikut (Coduto, 1994):

1. Bagilah zone aktif mengembang di bawah fondasi atau bangunan yang lain ke dalam lapisan-lapisan tipis, caranya seperti pada analisis penurunan. Tebal lapisan sebaiknya cukup tipis sekitar 25 - 30 cm, dan semakin bertambah tebal pada lapisan lebih dalam. Dasar dari lapisan terbawah harus berimpit dengan dasar zone aktif.
2. Hitung tegangan vertikal total (σ_v), pada tiap-tiap pusat lapisan. Tegangan ini memperhitungkan berat sendiri tanah dan beban-beban luar yang bekerja (beban fondasi).
3. Dengan menggunakan hasil uji pengembangan di laboratorium hitung regangan potensi pengembangan (ϵ_w) pada tiap-tiap pusat lapisan.
4. Tentukan profil awal derajat kejenuhan terhadap kedalaman. Hal ini biasanya didasarkan pada hasil pemeriksaan kadar air dari contoh tanah yang diperoleh dari pengeboran.
5. Estimasi profil akhir derajat kejenuhan terhadap kedalaman. Seperti telah disebutkan, profil ini sulit diprediksi. Teknik untuk membuat profil termasuk hal-hal sebagai berikut (Coduto, 1994):
 - a. **Pilihan 1:** Digunakan estimasi empiris didasarkan pada pengamatan proyek yang telah dikerjakan. Dari hasil penelitian kondisi keseimbangan kadar air pada area tertutup bangunan

dan perkerasan jalan, disarankan kadar air akhir biasanya dalam kisaran 1.1 sampai 1.3 kali batas plastisnya (PL).

b. **Pilihan 2:** Diasumsikan tanah menjadi jenuh, tapi tekanan air pori di atas muka air tanah asli tetap sama dengan nol. Asumsi ini biasanya dipakai pada masalah-masalah teknik fondasi dan mungkin cocok untuk memecahkan masalah tanah ekspansif, khususnya jika terdapat air tambahan dari irigasi atau drainase permukaan tanah yang jelek, di mana mungkin air masuk ke tanah.

c. **Pilihan 3:** Diasumsikan bahwa profil isapan akan berkembang sedemikian hingga tinggi energi hidrostatik negatif berkembang. Hal ini, didasarkan pada isapan dalam tanah hilang dengan kedalaman pada tekanan 62.4 lb/ft² per ft kedalaman.



Gambar 2.42 Profil kadar air akhir.

d. **Pilihan 4:** Diasumsikan derajat $S = 100\%$ pada permukaan tanah, dan berkurang pada derajat kejenuhan alam pada dasar dari zone aktif.

Pilihan 2 dan 3 diperlihatkan secara grafis pada **Gambar 2.42**.

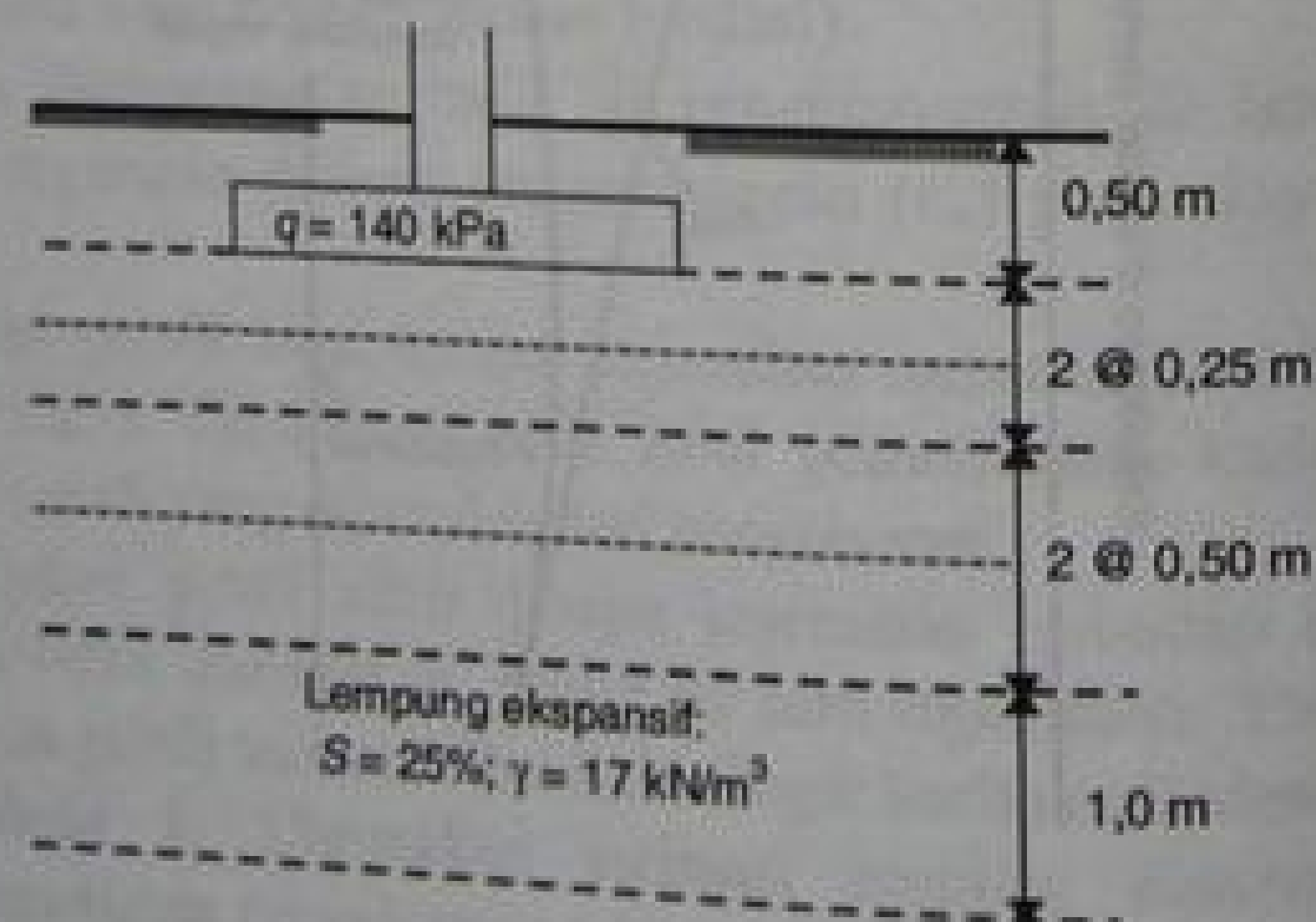
6. Hitung kenaikan tanah untuk setiap lapisan dan jumlahkan dengan menggunakan Persamaan (2.18)

Contoh soal 2.4 :

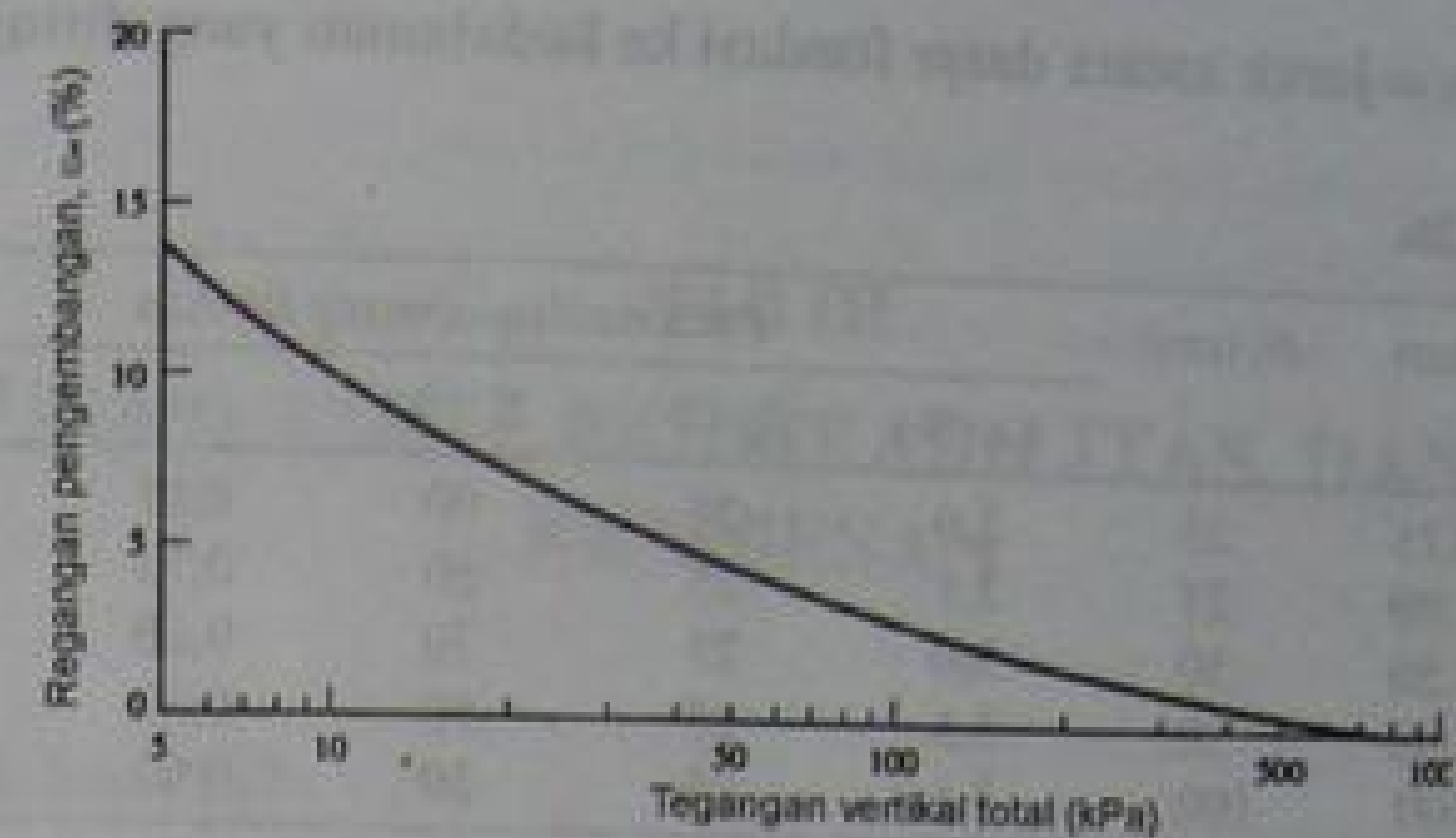
Fondasi ukuran 1 m x 1 m pada kedalaman 0,5 m. Beban fondasi mengakibatkan beban terbagi rata di dasar fondasi 140 kN/m^2 (tekan). Tanah di bawah fondasi berupa lempung ekspansif dengan derajat kejenuhan saat dilakukan pengujian $S = 25\%$. Tanah mempunyai berat volume 17 kN/m^3 , dengan kedalaman zone aktif pengembangan 3,5 m. Hasil uji pengembangan di laboratorium diperlihatkan dalam **Gambar C2.2b**. Bila dari hitungan distribusi tegangan akibat beban fondasi pada kedalaman tertentu, diperlihatkan dalam **Tabel C2.1**, tentukan kenaikan permukaan tanah akibat pengembangan.

Tabel C2.1 Distribusi tekanan akibat beban fondasi

Kedalaman dari muka tanah (m)	0,625	0,875	1,25	1,75	2,5
$\Delta\sigma_v$ (kN/m^2)	140	130	71	40	19



Gambar C2.2a.



Gambar C2.2b.

Penyelesaian:

Dianggap derajat kejenuhan sesudah pembasahan bervariasi dari 100% di permukaan tanah dan $S = 25\%$ di dasar zone aktif. Telah diketahui kedalaman dasar fondasi 0,50 m, sehingga hitungan kenaikan tegangan dimulai dari kedalaman tersebut (**Tabel C2.2a** dan **2.2b**). Dalam soal ini, hitungan distribusi tegangan akibat beban fondasi sudah diketahui. Apabila belum diketahui, maka harus dihitung lebih dulu dengan menggunakan teori Boussinesq yang dapat dipelajari dalam Buku Mekanika Tanah II (Hary Christady Hardiyatmo).

Tabel C2.2a.

Kedalaman (m)	H_i (cm)	Di pusat masing-masing lapisan			
		z_i (m)	σ_v (kN/m^2)	$\Delta\sigma_v$ (kN/m^2)	σ_v (total) (kN/m^2)
0,50 – 0,75	25	0,12	11	140	151
0,75 – 1,00	25	0,32	15	130	145
1,00 – 1,50	50	0,75	21	71	92
1,50 – 2,00	50	1,25	30	40	70
2,00 – 3,00	100	2,00	42	19	61

dengan z_f = jarak antara dasar fondasi ke kedalaman yang ditinjau

Tabel C2.2b.

Kedalaman (m)	H_i (cm)	Pada masing-masing lapisan				
		e_{wi} (%)	S_o (%)	S (%)	α	δ_{wi} (cm)
0,50 – 0,75	25	2,0	25	90	0,87	0,43
0,75 – 1,00	25	2,1	25	80	0,73	0,38
1,00 – 1,50	50	3,0	25	70	0,60	0,90
1,50 – 2,00	50	3,5	25	50	0,33	0,58
2,00 – 3,00	100	3,8	25	30	0,07	0,27

Kenaikan muka tanah total: $\Sigma \delta_{wi} = 2,6$ cm

Nilai α dihitung dengan menggunakan **Persamaan (2.17)** dan δ_w dengan **Persamaan (2.18)**

Jadi kenaikan tanah total, $\delta_w = 2,6$ cm.

BAB III

AIR TANAH, PERMEABILITAS, DAN REMBESAN

3.1 AIR TANAH

Air tanah didefinisikan sebagai air yang terdapat di bawah permukaan bumi. Salah satu sumber utamanya adalah air hujan yang meresap ke bawah lewat ruang pori di antara butiran tanah. Air sangat berpengaruh pada sifat-sifat teknis tanah, khususnya tanah berbutir halus. Demikian juga, air merupakan faktor yang sangat penting dalam masalah-masalah teknis yang berhubungan dengan tanah seperti: penurunan, stabilitas fondasi, stabilitas lereng, dan lain-lainnya.

Terdapat tiga zone penting pada lapisan tanah yang dekat dengan permukaan bumi, yaitu: zone jenuh air, zone kapiler, zone jenuh sebagian. Pada zone jenuh atau zone di bawah muka air tanah, air mengisi seluruh rongga-rongga tanah. Pada zone ini tanah dianggap dalam keadaan jenuh sempurna. Batas atas dari zone jenuh adalah permukaan air tanah atau *permukaan freatis*. Karena itu, air yang berada di dalam zone ini disebut air tanah atau *air freatis*. Pada permukaan air tanah, tekanan hidrostatik nol.

Zone kapiler terletak di atas zone jenuh. Ketebalan zone ini tergantung dari macam tanah. Akibat tekanan kapiler, air mengalami isapan atau tekanan negatif. Zone tak jenuh yang berkedudukan paling atas, adalah zone di dekat permukaan tanah, dimana air dipengaruhi oleh penguapan akibat sinar matahari dan akar tumbuh-tumbuhan.

3.1.1 Tekanan kapiler

Tekanan kapiler dapat timbul karena adanya tarikan lapisan tipis di permukaan air. Kejadian ini disebabkan oleh adanya pertemuan antara dua jenis material yang berbeda sifatnya. Pada prinsipnya, tarikan permukaan disebabkan perbedaan gaya tarik antara molekul-molekul pada bidang singgung pertemuan dua material yang berbeda sifatnya. Kejadian tarikan permukaan dapat dilihat dari percobaan laboratorium pada pipa kapiler yang dicelupkan dalam bejana berisi air. Ketinggian air dalam pipa kapiler akan lebih tinggi daripada tinggi air dalam bejana (**Gambar 3.1a**). Permukaan air dalam cairan membentuk sudut α terhadap dinding pipa kapiler. Tekanan pada permukaan air dalam pipa dan tekanan pada permukaan air pada bejana akan sama dengan tekanan atmosfer. Tidak adanya gaya luar yang mencegah air dalam pipa dalam kedudukannya menunjukkan bahwa suatu gaya tarik bekerja pada lapisan tipis di permukaan air dalam pipa kapiler.

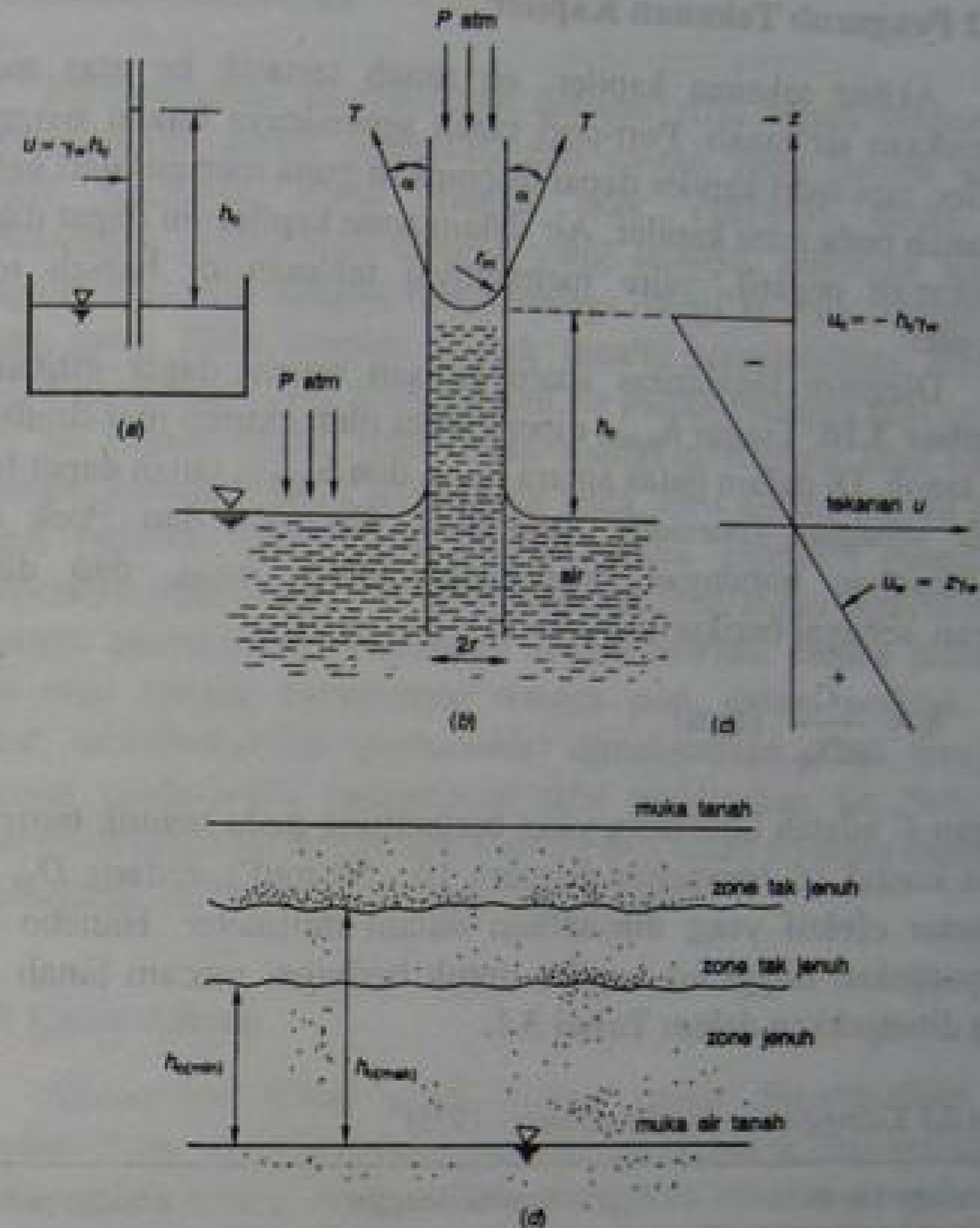
Bila h_c = tinggi air dalam pipa kapiler, r = radius pipa, γ_w = berat volume air dan tekanan atmosfer diambil sebagai bidang referensi (yaitu tekanan udara sama dengan nol), maka dapat dibentuk persamaan gaya vertikal pada puncak kolom air sebagai berikut :

$$T 2\pi r \cos \alpha + u\pi r^2 = 0 \quad (3.1)$$

Dari persamaan tersebut tekanan air kapiler

$$u = \frac{-2T \cos \alpha}{r} \quad (3.2)$$

Seperti yang telah diterangkan, u adalah negatif yang berarti air di dalam pipa pada kedudukan tertarik atau terisap. Nilai tekanan maksimum sebesar $\gamma_w h_c$ terjadi pada puncak kolom. Distribusi tekanan air di sepanjang pipa dan di dalam bejana dapat dilihat pada **Gambar 3.1c**. Persamaan tinggi air h_c di dalam pipa diperoleh dengan substitusi $u = -\gamma_w h_c$ ke dalam **Persamaan (3.2)**:



Gambar 3.1 Analogi tekanan air kapiler dalam lapisan tanah dan kedudukannya.

$$h_c = \frac{2T \cos \alpha}{\gamma_w r} \quad (3.3)$$

Dari **Persamaan (3.2)** dan **(3.3)** dapat dilihat bahwa u dan h_c bertambah jika radius pipa (r) berkurang.

3.1.2 Pengaruh Tekanan Kapiler

Akibat tekanan kapiler, air tanah tertarik ke atas melebihi permukaan air tanah. Pori-pori tanah sebenarnya bukan sistem pipa kapiler, tapi teori kapiler dapat diterapkan guna mempelajari kelakuan air tanah pada zone kapiler. Air dalam zone kapiler ini dapat dianggap bertekanan negatif, yaitu mempunyai tekanan di bawah tekanan atmosfer.

Diagram kapilaritas suatu lapisan tanah, dapat dilihat pada Gambar 3.1d. Tinggi $h_{c(min)}$ dipengaruhi oleh ukuran maksimum pori-pori tanah. Di dalam batas antara $h_{c(min)}$ dan $h_{c(mak)}$, tanah dapat bersifat jenuh sebagian (*partially saturated*). Terzaghi dan Peck (1948) menyarankan hubungan pendekatan antara $h_{c(mak)}$ dan diameter butiran, sebagai berikut:

$$h_c = \frac{C}{eD_{10}} \quad (\text{mm}) \quad (3.4)$$

dengan C adalah konstanta yang bergantung pada bentuk butiran dan sudut kontak (C bervariasi diantara 10 - 50 mm^2), sedang D_{10} adalah diameter efektif yang dinyatakan dalam milimeter. Hansbo (1975) menyarankan tinggi air kapiler untuk berbagai macam tanah seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Ketinggian air kapiler (Hansbo, 1975)

Macam Tanah	Kondisi longgar	Kondisi padat
Pasir kasar	0,03 - 0,12 m	0,04 - 0,15 m
Pasir sedang	0,12 - 0,50 m	0,35 - 1,10 m
Pasir halus	0,30 - 2,00 m	0,40 - 3,50 m
Lanau	1,50 - 10,0 m	2,50 - 12,0 m
Lempung		> 10 m

Pengaruh tekanan kapiler pada tanah adalah menambah tegangan efektif. Jika tekanan kapiler membesar, maka tegangan kontak di antara partikel juga membesar. Akibatnya, ketahanan tanah terhadap gaya geser atau kuat geser tanah menjadi bertambah.

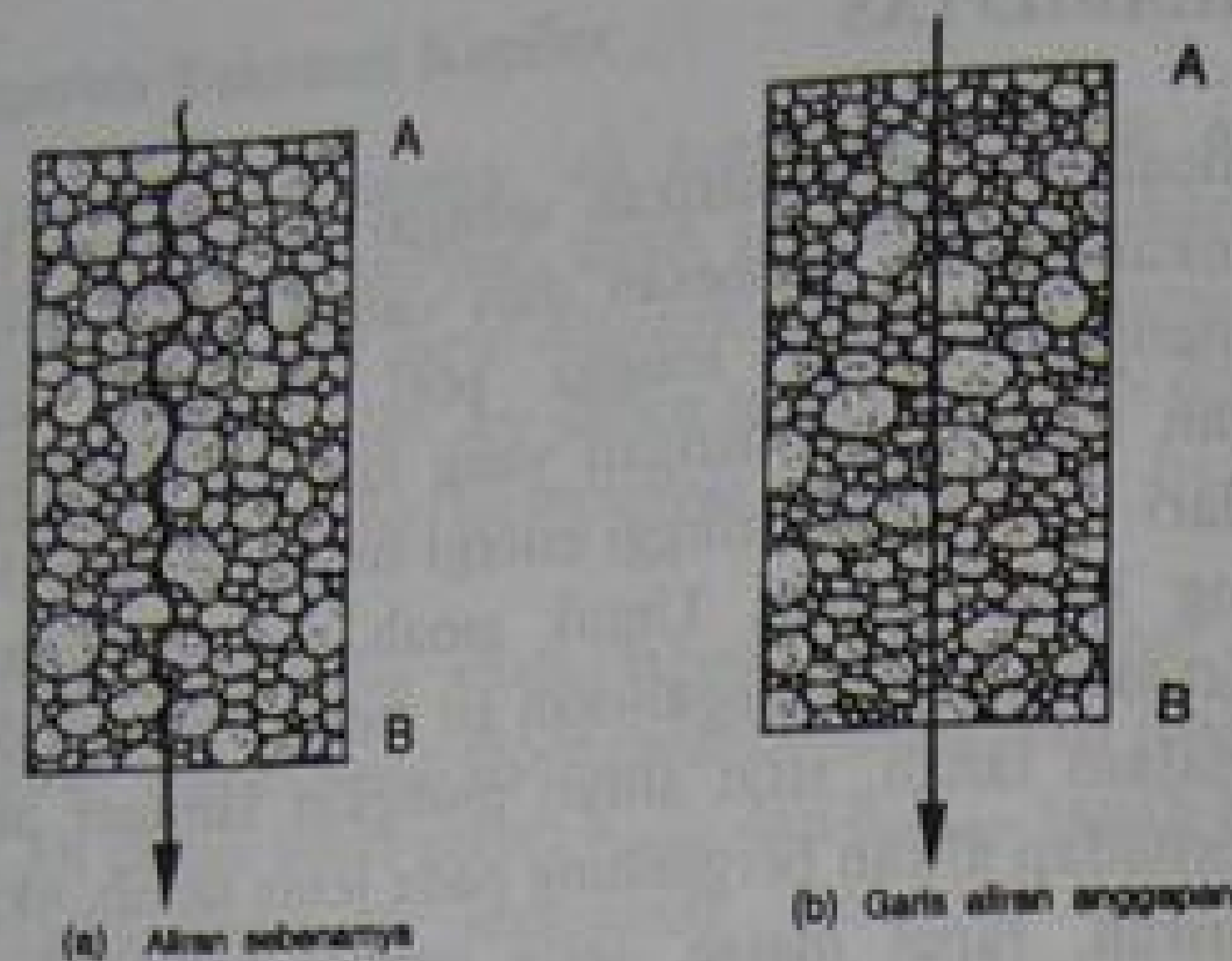
3.2 PERMEABILITAS

Permeabilitas didefinisikan sebagai sifat bahan berpori yang memungkinkan aliran rembesan dari cairan yang berupa air atau minyak mengalir lewat rongga pori. Pori-pori tanah saling berhubungan antara satu dengan yang lainnya, sehingga air dapat mengalir dari titik dengan tinggi energi tinggi ke titik dengan tinggi energi yang lebih rendah. Untuk tanah, permeabilitas dilukiskan sebagai sifat tanah yang mengalirkan air melalui rongga pori tanah.

Di dalam tanah, sifat aliran mungkin laminar atau turbulen. Tahanan terhadap aliran bergantung pada jenis tanah, ukuran butiran, bentuk butiran, rapat massa, serta bentuk geometri rongga pori. Temperatur juga sangat mempengaruhi tahanan aliran (kekentalan dan tegangan permukaan). Walaupun secara teoritis, semua jenis tanah lebih atau kurang mempunyai rongga pori, dalam praktek, istilah mudah meloloskan air (*permeable*) dimaksudkan untuk tanah yang memang benar-benar mempunyai sifat meloloskan air. Sebaliknya, tanah disebut kedap air (*impermeable*), bila tanah tersebut mempunyai kemampuan meloloskan air yang sangat kecil.

3.2.1 Garis Aliran

Aliran air lewat suatu kolom tanah diperlihatkan dalam Gambar 3.2a. Masing-masing partikel air bergerak dari ketinggian A ke ketinggian B yang lebih rendah, mengikuti lintasan yang berkelok-kelok (ruang pori) di antara butiran padatnya. Kecepatan air bervariasi dari titik ke titik tergantung dari ukuran dan konfigurasi rongga pori. Akan tetapi, dalam praktek, tanah dianggap sebagai satu kesatuan dan tiap partikel air dianggap bergerak melewati lintasan lurus yang disebut *garis aliran* (Gambar 3.2b).



Gambar 3.2 Aliran air tanah.

3.2.2 Aliran Air dalam Tanah

Aliran air arah horisontal yang melewati tabung berisi tanah dilukiskan dalam Gambar 3.3. *Tinggi energi total (total head)* adalah *tinggi energi elevasi* atau *elevation head* (z) ditambah *tinggi energi tekanan* atau *pressure head* (h) (yaitu ketinggian kolom air h_A atau h_B di dalam pipa diukur dalam milimeter atau meter di atas titiknya). Untuk aliran air di dalam tanah, tinggi energi kecepatan (*velocity head*) diabaikan karena nilainya sangat kecil. Ketinggian air di dalam pipa piezometer menunjukkan tekanan air pada titik tersebut. Tekanan air pada titik tertentu dapat dinyatakan oleh persamaan umum:

$$p = \gamma_w h \quad (3.5)$$

Dengan demikian tinggi energi tekanan (*pressure head*) pada titik-titik A dan B adalah:

$$h_A = \frac{p_A}{\gamma_w} \text{ dan } h_B = \frac{p_B}{\gamma_w} \quad (3.6)$$

dengan p adalah tekanan (t/m^2 , kN/m^2), h adalah tinggi energi tekanan

(m) dan γ_w adalah berat volume air (t/m^3 , kN/m^3). Tekanan air pori biasanya diukur terhadap tekanan atmosfer relatif. Ketinggian air dengan tekanan atmosfer nol, didefinisikan sebagai permukaan air tanah atau permukaan freatis. Kondisi artesis dapat terjadi jika lapisan tanah miring yang berpermeabilitas tinggi diapit oleh dua lapisan tanah yang berpermeabilitas rendah.

Tekanan hidrostatik bergantung pada kedalaman suatu titik di bawah muka air tanah. Untuk mengetahui besar tekanan air pori, *teorema Bernoulli* dapat diterapkan. Menurut Bernoulli, *tinggi energi total (total head)* pada suatu titik A dapat dinyatakan oleh persamaan:

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + z \quad (3.7)$$

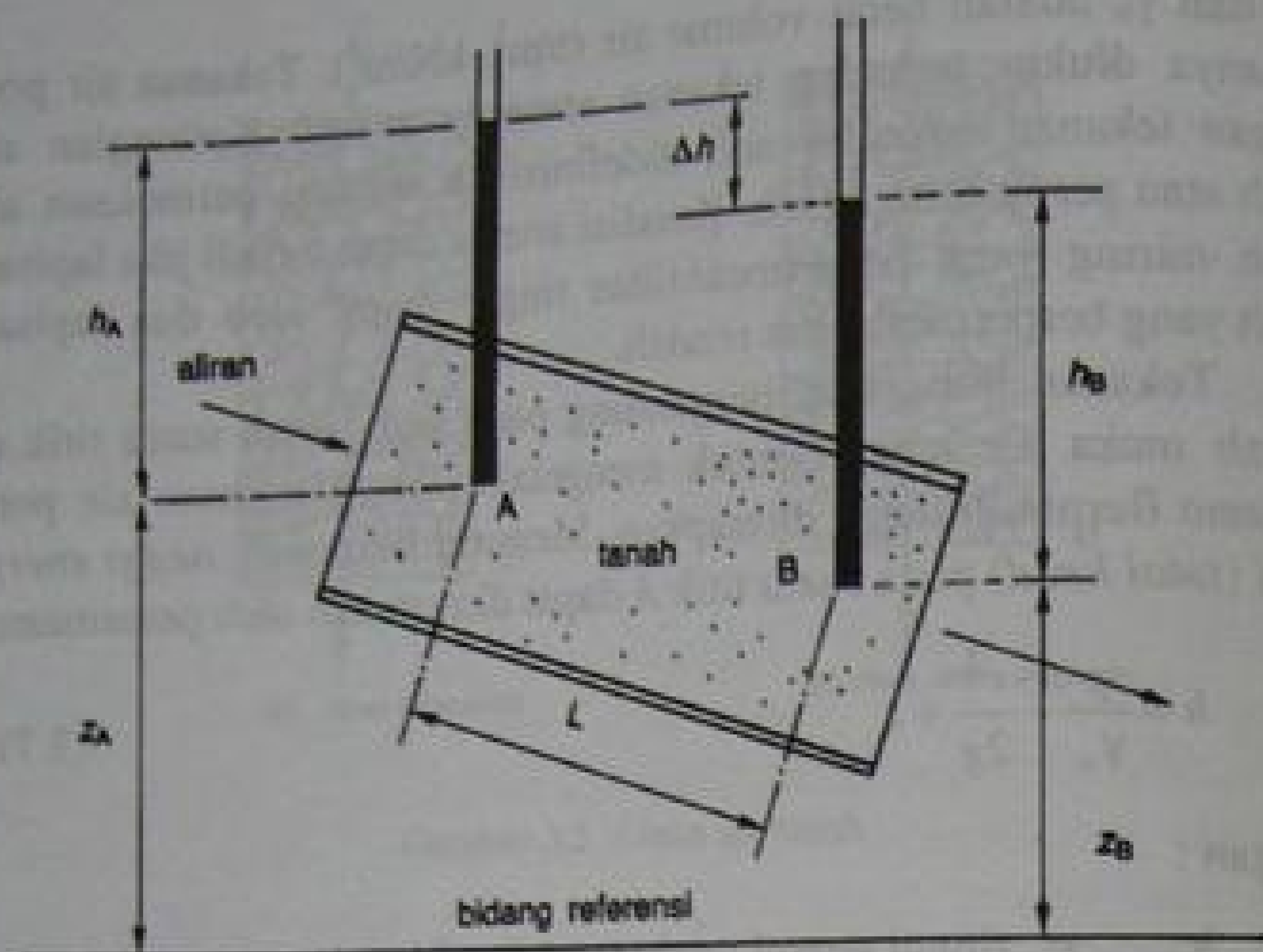
dengan :

- h = tinggi energi total (*total head*)(m)
- p/γ_w = tinggi energi tekanan (*pressure head*) (m)
- p = tekanan air (t/m^2 , kN/m^2)
- $v^2/2g$ = tinggi energi kecepatan (*velocity head*)(m)
- v = kecepatan air (m/det)
- γ_w = berat volume air (t/m^3 , kN/m^3)
- g = percepatan gravitasi (m/dt^2)
- z = tinggi energi elevasi (m)

Karena kecepatan rembesan di dalam tanah sangat kecil, maka tinggi energi kecepatan dalam suku persamaan Bernoulli dapat diabaikan. Sehingga persamaan tinggi energi total menjadi,

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + z \quad (3.8)$$

Untuk menghitung debit rembesan lewat tanah pada kondisi tertentu, ditinjau kondisi tanah seperti dalam Gambar 3.3. Luas potongan melintang tanah sebesar A , dengan debit rembesan q .



Gambar 3.3 Aliran rembesan dalam tanah.

Dari persamaan Bernoulli, kehilangan tinggi energi antara dua titik A dan B (Δh) dinyatakan oleh persamaan:

$$\Delta h = \left(\frac{P_A}{\gamma_w} + z_A \right) - \left(\frac{P_B}{\gamma_w} + z_B \right) \quad (3.9)$$

Persamaan (3.9) dapat dituliskan sebagai berikut :

$$\Delta h = (h_A + z_A) - (h_B + z_B) \quad (3.10)$$

dengan h_A dan h_B berturut-turut adalah tinggi energi tekanan pada titik A dan B. Gradien hidrolik (hydraulic gradient) (i), didefinisikan sebagai:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (3.11)$$

dengan L adalah jarak antara potongan A dan B. Nilai tinggi energi

elevasi (z) diambil positif bila titik yang ditinjau terletak di atas bidang referensi (datum) (seperti pada Gambar 3.3), dan negatif bila di bawahnya. Jarak vertikal antara elevasi piezometer di A dan B, disebut *tinggi energi hidrolik (hydraulic head)*, yaitu Δh .

Jika kecepatan aliran air dalam tanah nol, semua ketinggian air dalam pipa piezometer akan menunjukkan elevasi yang sama dan berimpit dengan permukaan horizontal air tanah. Bila terdapat aliran air tanah, ketinggian air dalam pipa piezometer akan berkurang dengan jarak alirannya.

Hukum Darcy

Darcy (1956), mengusulkan hubungan antara kecepatan dan gradien hidrolik sebagai berikut :

$$v = ki \quad (3.12)$$

dengan :

v = kecepatan air (cm/det)

i = gradien hidrolik

k = koefisien permeabilitas (cm/det)

Debit rembesan (q) dinyatakan dalam persamaan:

$$q = kiA \quad (3.13)$$

dengan A = luas penampang pengaliran. Koefisien permeabilitas (k) mempunyai satuan yang sama dengan satuan kecepatan cm/det atau mm/det, yaitu menunjukkan ukuran tahanan tanah terhadap aliran air. Bila pengaruh sifat-sifat air dimasukkan, maka:

$$k \text{ (cm/det)} = \frac{K \rho_w g}{\mu} \quad (3.14)$$

dengan:

K = koefisien absolut (cm^2), tergantung dari sifat butiran tanah

ρ_w = rapat massa air (g/cm^3)

μ = koefisien kekentalan air (g/cm.det)
 g = percepatan gravitasi. (cm/det²)

Perhatikan bahwa kecepatan yang diberikan dalam Persamaan (3.12) adalah kecepatan air yang dihitung berdasarkan luas kotor penampang tanah. Karena air hanya dapat mengalir lewat ruang pori, maka kecepatan nyata rembesan lewat rongga tanah (v_s), dinyatakan oleh persamaan :

$$v_s = \frac{v}{n} \quad (3.15)$$

atau

$$v_s = \frac{ki}{n} \quad (3.16)$$

dengan $n = V_p/V$ adalah porositas dari tanah.

Beberapa kisaran nilai k dari berbagai jenis tanah ditunjukkan dalam Tabel 3.2 Koefisien permeabilitas tanah biasanya dinyatakan pada temperatur 20° C.

Tabel 3.2 Kisaran permeabilitas tanah (k) pada temperatur 20° C

Jenis Tanah	k (mm/det)
Butiran kasar	$10^{-1} - 10^{-3}$
Kerikil halus, butiran kasar bercampur pasir butiran sedang	$10^{-2} - 10^{-3}$
Pasir halus, lanau longgar	$10^{-4} - 10^{-2}$
Lanau padat, lanau berlempung	$10^{-5} - 10^{-4}$
Lempung berlanau, lempung	$10^{-6} - 10^{-5}$

Pada sembarang temperatur T , koefisien permeabilitas k dapat diperoleh dari persamaan:

$$\frac{k_{20}}{k_T} = \frac{(\gamma_{w20})(\mu_T)}{(\gamma_{wT})(\mu_{20})} \quad (3.17)$$

dengan :

k_T, k_{20} = berturut-turut koefisien permeabilitas pada T° dan 20° C

$\gamma_{wT}, \gamma_{w20}$ = berturut-turut berat volume air pada T° dan 20° C

μ_T, μ_{20} = berturut-turut koefisien kekentalan air pada T° dan 20° C

Karena nilai γ_{wT}/γ_{w20} mendekati 1, maka

$$k_{20} = k_T \frac{\mu_T}{\mu_{20}} \quad (3.18)$$

Tabel 3.3 menunjukkan nilai μ_T/μ_{20} untuk berbagai variasi temperatur.

Tabel 3.3 Nilai μ_T/μ_{20}

Temperatur $T, ^\circ\text{C}$	μ_T/μ_{20}	Temperatur $T, ^\circ\text{C}$	μ_T/μ_{20}
10	1,298	21	0,975
11	1,263	22	0,952
12	1,228	23	0,930
13	1,195	24	0,908
14	1,165	25	0,887
15	1,135	26	0,867
16	1,106	27	0,847
17	1,078	28	0,829
18	1,051	29	0,811
19	1,025	30	0,793
20	1,000		

Ketepatan Hukum Darcy

Hukum Darcy $v = ki$, hanya cocok untuk aliran laminar, yaitu bila gradien hidrolik hanya sampai gradien hidrolik kritis (i_{cr}) dan kecepatannya hanya sampai kecepatan kritis (v_{cr}). Dalam Gambar 3.4, di luar L_c ($i > i_{cr}$), filtrasi berupa aliran turbulen dengan kecepatan rembesan $v > v_{cr}$.

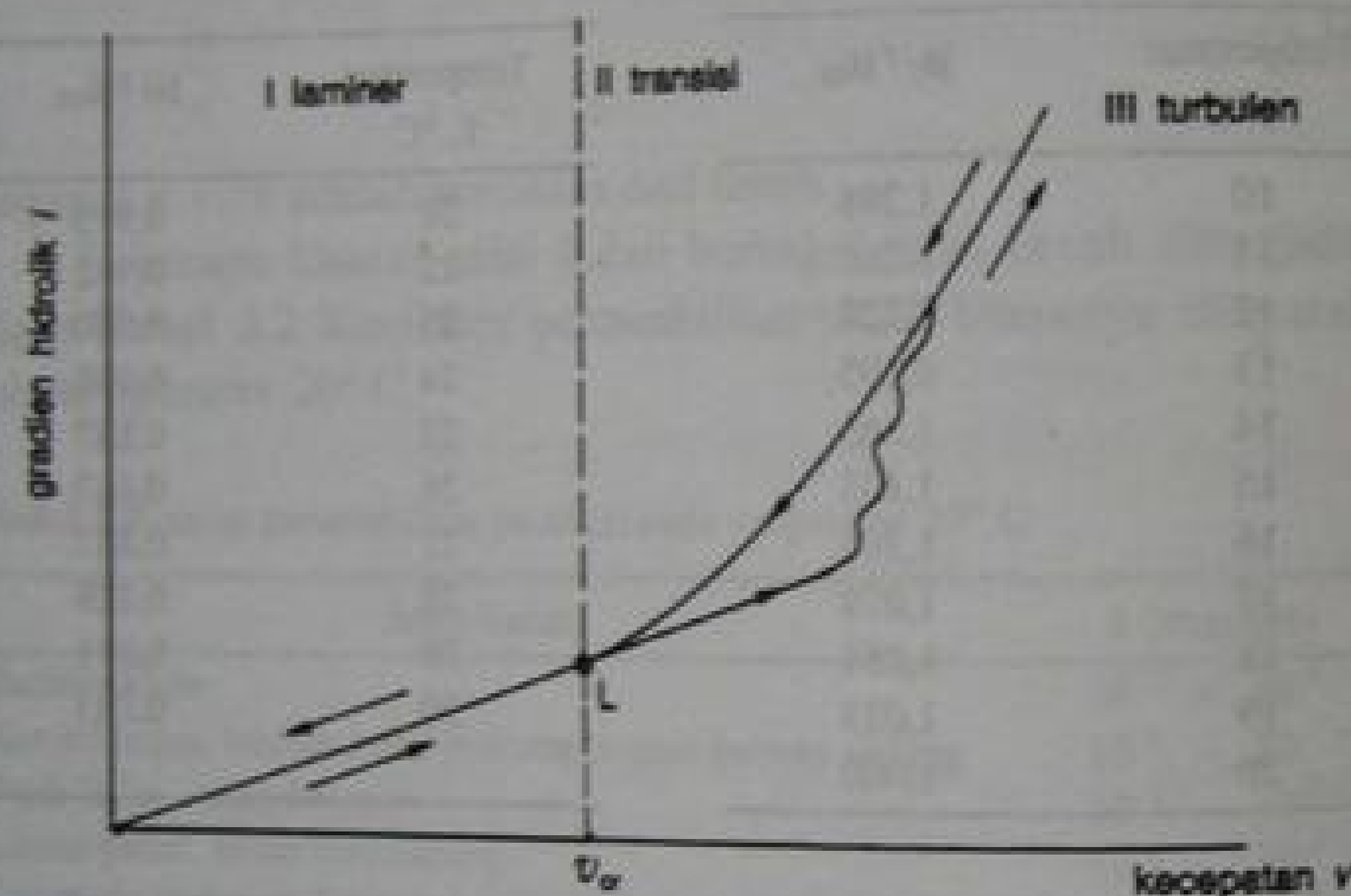
Beberapa studi telah dibuat untuk menyelidiki ketepatan hukum ini. Studi yang cukup dikenal adalah yang dilakukan oleh Muskat

(1937). Kriteria nilai batas diberikan oleh bilangan Reynold. Untuk aliran di dalam tanah, bilangan Reynold (R_n) diberikan menurut hubungan :

$$R_n = \frac{vD\gamma_w}{\mu} \quad (3.19)$$

dengan :

- v = kecepatan air (cm/det)
- D = diameter rata-rata butiran tanah (cm)
- γ_w = berat volume cairan (g/cm^3)
- μ = koefisien kekentalan (g/cm.det)



Gambar 3.4 Zone laminar dan turbulen (Taylor, 1948).

Untuk aliran laminar di dalam tanah, hasil pengamatan menunjukkan hubungan sebagai berikut :

$$R_n = \frac{vD\gamma_w}{\mu} < 1 \quad (3.20)$$

Sebagai contoh dilakukan hitungan untuk tanah pasir sebagai berikut:

Ambil tanah pasir benda uji yang mempunyai diameter $D_{10} = 0,45$ mm. A. Hazen (1911) menyarankan persamaan permeabilitas untuk tanah pasir sebagai berikut:

$$k = 100 (D_{10})^2$$

dengan k dalam cm/det dan D_{10} adalah ukuran butiran efektif dalam cm, maka nilai $k = 100 (0,045)^2 = 0,203$ cm/det. Dengan menganggap $i = 1$, maka $v = ki = 0,203$ cm/det. Berat jenis air, $\gamma_w = 1$, $\mu_{20} = 10^{-3}$ (0,98) (g/cm det), maka:

$$R_n = \frac{(0,203)(0,045)(1)}{(10^{-3})(0,98)} = 0,9 < 1$$

Dari hitungan di atas dapat disimpulkan bahwa untuk aliran air lewat berbagai macam jenis tanah (pasir, lanau, lempung), adalah laminar. Dengan demikian, Hukum Darcy tepat untuk hitungan aliran rembesan di dalam tanah. Pada pasir kasar, kerikil dan batuan, aliran turbulen mungkin dapat terjadi. Untuk ini, gradien hidrolik diberikan menurut persamaan (Forchheimer, 1902):

$$i = av + bv^2 \quad (3.21)$$

Dengan a dan b konstanta eksperimental. Leps (1973) memberikan persamaan kecepatan air lewat rongga pori, sebagai berikut :

$$v_v = CR_H^{0.5} i^{0.54}$$

dengan :

- v_v = kecepatan rata-rata air lewat pori
- C = konstanta yang merupakan fungsi bentuk dan kekasaran partikel batuan
- R_H = radius hidrolik rata-rata
- i = gradien hidrolik

3.2.3 Uji permeabilitas di Laboratorium

Ada empat macam pengujian untuk menentukan koefisien permeabilitas di laboratorium, yaitu :

- Uji tinggi energi tetap (*constant-head*).
- Uji tinggi energi turun (*falling-head*).
- Penentuan secara tidak langsung dari uji konsolidasi.
- Penentuan secara tidak langsung dari uji kapiler horisontal.

3.2.3.1 Uji Permeabilitas dengan Tinggi Energi Tetap (*Constant-head*)

Pengujian ini cocok untuk jenis tanah granular. Prinsip pengujian dapat dilihat dalam Gambar 3.5. Tanah benda uji diletakkan di dalam silinder. Pada gambar tersebut tinggi energi hilang adalah h . Aliran air lewat tanah diatur. Banyaknya air yang keluar ditampung di dalam gelas ukuran. Waktu pengumpulan air dicatat. Data pengamatan yang diperoleh, kemudian disubstitusikan ke dalam persamaan Darcy:

$$Q = qt = kiAt$$

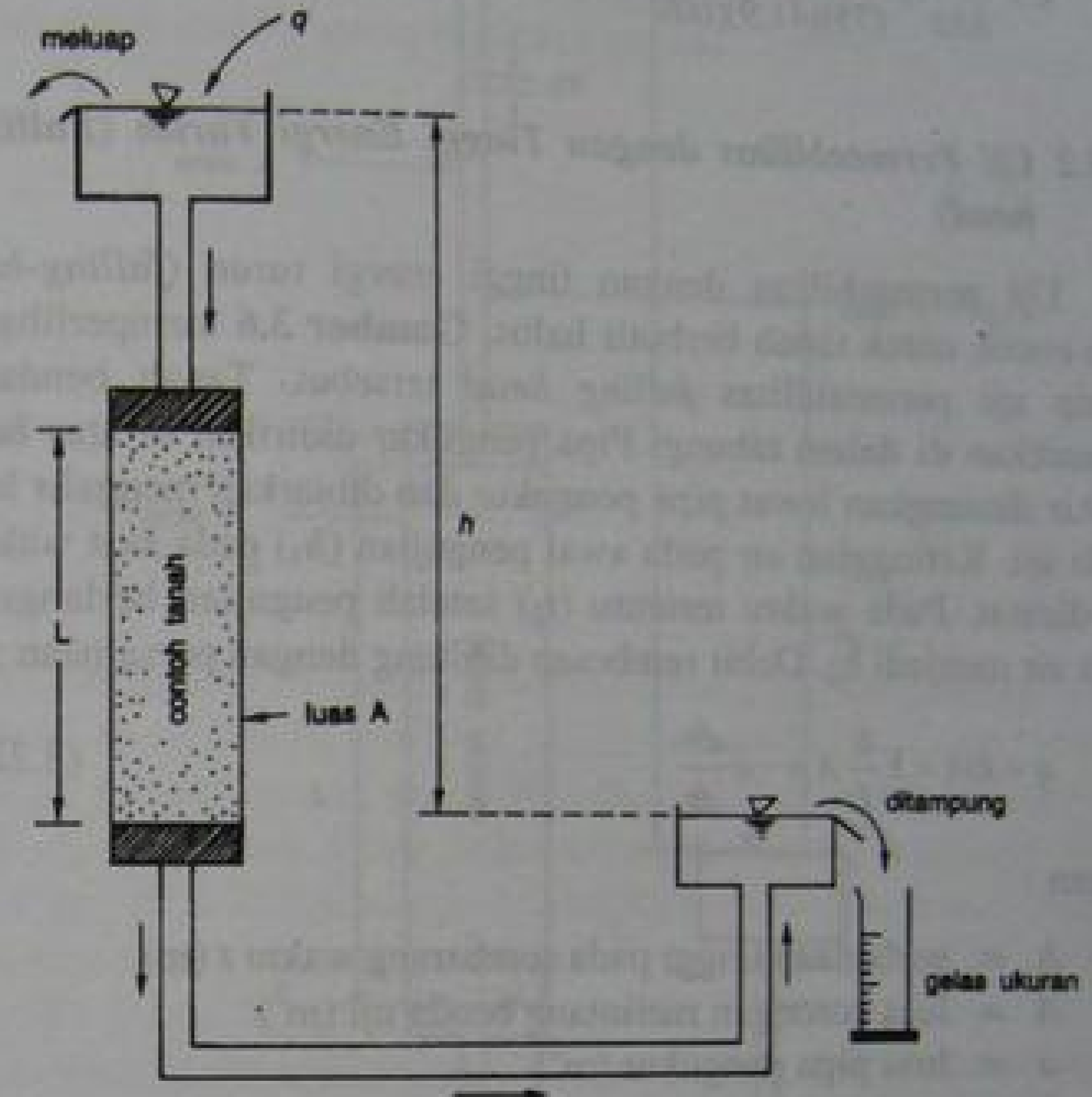
dengan A adalah penampang benda uji dan Q adalah volume air dalam gelas ukuran. Karena $i = h/L$, dengan L adalah panjang benda uji atau panjang pengaliran, maka $Q = k(h/L)At$. Dari persamaan ini, diperoleh:

$$k = \frac{QL}{hAt} \quad (3.22a)$$

Suku persamaan di sebelah kanan diperoleh dari hasil pengujian. Dengan substitusi masing-masing nilainya, maka koefisien permeabilitas (k) dapat diperoleh.

Contoh soal 3.1:

Tanah benda uji berbentuk silinder mempunyai diameter 7,3 cm dan panjang 16,8 cm. Akan ditentukan permeabilitasnya dengan alat uji



Gambar 3.5 Prinsip uji permeabilitas *constant-head*.

permeabilitas *constant-head*. Tinggi tekanan konstan sebesar 75 cm dikontrol sama selama pengujian. Setelah 1 menit pengujian berjalan, air yang tumpah pada gelas ukuran ditimbang, beratnya 940 gram. Temperatur pada waktu pengujian 20° C. Hitung koefisien permeabilitas tanah ini.

Penyelesaian :

Luas tampang benda uji = $\frac{1}{4} \times \pi \times 7,3^2 = 41,9 \text{ cm}^2$. Berat volume air = 1 g/cm^3 . Dari persamaan koefisien permeabilitas diperoleh :

$$k = \frac{QL}{hAt} = \frac{(940/1)(16,8)}{(75)(41,9)(60)} = 0,08 \text{ cm/det.}$$

3.2.3.2 Uji Permeabilitas dengan Tinggi Energi Turun (Falling-head)

Uji permeabilitas dengan tinggi energi turun (*falling-head*) lebih cocok untuk tanah berbutir halus. Gambar 3.6 memperlihatkan prinsip uji permeabilitas *falling head* tersebut. Tanah benda uji dimasukkan di dalam tabung. Pipa pengukur didirikan di atas benda uji. Air dituangkan lewat pipa pengukur dan dibiarkan mengalir lewat benda uji. Ketinggian air pada awal pengujian (h_1) pada saat waktu $t_1 = 0$ dicatat. Pada waktu tertentu (t_2) setelah pengujian berlangsung, muka air menjadi h_2 . Debit rembesan dihitung dengan persamaan :

$$q = kiA = k \frac{h}{L} A = -a \frac{dh}{dt} \quad (3.22b)$$

dengan :

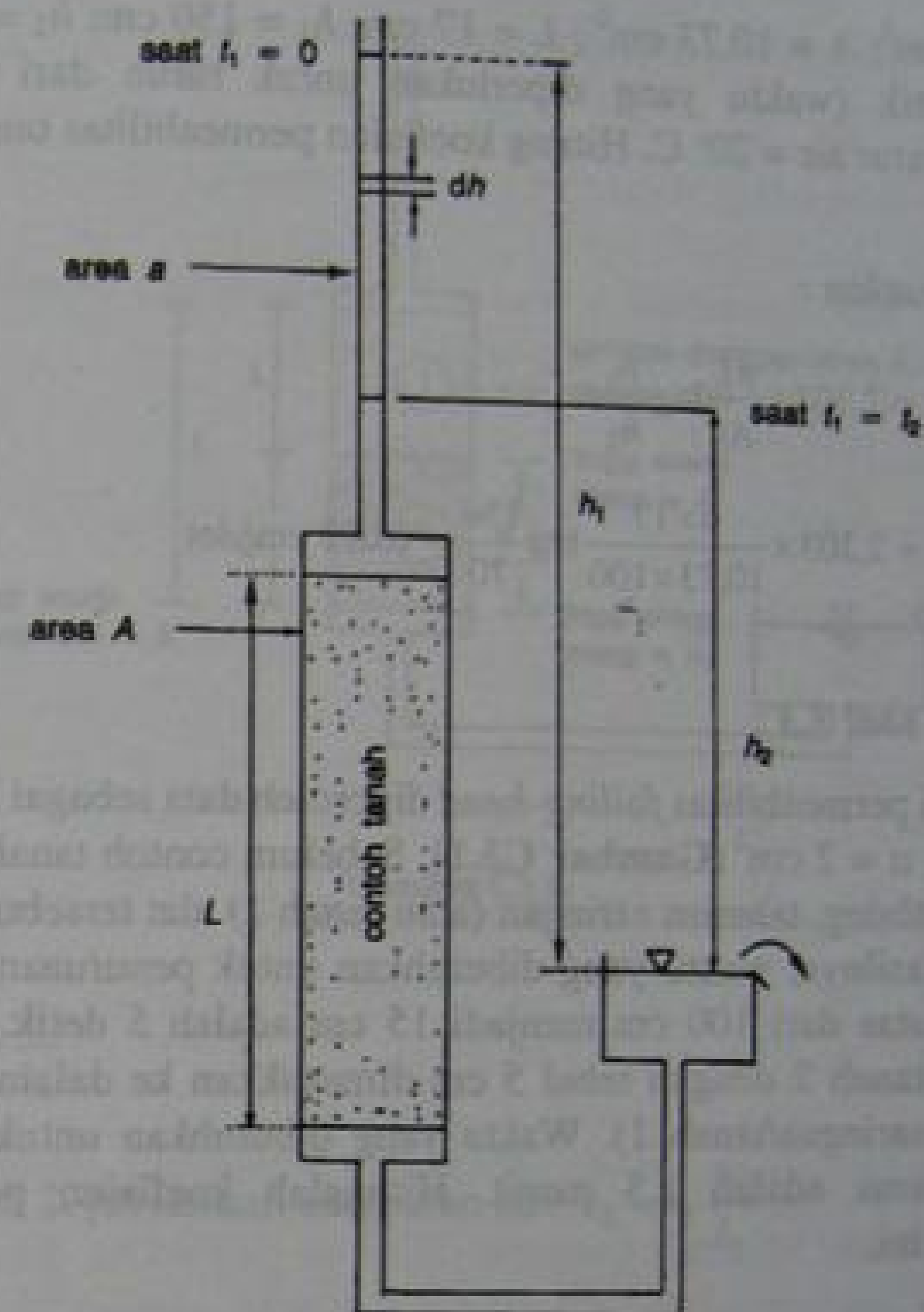
- h = perbedaan tinggi pada sembarang waktu t (m)
- A = luas potongan melintang benda uji (m^2)
- a = luas pipa pengukur (m^2)
- L = panjang benda uji atau panjang pengaliran (m)

Dari Persamaan (3.22b), diperoleh :

$$\int_0^t dt = \int_{h_1}^{h_2} \frac{aL}{Ak} \left(-\frac{dh}{h} \right)$$

$$t = \frac{aL}{Ak} \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right)$$

$$k = 2,303 \left(\frac{aL}{At} \right) \log \left(\frac{h_1}{h_2} \right)$$



Gambar 3.6 Prinsip uji permeabilitas *falling head*.

Nilai-nilai a , L , A , t , h_1 dan h_2 diperoleh dari pencatatan selama pengujian. Dari sini koefisien permeabilitas (k) dapat dihitung.

Contoh soal 3.2 :

Dari hasil uji permeabilitas *falling-head* pada tanah pasir, diperoleh data sebagai berikut:

$a = 6 \text{ cm}^2$; $A = 10,73 \text{ cm}^2$; $L = 17 \text{ cm}$; $h_1 = 150 \text{ cm}$; $h_2 = 70 \text{ cm}$; $t = 100 \text{ detik}$ (waktu yang diperlukan untuk turun dari h_1 ke h_2).
Temperatur air = 20° C . Hitung koefisien permeabilitas tanah ini.

Penyelesaian :

$$k = 2,303 \times \frac{aL}{At} \log \frac{h_1}{h_2}$$

$$= 2,303 \times \frac{6 \times 17}{10,73 \times 100} \log \frac{150}{70} = 0,072 \text{ cm/det}$$

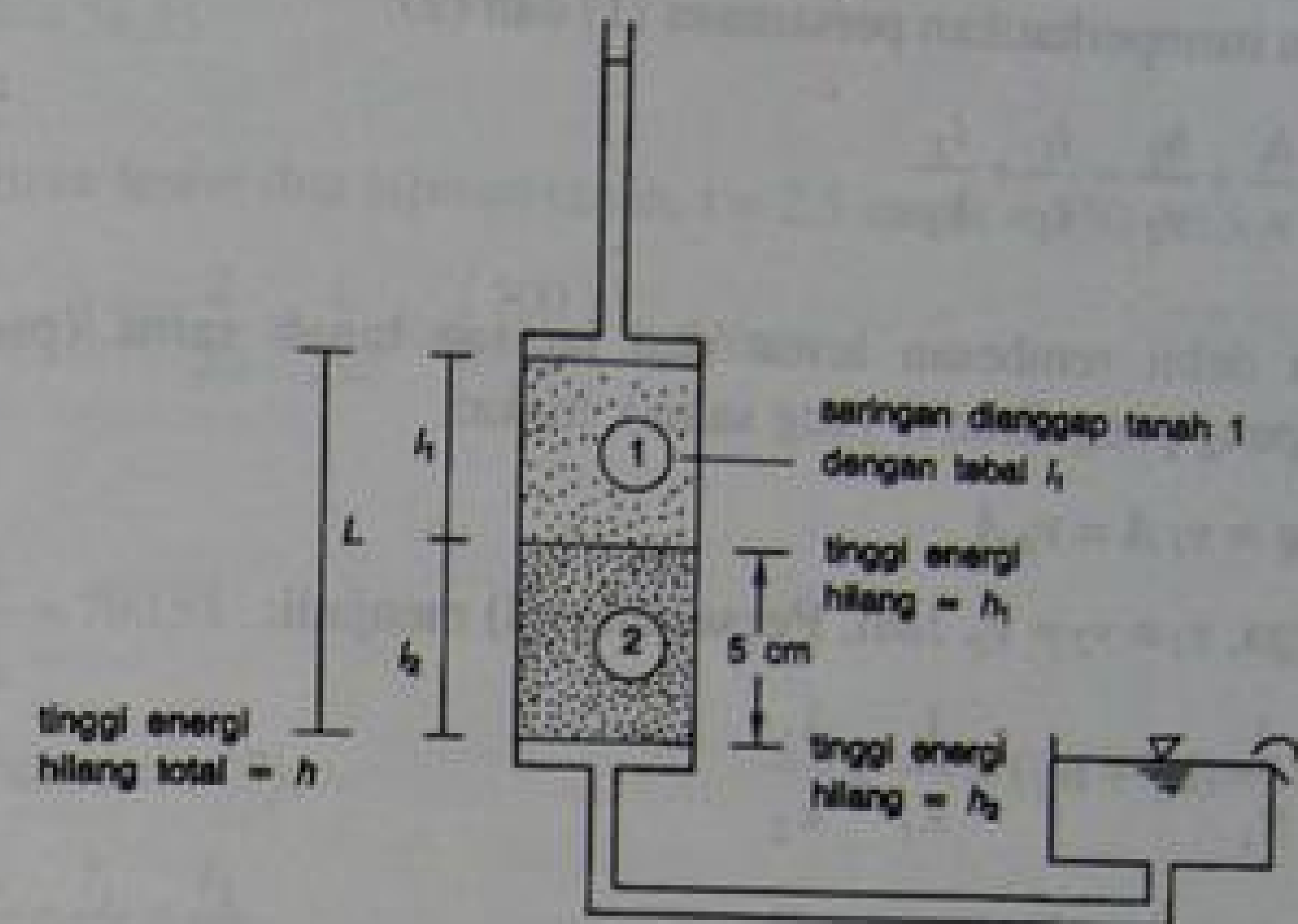
Contoh soal 3.3 :

Pada uji permeabilitas *falling-head* diperoleh data sebagai berikut: $A = 20 \text{ cm}^2$; $a = 2 \text{ cm}^2$ (Gambar C3.1). Sebelum contoh tanah diletakkan dalam tabung, tahanan saringan (atau tanah 1) alat tersebut diuji lebih dulu. Hasilnya, waktu yang dibutuhkan untuk penurunan air di pipa bagian atas dari 100 cm menjadi 15 cm adalah 5 detik. Kemudian, contoh tanah 2 dengan tebal 5 cm dimasukkan ke dalam alatnya (di bawah saringan/tanah 1). Waktu yang dibutuhkan untuk penurunan yang sama adalah 2,5 menit. Hitunglah koefisien permeabilitas tanah 2 ini.

Peyelesaian:

Dianggap bahwa air mengalir vertikal ke bawah, melewati dua lapis tanah dengan luas penampang tabung yang sama, maka kecepatan pada masing-masing tanah juga sama. Akan dihitung lebih dulu koefisien permeabilitas ekuivalen arah z , yaitu k_z .
Berdasarkan Hukum Darcy : $v = ki$

Untuk tanah 1, persamaan kecepatan air: $v_1 = k_1 \frac{h_1}{l_1}$



Gambar C3.1.

$$\frac{h_1}{v_1} = \frac{l_1}{k_1} \quad (1)$$

Untuk tanah 2, persamaan kecepatan air: $v_2 = k_2 \frac{h_2}{l_2}$

$$\frac{h_2}{v_2} = \frac{l_2}{k_2} \quad (2)$$

Kecepatan air rata-rata dalam contoh tanah:

$$v_z = k_z \left(\frac{h_1 + h_2}{l_1 + l_2} \right) = k_z \frac{h}{L}$$

atau

$$\frac{h}{v_z} = \frac{L}{k_z} \quad (3)$$

Dengan memperhatikan persamaan (1) dan (2):

$$\frac{h_1}{v_1} + \frac{h_2}{v_2} = \frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2} \quad (4)$$

Karena debit rembesan lewat dua lapisan tanah sama (pada luas penampang pengaliran A yang sama), maka:

$$q = v_1 A = v_2 A$$

Sehingga, $v_1 = v_2 = v_z$. Jadi, Persamaan (4) menjadi:

$$\frac{1}{v_z} (h_1 + h_2) = \frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2}$$

$$\frac{h}{v_z} = \frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2}$$

Dengan memperhatikan Persamaan (3), maka

$$\frac{L}{k_z} = \frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2} \quad (5)$$

$$k_z = \frac{L}{l_1/k_1 + l_2/k_2} \quad (6)$$

Persamaan (6) merupakan persamaan untuk menghitung koefisien permeabilitas ekuivalen, dari 2 lapisan tanah yang berbeda permeabilitas dalam arah vertikalnya.

Dari persamaan koefisien permeabilitas untuk *falling head*:

$$k = 2,303 \frac{aL}{At} \log \left(\frac{h_1}{h_2} \right)$$

Untuk aliran hanya lewat tanah 1 (pengukuran tahanan saringan):

$$k_1 = 2,303 \frac{2 \times l_1}{20 \times 5} \log \left(\frac{100}{15} \right)$$

$$\frac{l_1}{k_1} = 26,35$$

Untuk aliran lewat dua lapisan tanah, $t = 2,5$ menit = 150 detik

$$k_z = 2,303 \frac{2}{20} \times \frac{L}{150} \log \left(\frac{100}{15} \right) \text{ (cm/det)}$$

atau

$$\frac{L}{k_z} = 790,53$$

Dari Persamaan (5),

$$\frac{L}{k_z} = \frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2}$$

$$790,53 = 26,35 + \frac{5}{k_2}$$

Jadi, $k_2 = 6,5 \times 10^{-3}$ cm/det

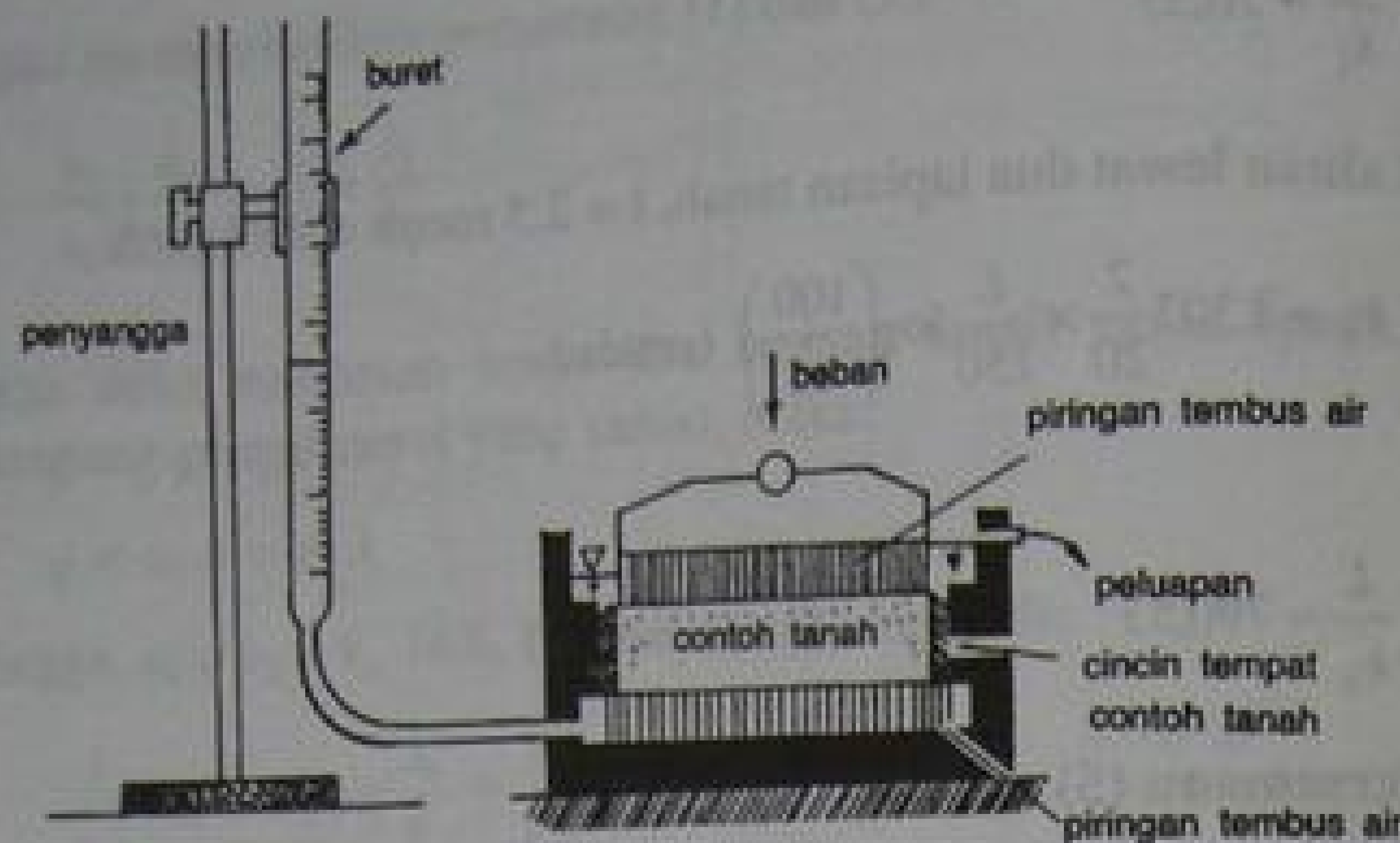
3.2.3.3 Penentuan Koefisien Permeabilitas dari Uji Konsolidasi

Koefisien permeabilitas tanah lempung dari 10^{-6} sampai 10^{-9} cm/det dapat ditentukan dalam sebuah *falling head permeameter* yang direncanakan khusus dari percobaan konsolidasi. Pada alat ini, luas benda uji dibuat besar. Untuk menghindari penggunaan pipa yang tinggi, tinggi tekanan dapat dibuat dengan jalan pemberian tekanan udara. Skema alat ini ditunjukkan dalam Gambar 3.7.

Penentuan koefisien permeabilitas diperoleh dari persamaan konsolidasi sebagai berikut :

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (3.23)$$

dengan :



Gambar 3.7 Uji permeabilitas dengan alat konsolidasi.

C_v = koefisien konsolidasi

t = waktu pengaliran

T_v = faktor waktu

H = panjang rata-rata lintasan drainase

Koefisien perubahan volume, dinyatakan oleh persamaan:

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma(1 + e)} \quad (3.24)$$

dengan:

e = perubahan angka pori pada perubahan tekanan tertentu

$\Delta \sigma$ = tambahan tekanan yang diterapkan

Koefisien konsolidasi, dinyatakan oleh persamaan:

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (3.25)$$

dengan γ_w = berat volume air

Substitusi dari Persamaan (3.23) sampai (3.25), menghasilkan

$$k = \frac{T_v \gamma_w \Delta e H^2}{t \Delta \sigma (1 + e)} \quad (3.26)$$

Untuk 50 % konsolidasi, $T_v = 0,198$, maka dapat diperoleh persamaan koefisien permeabilitas:

$$k = \frac{0,198 \gamma_w \Delta e H^2}{t_{50} \Delta \sigma (1 + e)} \quad (3.27)$$

Contoh soal 3.4:

Benda uji setebal 2,74 cm diletakkan di antara batu tembus air pada alat konsolidometer. Pada pengujian dihasilkan derajat penurunan konsolidasi 50% (t_{50}) tercapai dalam 12 menit. Hitung koefisien konsolidasi dari benda uji. Dianggap bahwa benda uji pada tekanan $p_1 = 1,473 \text{ kg/cm}^2$ mempunyai angka pori $e_1 = 0,585$. Pada akhir pengujian dengan tekanan $p_2 = 2,946 \text{ kg/cm}^2$, angka pori $e_2 = 0,499$.

Penyelesaian:

Pada pengujian ini, rata-rata nilai $e = \frac{1}{2} (0,585 + 0,499) = 0,542$

$$\frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = \frac{0,585 - 0,499}{2946 - 1473} = 0,0000584 \text{ cm}^2/\text{g}$$

$$t_{50} = 12 \text{ menit} = 720 \text{ detik}$$

Koefisien permeabilitas selama pengujian:

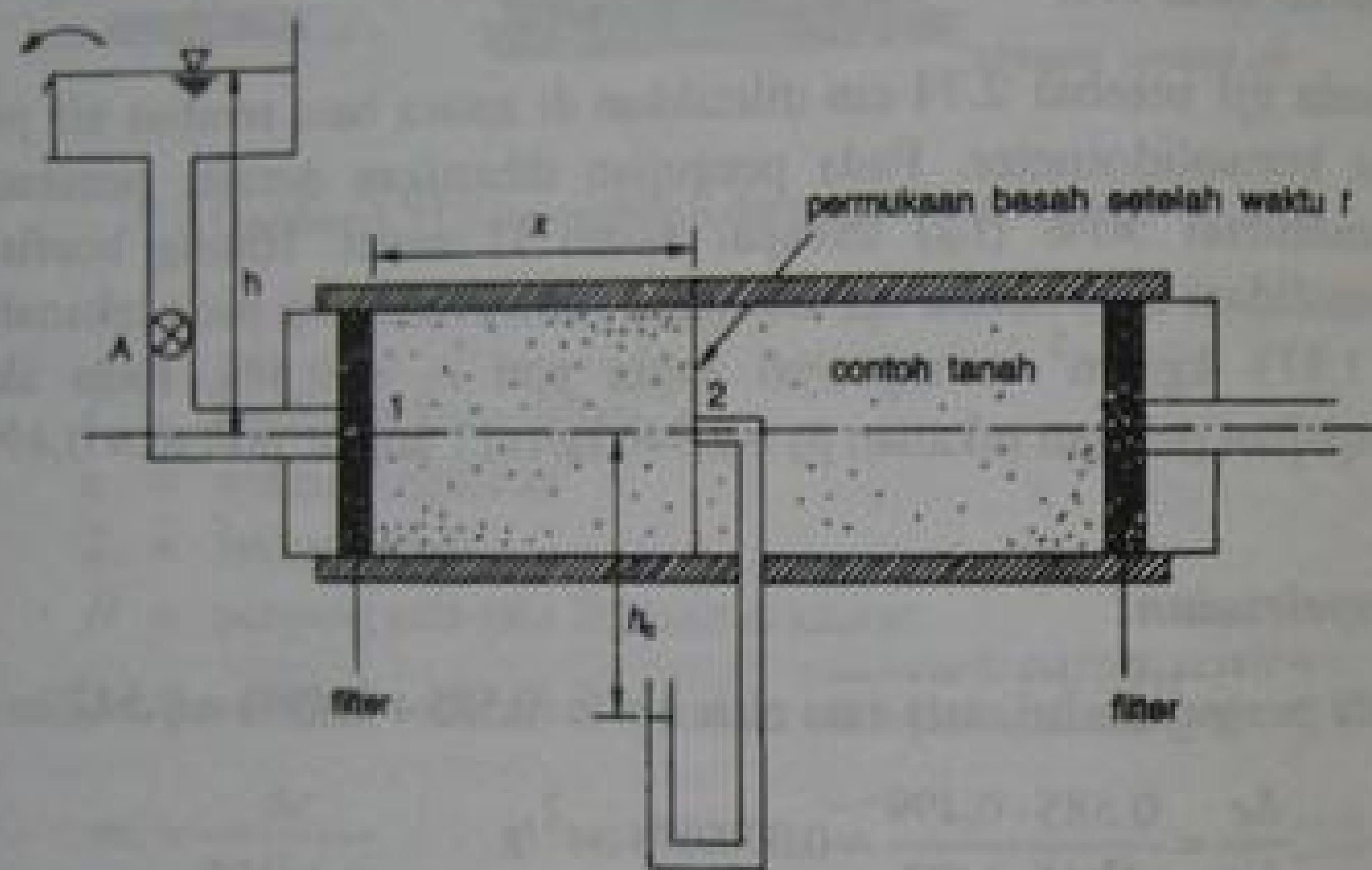
$$k = \frac{0,198 \times 1(0,584 \times 10^{-4}) (2,74/2)^2}{(1 + 0,542) \times 720} = 1,95 \times 10^{-8} \text{ cm/det.}$$

Karena kondisi drainase air dari contoh benda uji adalah drainase ke arah atas dan bawah, maka $H = 2,74/2 = 1,37 \text{ cm}$.

3.2.3.4 Uji Kapiler Horizontal

Prinsip dasar dari uji kapiler horizontal dapat dilihat pada Gambar 3.8. Tanah dimasukkan dalam tabung dan dipasang dengan posisi mendatar. Jika katup A dibuka, air dalam bak penampung akan masuk ke dalam tabung alat pengujian melalui silinder tanah secara kapiler. Jarak x dari titik 1 adalah fungsi dari waktu t .

Pada titik 1, tinggi energi total (*total head*) adalah nol. Pada titik 2 (dekat dengan permukaan basah), tinggi energi total adalah $-(h + h_c)$.



Gambar 3.8 Uji kapiler horizontal.

Dengan menggunakan persamaan Darcy :

$$v = nSv_s = ki \quad (3.28)$$

dengan:

n = porositas

S = derajat kejenuhan tanah

v_s = kecepatan air merembes lewat rongga pori

$$\text{karena } v_s = \frac{dx}{dt} \quad (3.29)$$

$$\text{dan } i = \frac{(\text{energi total pada 1}) - (\text{energi total pada 2})}{x}$$

$$i = \frac{0 - [-(h + h_c)]}{x} = \frac{h + h_c}{x} \quad (3.30)$$

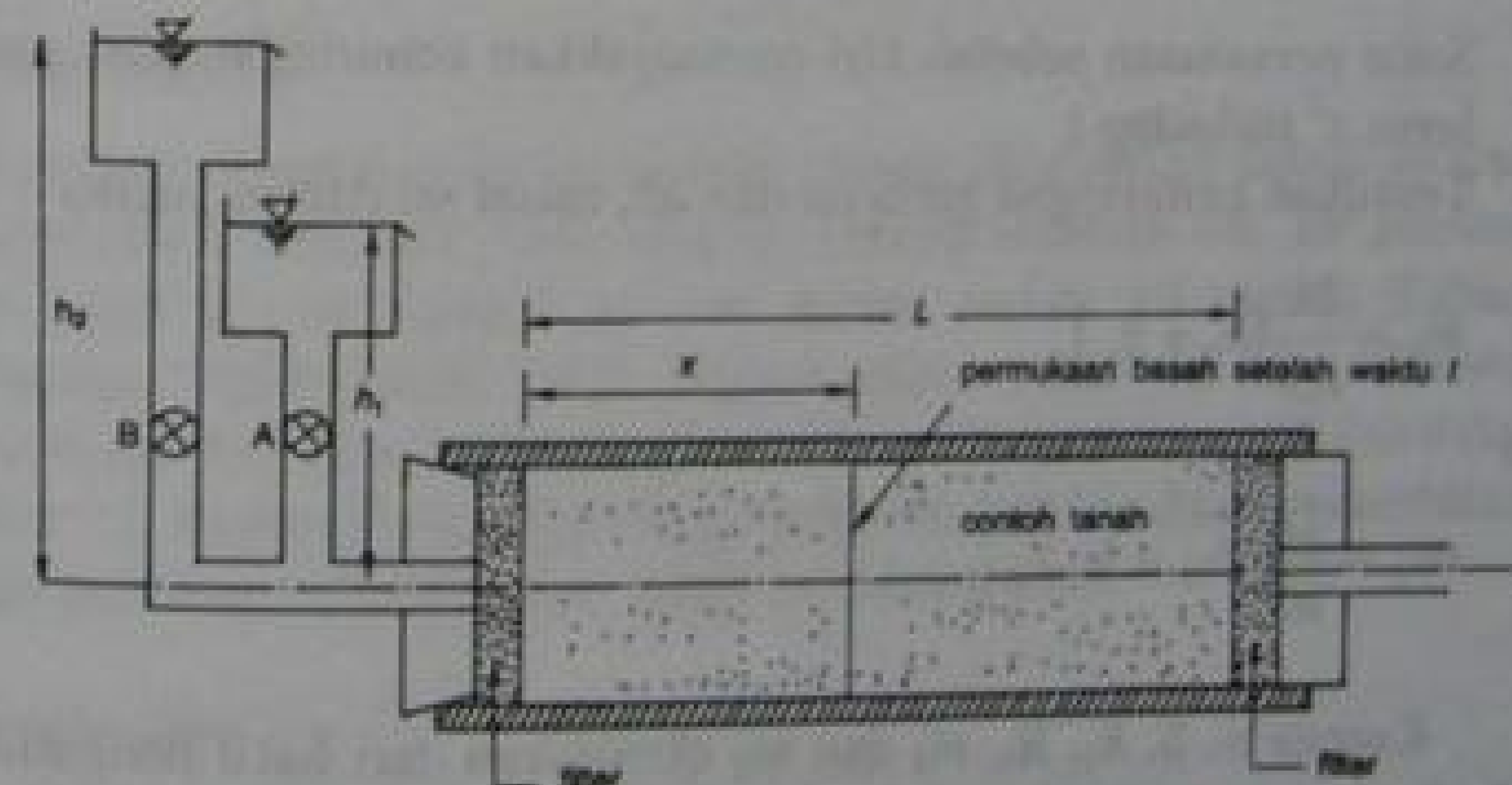
Dari substitusi Persamaan (3.29) dan (3.30) ke dalam Persamaan (3.28), diperoleh :

$$v_s = \frac{dx}{dt} = k \frac{1}{nS} \frac{h + h_c}{x}$$

$$\int_{x_1}^{x_2} x dx = \int_0^t \frac{k}{nS} (h + h_c) dt$$

Diselesaikan

$$\frac{x_2^2 - x_1^2}{t} = \frac{2k}{nS} (h + h_c) \quad (3.31a)$$



Gambar 3.9 Uji permeabilitas kapiler horizontal.

Persamaan (3.31a) adalah hubungan dasar yang digunakan untuk menentukan koefisien permeabilitas, dengan derajat kejenuhan tanah selama air bergerak dianggap 100 %. Kenyataannya nilai S tanah bervariasi antara 75-90 %. Cara uji kapiler horisontal sebagai berikut :

- (1) Buka katup A.
- (2) Segera sesudah air mengalir, dicatat waktu (t) yang dibutuhkan untuk pengaliran sepanjang x .
- (3) Ketika air terdepan telah mengalir kira-kira setengah panjang benda uji ($x = L/2$), tutup katup A dan buka katup B.
- (4) Lanjutkan sampai gerakan air mencapai $x = L$.
- (5) Tutup katup B. Ambil tanah benda uji dan tentukan kadar air dan derajat kejenuhannya.
- (6) Gambarkan hubungan antara x^2 terhadap waktu t . Gambar 3.10 memperlihatkan sifat khusus dari grafik yang diperoleh. Bagian oa adalah hasil plot dari pembacaan data pada langkah butir (2), dan bagian ab dalam langkah butir (4).
- (7) Dari Persamaan (3.31a) dapat diperoleh:

$$\frac{\Delta(x^2)}{\Delta t} = \frac{2k}{nS} (h + h_c) \quad (3.31b)$$

Suku persamaan sebelah kiri menunjukkan kemiringan dari garis lurus x^2 terhadap t .

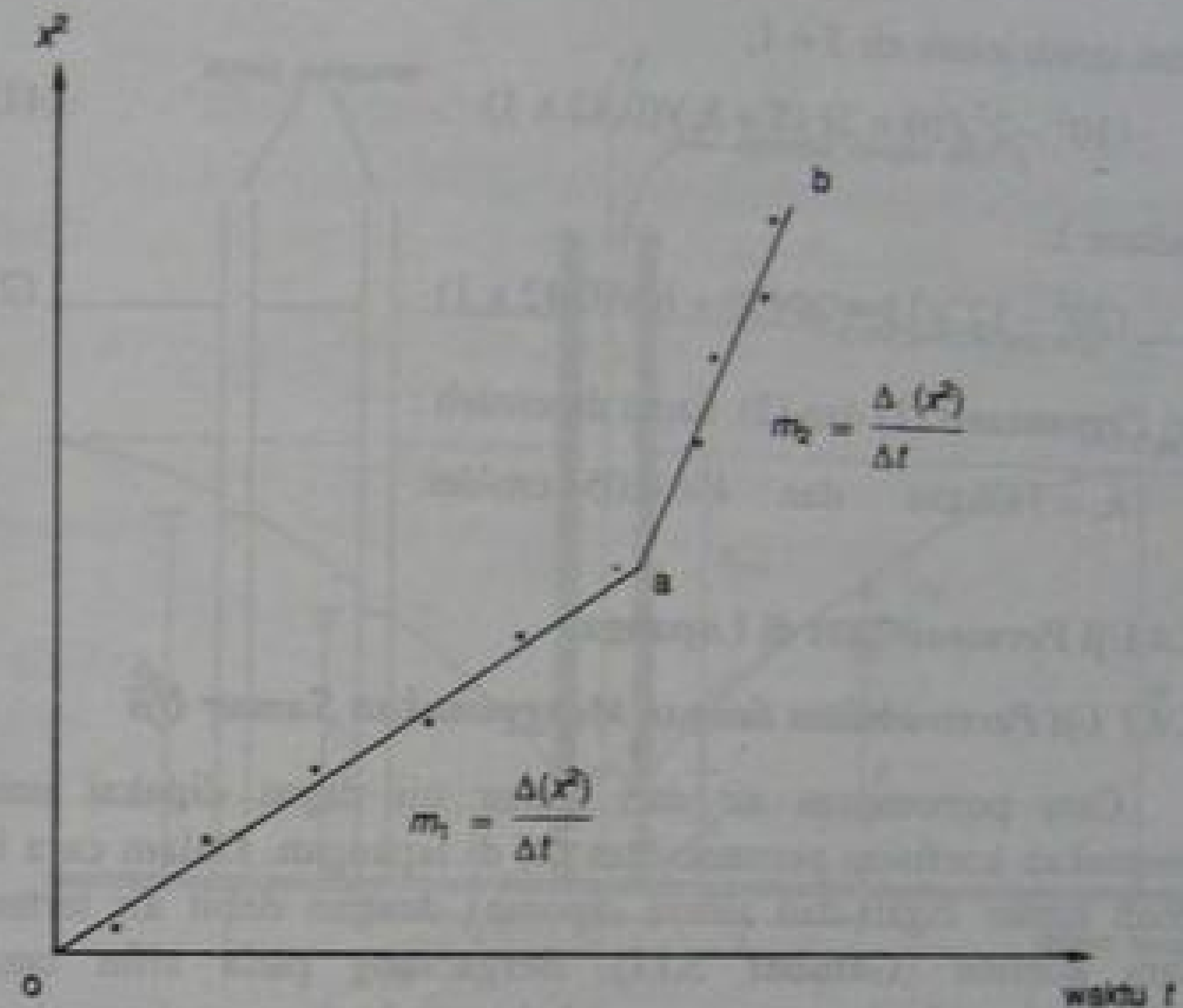
- (8) Tentukan kemiringan garis oa dan ab , misal m_1 dan m_2 , maka

$$m_1 = \frac{2k}{nS} (h_1 + h_c)$$

dan

$$m_2 = \frac{2k}{nS} (h_2 + h_c)$$

Karena n , S , h_1 , h_2 , m_1 dan m_2 ditentukan dari hasil pengujian, maka kedua persamaan hanya akan mengandung 2 bilangan yang tak diketahui, yaitu k dan h_c . Dari kedua persamaan ini, nilai k dapat dihitung.



Gambar 3.10 Grafik hubungan x^2 terhadap t .

Contoh soal 3.5 :

Dalam percobaan kapiler horisontal, tabung dicelupkan dalam air pada kedalaman 5 cm dari pusat tabung. Dalam keadaan ini, air meresap dari jarak 2 cm sampai 10 cm dalam waktu 10 menit. Tabung kemudian dicelupkan lebih dalam lagi, yaitu 50 cm dibawah permukaan air, dan air meresap dari jarak 12 cm sampai 20 cm dalam waktu 12 menit. Berapakah tinggi tekanan kapiler dan permeabilitas tanah tersebut, jika porositas tanah (n) adalah 0,42.

Penyelesaian :

Keadaan 1:

Dari persamaan : $(x_2^2 - x_1^2)/t = 2k(h + h_c)/(nS)$

Untuk tanah jenuh air $S = 1$,

$$(10^2 - 2^2)/10 = 2k(5 + h_c)/(0,42 \times 1) \quad (1)$$

Keadaan 2:

$$(20^2 - 12^2)/12 = 2k(50 + h_c)/(0,42 \times 1) \quad (2)$$

Dari Persamaan (1) dan (2), dapat diperoleh :

$$h_c = 31,8 \text{ cm} \quad \text{dan} \quad k = 0,054 \text{ cm/det.}$$

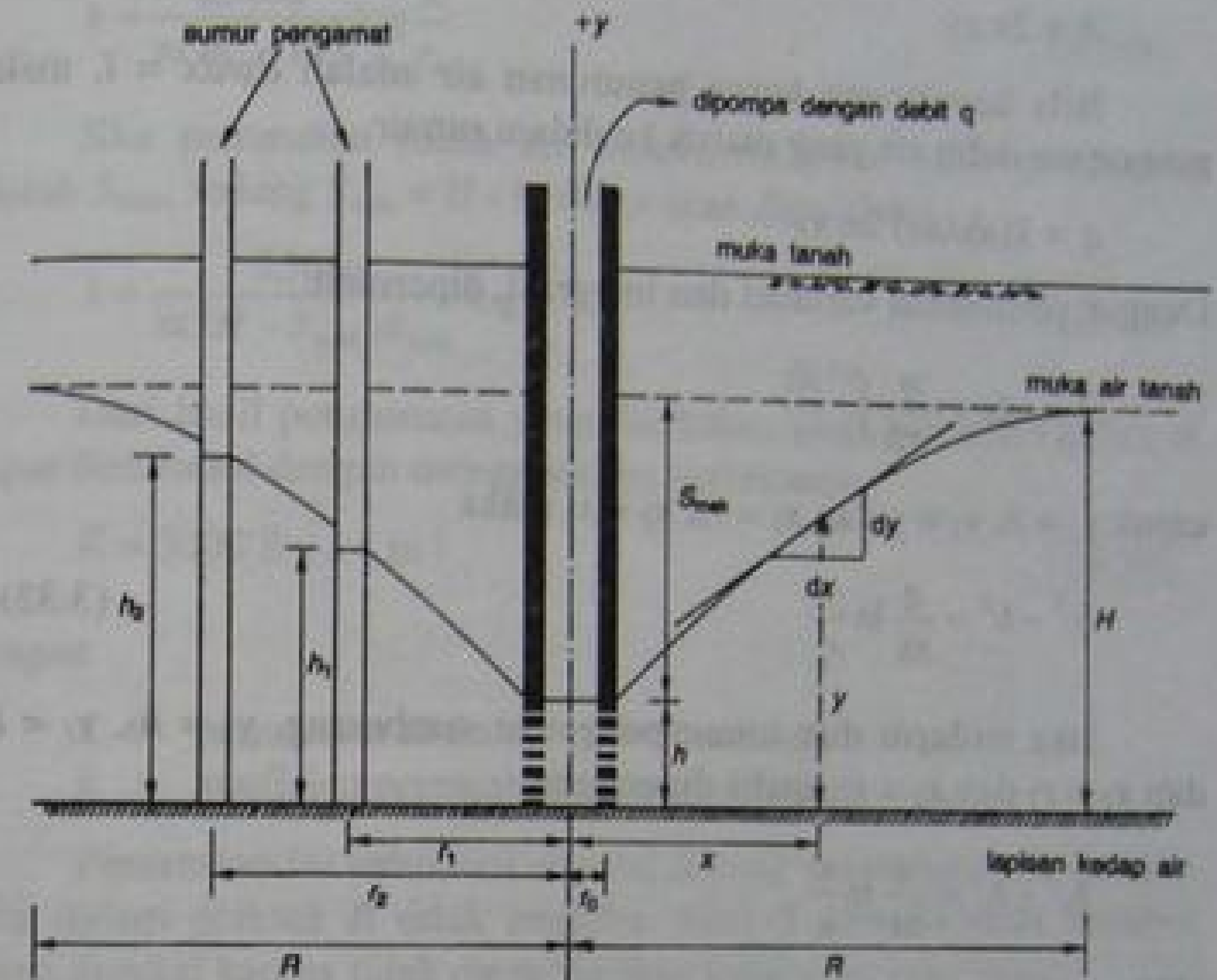
3.2.4 Uji Permeabilitas di Lapangan

3.2.4.1 Uji Permeabilitas dengan Menggunakan Sumur Uji

Cara pemompaan air dari sumur uji dapat dipakai untuk menentukan koefisien permeabilitas (k) di lapangan. Dalam cara ini, sebuah sumur digali dan airnya dipompa dengan debit air tertentu secara kontinu (Gambar 3.11). Bergantung pada sifat tanah, pengujian dapat berlangsung sampai beberapa hari, sampai penurunan permukaan air tanah akibat pemompaan menunjukkan kedudukan yang tetap. Permukaan penurunan yang telah stabil, yaitu garis penurunan muka air tanah yang terendah, diamati dari beberapa sumur pengamat yang digali di sekitar sumur pengujian tersebut. Penurunan muka air terendah terdapat pada sumur uji.

Untuk menghitung koefisien permeabilitas (k), diperlukan paling sedikit dua sumur pengamat. Penurunan permukaan air di suatu lokasi, berkurang dengan bertambahnya jarak dari sumur uji. Bentuk teoritis garis penurunan berupa lingkaran dengan pusat lingkaran pada sumur uji. Jari-jari R dalam teori hidrolika sumuran disebut *jari-jari pengaruh kerucut penurunan* (radius of influence of the depression cone).

Aliran air ke dalam sumur merupakan aliran gravitasi, dimana muka air tanah mengalami tekanan atmosfer. Debit pemompaan pada kondisi aliran yang telah stabil dinyatakan oleh persamaan Darcy:



Gambar 3.11 Uji permeabilitas dengan sumur uji.

$$q = vA = kiA = k(dy/dx)A \quad (\text{m}^3/\text{det})$$

dengan :

v = kecepatan aliran (m/det)

A = luas aliran (m^2)

i = dy/dx = gradien hidrolik

dy = ordinat kurva penurunan

dx = absis kurva penurunan

Luas penampang pengaliran A dapat dianggap sebagai sebuah tabung vertikal dengan tinggi y dengan jari-jari x . Jadi,

$$A = 2\pi xy$$

Bila kemiringan kurva penurunan air adalah $dy/dx = i$, maka persamaan debit air yang masuk ke dalam sumur:

$$q = k(dy/dx) 2\pi xy$$

Dengan pemisahan variabel dan integrasi, diperoleh:

$$\int_{y_1}^{y_2} y dy = \frac{q}{2\pi k} \int_{x_1}^{x_2} \frac{dx}{x}$$

untuk $y_1 = h$, $y_2 = y$ dan $x_1 = r_o$, $x_2 = x$, maka

$$y^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} \ln \frac{x}{r_o} \quad (3.32)$$

Jika terdapat dua sumur pengamat sembarang, $y_2 = h_2$, $y_1 = h_1$ dan $x_1 = r_1$ dan $x_2 = r_2$, maka diperoleh:

$$h_2^2 - h_1^2 = \frac{q}{\pi k} \ln \frac{r_2}{r_1}$$

atau

$$k = \frac{q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \ln \frac{r_2}{r_1} = \frac{2,303q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \log \frac{r_2}{r_1} \quad (3.33)$$

Bila $x_1 = r_o$ dan $x_2 = R$, dan untuk $y_1 = h$ dan $y_2 = H$, maka

$$\int_h^H y dy = \frac{q}{2\pi k} \int_{r_o}^R \frac{dx}{x}$$

$$H^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{r_o}$$

$$k = \frac{q}{\pi(H^2 - h^2)} \ln \frac{R}{r_o} \quad (3.34a)$$

atau

$$k = \frac{2,303q}{\pi(H^2 - h^2)} \log \frac{R}{r_o} \quad (3.34b)$$

Jika penurunan muka air maksimum pada debit Q tertentu adalah S_{mak} , sedang $S_{mak} = H - h$, maka akan diperoleh

$$k = \frac{2,303q}{\pi(2H - S_{mak})S_{mak}} \log \frac{R}{r_o} \quad (3.35)$$

Dari hasil pengamatan yang dilakukan oleh Sichardt (1930), R dapat diestimasi dengan menggunakan persamaan:

$$R = 3000 S \sqrt{k} \text{ (m)} \quad (3.36)$$

dengan

S = penurunan muka air maksimum (m)

k = koefisien permeabilitas tanah (m/det).

Persamaan ini memberikan nilai R yang sangat hati-hati (aman). Bila dalam praktek R tidak tersedia, nilai R dari Sichardt tersebut dapat dipakai karena tidak menghasilkan kesalahan yang besar.

Untuk penurunan muka air yang lebih besar, pada sumur-sumur tunggal, Weber (1928) memberikan persamaan untuk lingkaran pengaruh (R), sebagai berikut :

$$R = c \sqrt{[Hk(t)/n]} \text{ (m)} \quad (3.37a)$$

dengan:

k = koefisien permeabilitas tanah (m/det)

c = koefisien yang nilainya mendekati 3

H = tebal lapisan air diukur dari lapisan kedap air (m)

t = waktu penurunan (detik)

n = porositas tanah n yang bervariasi dari 0,25 (pasir kasar) sampai 0,34 (pasir halus). Nilai rata-rata $n = 0,30$ dapat digunakan.

Kozeny juga mengusulkan persamaan:

$$R = \sqrt{\frac{12t}{n}} \sqrt{\frac{qk}{\pi}} \quad (3.37b)$$

dengan,

- n = porositas
 R = jari-jari pengaruh (m)
 t = lama waktu pemompaaan sumur (detik)

Jika dasar sumur tidak sampai menembus lapisan kedap air (Gambar 3.11), Mansur dan Kaufman (1962) menyarankan persamaan:

$$k = \frac{\pi k [(H-s)^2 - t^2]}{2,303 \log(R/r_w)} \left[1 + \left(0,3 + \frac{10r_w}{H} \right) \sin \frac{1,8s}{H} \right] \quad (3.37c)$$

dengan r_w = jari-jari sumur uji, t = tebal lapisan air dalam sumur, H = jarak muka air tanah terhadap permukaan lapisan kedap air, R = jari-jari pengaruh dan s = jarak dasar sumur terhadap lapisan kedap air di bawahnya.

Jumikis (1962) memberikan nilai perkiraan lingkaran pengaruh R hasil pengumpulan dari beberapa data pada jenis tanah tertentu, seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 3.4

Tabel 3.4 Lingkaran pengaruh R pada berbagai jenis tanah

Tanah		R (m)
Jenis Tanah	Ukuran butir (mm)	
Kerikil kasar	> 10	> 1500
Kerikil sedang	$2 - 10$	$500 - 1500$
Kerikil halus	$1 - 2$	$400 - 500$
Pasir kasar	$0,5 - 1$	$200 - 400$
Pasir sedang	$0,25 - 0,50$	$100 - 200$
Pasir halus	$0,10 - 0,25$	$50 - 100$
Pasir sangat halus	$0,05 - 0,10$	$10 - 50$
Pasir berlanau	$0,025 - 0,05$	$5 - 10$

Contoh soal 3.6:

Untuk menentukan permeabilitas tanah di lapangan digunakan percobaan sumur uji. Pada waktu kedudukan muka air tetap telah tercapai, diperoleh data sebagai berikut:

$q = 3,1 \text{ m}^3/\text{menit}$; $h_2 = 6 \text{ m}$; $h_1 = 5 \text{ m}$; $r_1 = 21 \text{ m}$ dan $r_2 = 50 \text{ m}$. Tentukan koefisien permeabilitas tanah.

Penyelesaian:

$$\begin{aligned}
 k &= 2,303 (q) \log (r_2/r_1) / [h_2^2 - h_1^2] \pi \\
 &= 2,303 (3,1) \log (50/21) / [(6^2 - 5^2)] \pi \\
 &= 0,078 \text{ m/menit} = 1,3 \times 10^{-3} \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

Jadi, $k = 1,3 \times 10^{-3} \text{ m/det}$.

Contoh soal 3.7 :

Tentukan besar lingkaran pengaruh R pada pemompaaan sumur uji selama 24 jam, jika lapisan lolos air mempunyai $k = 0,005 \text{ m/det}$ dan $n = 0,25$. Ketebalan air sumur sampai mencapai lapisan kedap air adalah 7 m.

Penyelesaian:

Persamaan yang diberikan oleh Weber:

$$R = c \sqrt{[Hk(t/n)]} = 3 \sqrt{[7 \times 0,005 (24 \times 3600 / 0,25)]} = 329,95 \text{ m}$$

Contoh soal 3.8:

Hitung aliran air ke dalam sumur, jika sumur menembus lapisan air pada lapisan tanah yang diuji 6 m, jari-jari sumur $r_w = 0,1 \text{ m}$ dan tanah mempunyai $k = 0,005 \text{ m/det}$. Dari pengamatan permukaan air di dalam sumur, diketahui telah terjadi penurunan muka air sebesar $S_{\text{maks}} = 3,0 \text{ m}$. Dianggap dasar sumur terletak pada permukaan lapisan kedap air.

Penyelesaian :

$$R = 300S\sqrt{k} = 3000 \times 3 \times \sqrt{0,005} = 636,4 \text{ m}$$

$$k = \frac{2,303q}{\pi(2H - S_{\text{mak}})S_{\text{mak}}} \log \left(\frac{R}{r_0} \right)$$

$$q = \frac{k\pi(2H - S_{\text{mak}})S_{\text{mak}}}{2,303 \log(R/r_0)}$$

$$= \frac{0,005 \times \pi \times (2 \times 6 - 3)3}{2,303 \log(636,4/0,1)} = 0,05 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$= 174,25 \text{ m}^3/\text{jam}$$

3.2.4.2 Uji Permeabilitas pada Sumur Artesis

Pada pengujian ini, sumur dibangun menembus lapisan tanah yang mudah meloloskan air, di mana lapisan ini diapit oleh dua lapisan tanah yang kedap air di sebelah atas bawahnya. Air yang mengalir dipengaruhi oleh tekanan artesis. Sumur dapat digali sampai menembus dasar, di tengah, maupun pada batas atas lapisan lolos air (Gambar 3.12).

Debit arah radial:

$$q = kA \frac{dy}{dx} \quad (3.38)$$

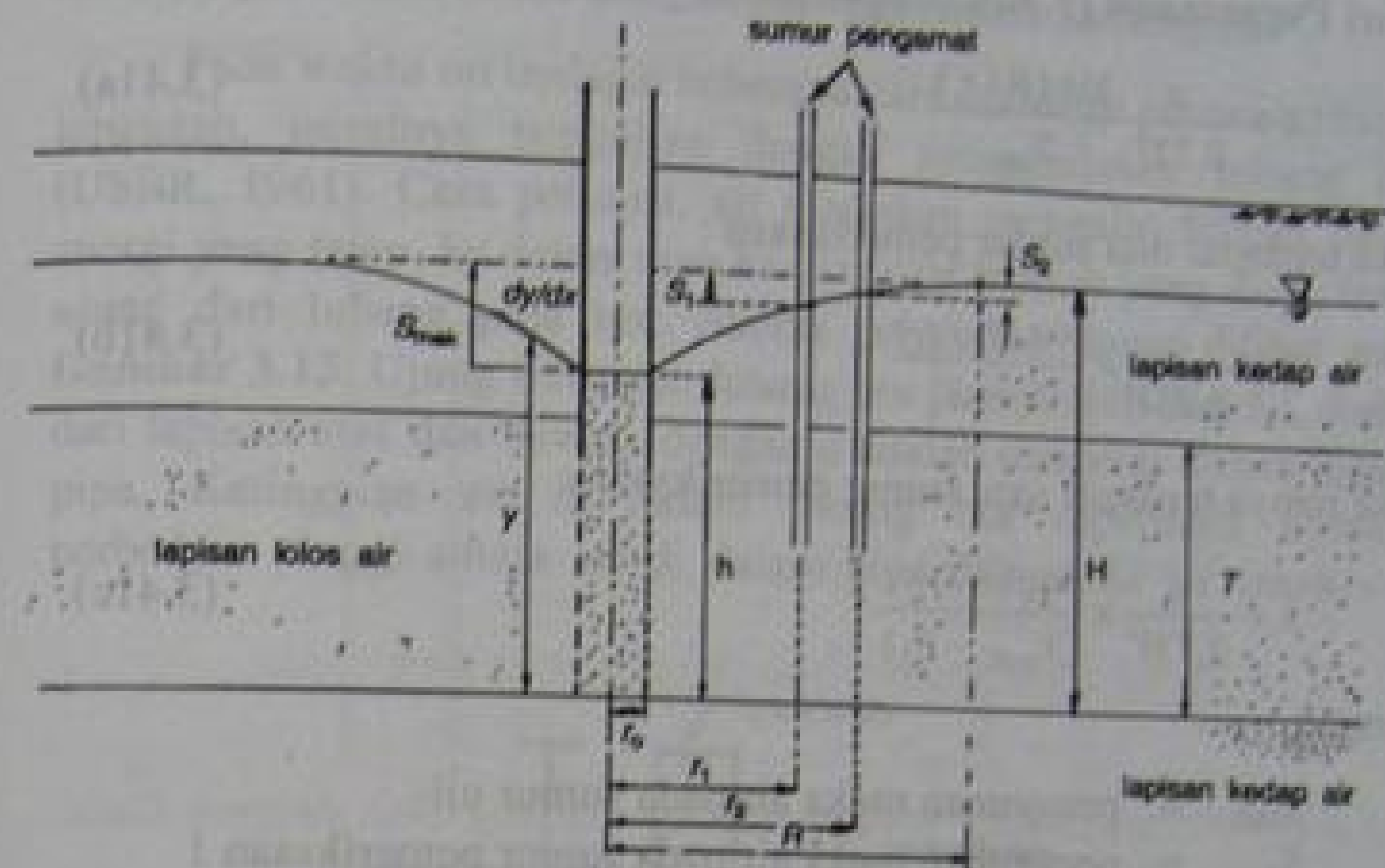
dengan :

q = debit arah radial (m^3/det)

$A = 2\pi xT$ = luas tegak lurus arah aliran (m^2)

T = tebal lapisan lolos air (m)

$dy/dx = i$ = gradien hidrolik.



Gambar 3.12 Uji permeabilitas pada sumur artesis.

Aliran air ke sumur dengan pipa berlubang yang tertutup pada bagian dasarnya, akan berupa aliran radial:

$$v = \frac{q}{A} = \frac{q}{2\pi xT} = k \frac{dy}{dx}$$

$$dy = \frac{qdx}{2\pi kTx}$$

$$\int_1^R dy = \frac{q}{2\pi kT} \int_{r_0}^R \frac{dx}{x}$$

$$H - h = \frac{q}{2\pi kT} \ln \frac{R}{r_0} \quad (3.39)$$

$$k = \frac{q}{2\pi T(H - h)} \ln \frac{R}{r_0} \quad (3.40)$$

Dari Persamaan (3.40), dengan $H - h = S_{mak}$, akan diperoleh :

$$k = \frac{q}{2.73T} \frac{\log(R/r_o)}{S_{mak}} \quad (3.41a)$$

Jika terdapat dua sumur pemeriksaan :

$$k = \frac{q}{2.73T} \times \frac{\log(r_2/r_1)}{S_1 - S_2} \quad (3.41b)$$

Jika hanya terdapat satu sumur pemeriksaan :

$$k = \frac{q}{2.73T} \times \frac{\log(r_1/r_o)}{(S_{mak} - S_1)} \quad (3.41c)$$

dengan :

- S_{mak} = penurunan muka air pada sumur uji
- S_1 = penurunan muka air pada sumur pemeriksaan 1
- S_2 = penurunan muka air pada sumur pemeriksaan 2
- r_o = jari-jari pipa sumur uji
- r_1, r_2 = jarak dari sumur uji ke sumur pemeriksaan

Contoh soal 3.9:

Hitung debit aliran ke dalam sumur dengan jari-jari 0,1 m yang mengalami tekanan artesis, bila diketahui penurunan maksimum muka air $S_{mak} = 3,0$ m dan tebal lapisan lolos air = 6,0 m. Dari pengamatan diperoleh data bahwa jari-jari lingkaran pengaruh penurunan $R = 150$ m. Setelah tanah diuji, diperoleh nilai $k = 0,005$ m/det.

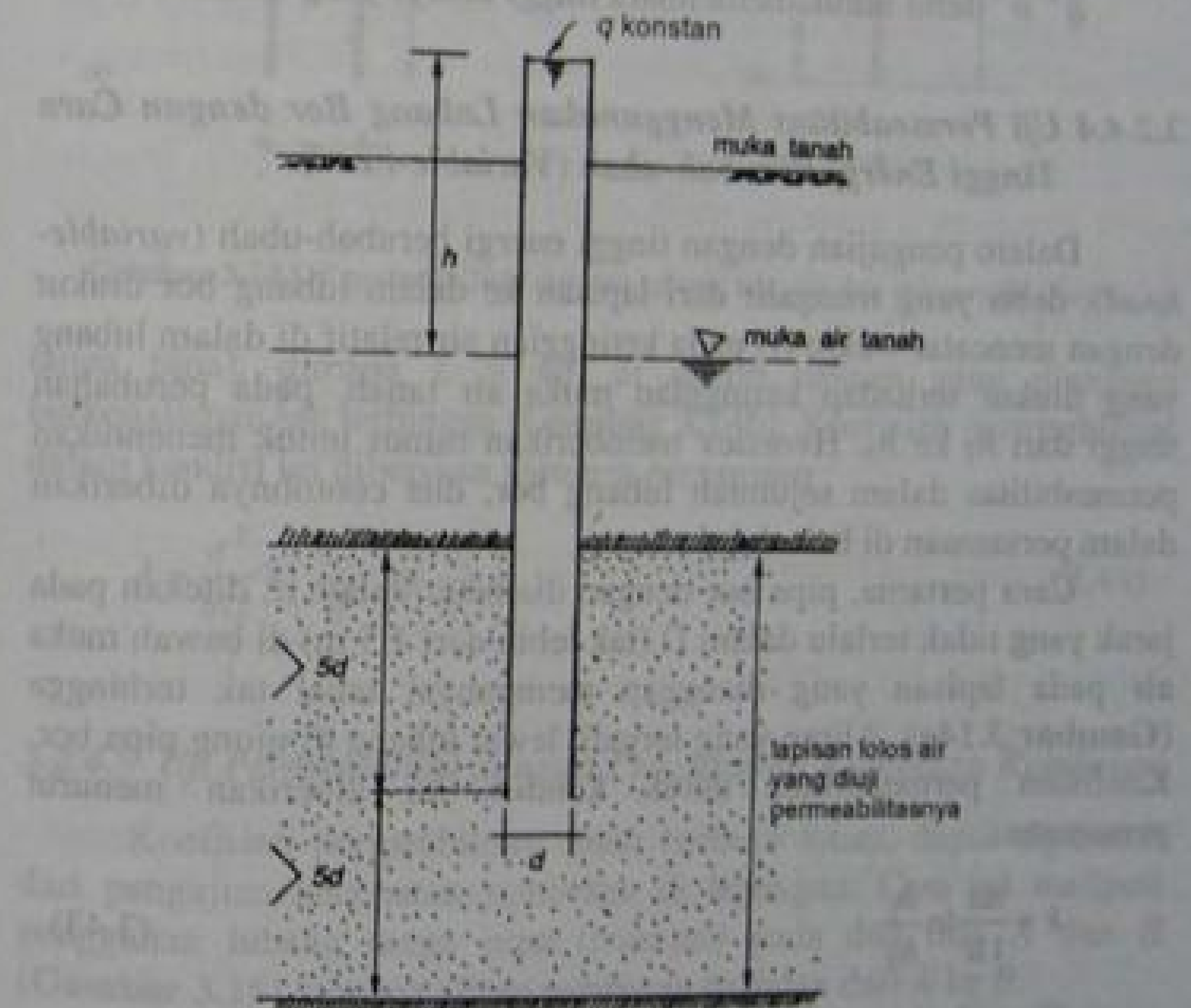
Penyelesaian:

Dengan memperhatikan Persamaan (3.41a):

$$q = 2.73 \frac{0.005 \times 6 \times 3}{\log(150/0.1)} = 0.077 \text{ m}^3/\text{det} = 278.5 \text{ m}^3/\text{jam}.$$

3.2.4.3 Uji Permeabilitas dengan Menggunakan Lubang Bor

Pada waktu ini terdapat beberapa cara untuk uji permeabilitas di lapangan, misalnya pengujian dengan menggunakan lubang bor (USBR, 1961). Cara pertama, air diizinkan mengalir dengan tinggi energi yang tetap, ke dalam atau ke luar dari lapisan yang diuji, lewat ujung dari lubang pipa bor. Skema pengujian dapat dilihat pada **Gambar 3.13**. Ujung terbawah lubang bor harus lebih dari $5d$, diukur dari lapisan atas dan bawah, dengan d adalah diameter dalam lubang pipa. Ketinggian air di dalam lubang bor dipelihara konstan, perbedaan tinggi antara air di dalam pipa dan muka air tanah = h .



Gambar 3.13 Uji permeabilitas dengan lubang bor (USBR, 1961).

Debit q yang konstan untuk memelihara ketinggian air supaya konstan, diukur. Besar koefisien permeabilitas, dihitung dengan persamaan yang dikembangkan dari percobaan analogi listrik sebagai berikut:

$$k = \frac{q}{2,75dh} \quad (3.42)$$

dengan:

d = diameter dalam pipa

h = beda tinggi air

q = debit untuk memelihara tinggi energi yang sama.

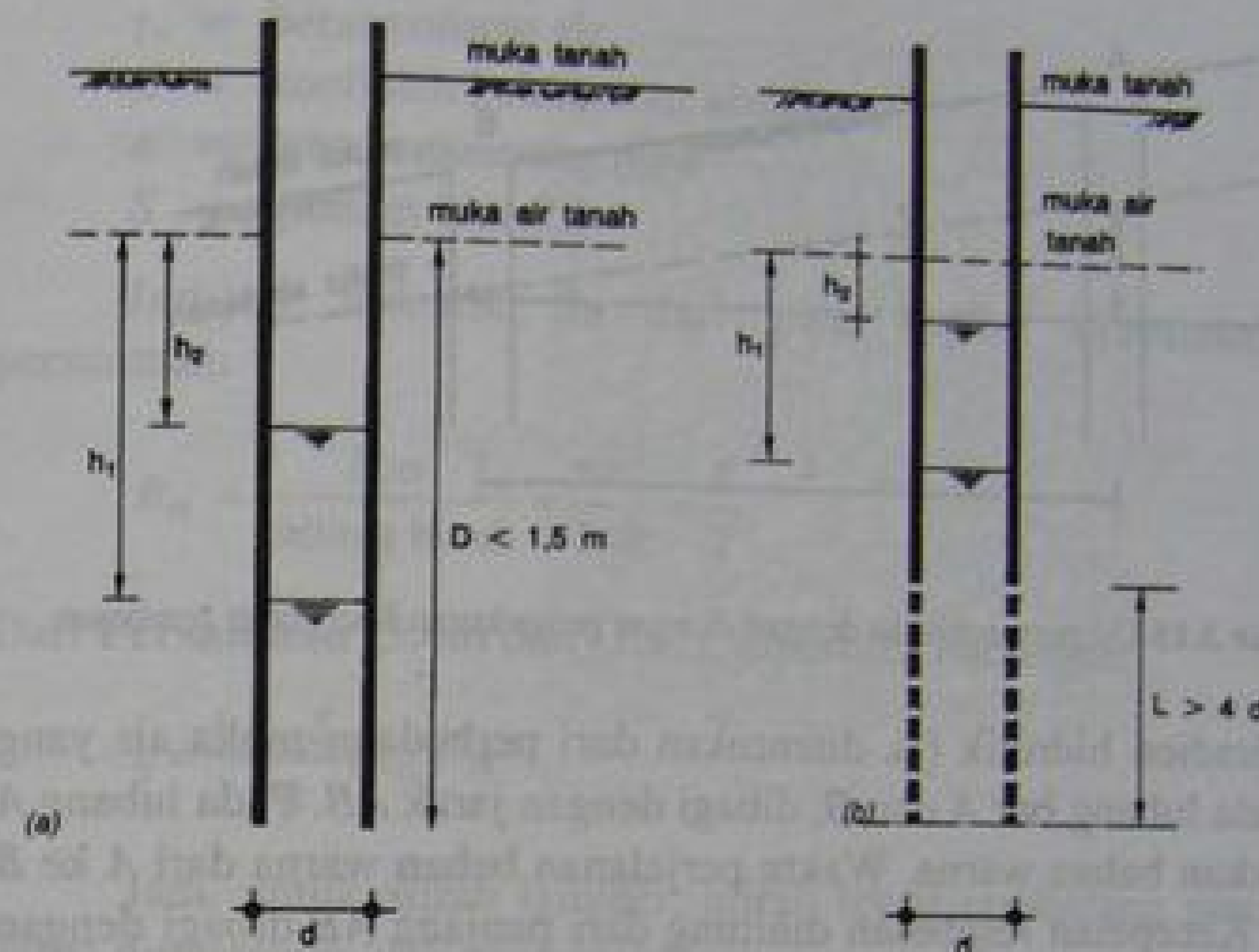
3.2.4.4 Uji Permeabilitas Menggunakan Lubang Bor dengan Cara Tinggi Energi Berubah-ubah (Variable-head)

Dalam pengujian dengan tinggi energi berubah-ubah (*variable-head*), debit yang mengalir dari lapisan ke dalam lubang bor diukur dengan mencatat waktu (t) pada ketinggian air relatif di dalam lubang yang diukur terhadap ketinggian muka air tanah, pada perubahan tinggi dari h_1 ke h_2 . Hvorslev memberikan rumus untuk menentukan permeabilitas dalam sejumlah lubang bor, dua contohnya diberikan dalam persamaan di bawah ini.

Cara pertama, pipa bor dengan diameter dalam d , ditekan pada jarak yang tidak terlalu dalam D (tak lebih dari 1,5 m) di bawah muka air pada lapisan yang dianggap mempunyai tebal tak terhingga (Gambar 3.14a). Aliran yang terjadi, lewat lubang di ujung pipa bor. Koefisien permeabilitas untuk kondisi ini diberikan menurut persamaan:

$$k = \frac{\pi d}{11t} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (3.43)$$

Cara kedua, sebuah lubang bor dengan pipa (*casing*) yang dilubangi pada bagian bawahnya sepanjang L (bisa dengan pipa atau



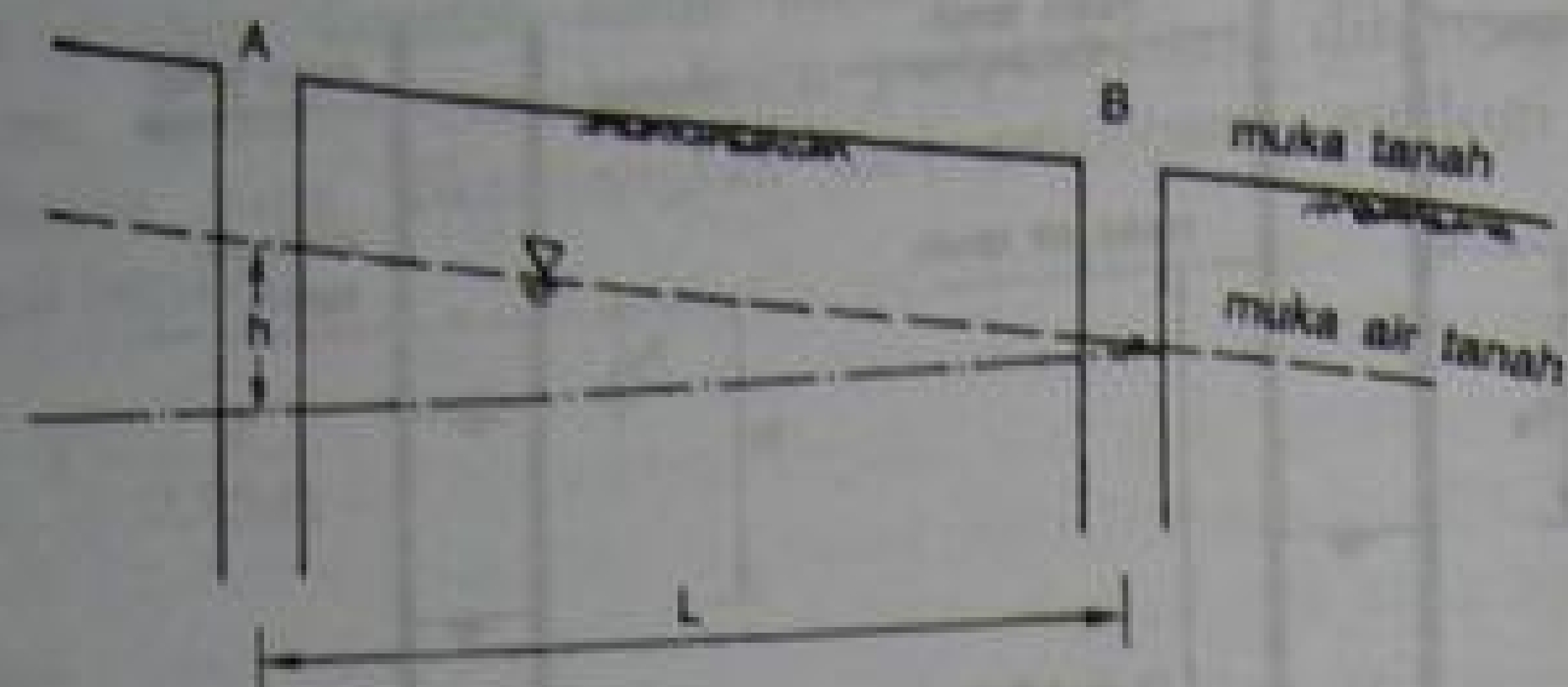
Gambar 3.14 Uji permeabilitas dengan lubang bor, (a) dan (b) *variable head*.

tanpa pipa), dimana $L > 4d$, di dalam lapisan yang dianggap berkedalaman tak terhingga (Gambar 3.14b). Koefisien permeabilitas dalam kondisi ini diberikan menurut persamaan :

$$k = \frac{d^2}{8Lt} \ln \left(\frac{2L}{d} \right) \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \quad (3.44)$$

3.2.4.5 Uji Permeabilitas dengan Pengukuran Kecepatan Rembesan

Koefisien permeabilitas tanah berbutir kasar, dapat diperoleh dari pengujian kecepatan rembesan di lapangan. Cara ini meliputi penggalian lubang tanpa pipa (*trial-pit*) pada dua titik A dan B (Gambar 3.15), dimana aliran rembesan berjalan dari A ke B.



Gambar 3.15 Uji permeabilitas dengan dengan pengukuran kecepatan rembesan.

Gradien hidrolis (i), ditentukan dari perbedaan muka air yang tetap pada lubang bor A dan B, dibagi dengan jarak AB. Pada lubang A dimasukkan bahan warna. Waktu perjalanan bahan warna dari A ke B dicatat. Kecepatan rembesan dihitung dari panjang AB dibagi dengan waktu. Selanjutnya porositas tanah dapat ditentukan dalam percobaan laboratorium. Nilai koefisien permeabilitas dihitung dengan persamaan:

$$k = \frac{v_{sn}}{i} \quad (3.45)$$

3.2.5 Hitungan Koefisien Permeabilitas Secara teoretis

Telah disebutkan bahwa aliran yang menembus lapisan yang lebih halus dari kerikil kasar adalah laminar. Hubungan antara pori-pori di dalam tanah, dapat dibayangkan sebagai sejumlah pipa-pipa kapiler yang memungkinkan air lewat. Menurut Hagen dan Poiseuille, banyaknya aliran air dalam satuan waktu (q) yang lewat pipa dengan jari-jari R , dapat dinyatakan dengan persamaan:

$$q = \frac{\gamma_w S}{8\mu} R^2 a \quad (3.46)$$

dengan:

γ_w = berat volume air

μ = koefisien kekentalan absolut

a = luas penampang pipa

S = gradien hidrolis

Jari-jari hidrolis R_H dari pipa kapiler dinyatakan oleh persamaan:

$$R_H = \frac{\text{luas}}{\text{keliling basah}} = \frac{\pi R^2}{2\pi R} = \frac{R}{2} \quad (3.47)$$

Dari Persamaan (3.46) dan (3.47), diperoleh hubungan

$$q = \frac{1}{2} \frac{\gamma_w S}{\mu} (R_H)^2 a \quad (3.48)$$

Jadi, untuk aliran laminar, aliran lewat sembarang penampang dapat dinyatakan oleh persamaan umum:

$$q = \frac{\gamma_w S}{C_s \mu} (R_H)^2 a \quad (3.49)$$

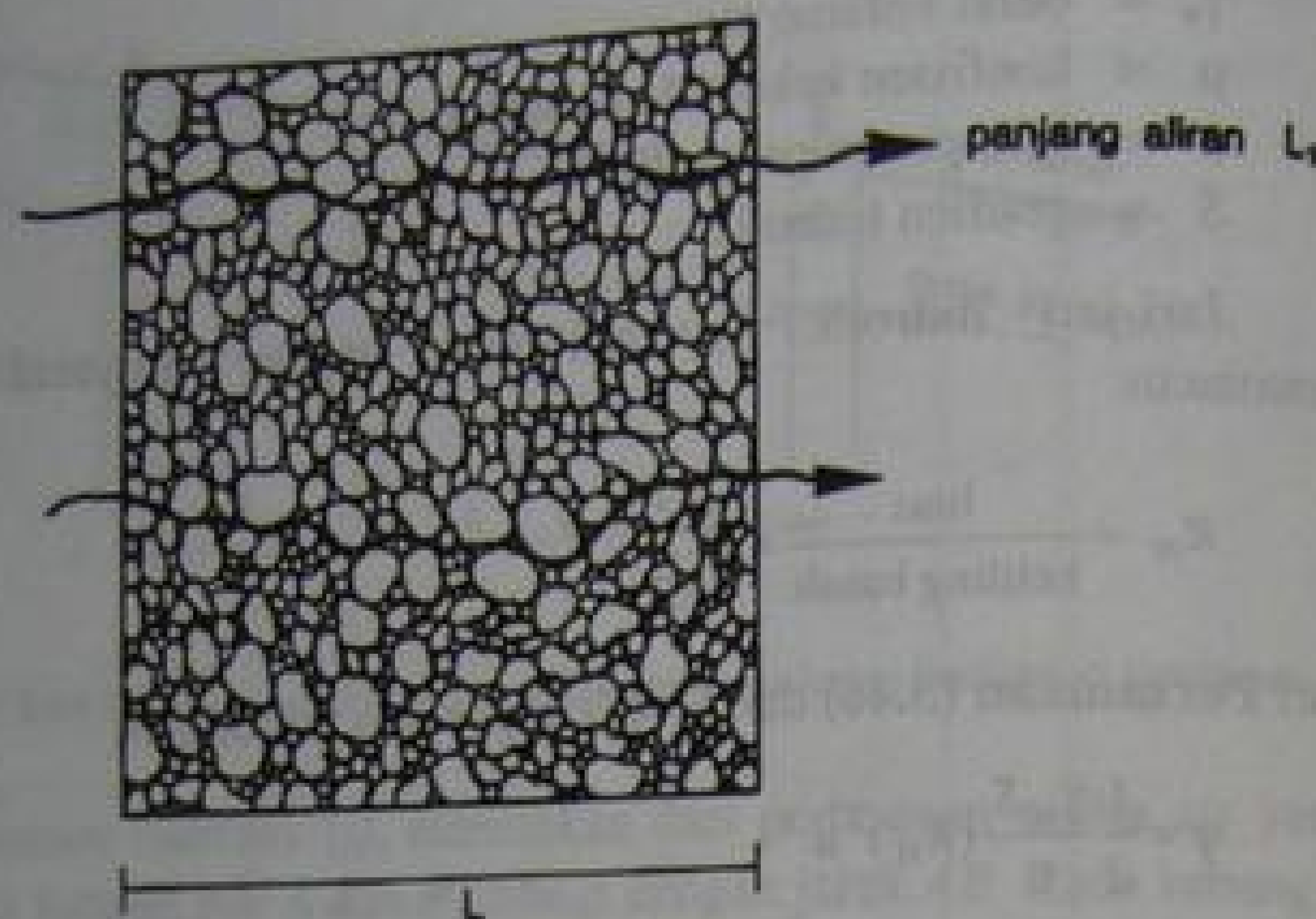
dengan C_s adalah faktor bentuk. Kecepatan rata-rata aliran dinyatakan dengan persamaan:

$$v_a = \frac{q}{a} = \frac{\gamma_w S}{C_s \mu} (R_H)^2 \quad (3.50)$$

Dalam kenyataan, hubungan antara ruang pori dapat dianggap sebagai saluran yang berkelok-kelok (Gambar 3.16). Pada Persamaan (3.49), S dapat dinyatakan sebagai $\Delta h / \Delta L_1$. Selanjutnya

$$R_H = \frac{\text{luas}}{\text{keliling}} = \frac{(\text{luas}) (\text{panjang})}{(\text{keliling}) (\text{panjang})} = \frac{\text{volume}}{\text{luas permukaan}} \quad (3.51a)$$

$$= \frac{1}{(\text{luas permukaan}) / (\text{volume pori})}$$



Gambar 3.16 Aliran air di dalam tanah.

Jika volume tanah total adalah V dan porositas $= n$, maka volume pori $V_v = nV$. Dengan mengambil $S_v =$ luas permukaan per satuan volume tanah, dari Persamaan (3.51a),

$$R_H = \frac{nV}{S_v V} = \frac{n}{S_v} \quad (3.51b)$$

Substitusi Persamaan (3.51b) ke dalam Persamaan (3.50) dengan mengambil $v_s = v$ (dengan v adalah kecepatan air nyata lewat rongga pori), diperoleh

$$v_s = \frac{\gamma_w}{C_s \mu} S \frac{n^2}{(S_v)^2} \quad (3.52)$$

Gradien hidrolik (i) yang digunakan dalam persamaan ini, adalah gradien mikroskopis. Faktor S dalam Persamaan (3.52) adalah gradien mikroskopis untuk aliran lewat tanah. Dari Gambar 3.16, $i = \Delta h / \Delta L$ dan $S = \Delta h / \Delta L_1$, maka

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta L_1} \frac{\Delta L_1}{\Delta L} = ST \quad (3.53)$$

atau

$$S = \frac{i}{T} \quad (3.54)$$

dengan T adalah $\Delta L_1 / \Delta L$. Persamaan kecepatan rembesan dalam tanah,

$$v_s = \frac{v}{n} \frac{\Delta L_1}{\Delta L} = \frac{v}{n} T \quad (3.55)$$

dengan $v =$ kecepatan aliran. Substitusi Persamaan (3.55) dan (3.54) ke dalam Persamaan (3.52), akan diperoleh :

$$v_s = \frac{\gamma_w}{C_s \mu} \frac{n^2}{T(S_v)^2}$$

dengan v_s adalah kecepatan air lewat rongga pori. Bila akan dihitung kecepatan air lewat luas kotor dari penampang tanah :

$$v = \frac{\gamma_w n^3}{C_s \mu (S_v)^2 T^2} i \quad (3.56)$$

Dalam Persamaan (3.56), S_v adalah luas permukaan per satuan volume tanah. Jika didefinisikan S_s sebagai luas permukaan per satuan volume tanah padat, maka

$$S_s V_s = S_v V \quad (3.57)$$

dengan V_s adalah volume padat tanah dalam volume V , yaitu

$$V_s = (1 - n)V$$

maka,

$$S_s = \frac{S_v V}{V_s} = \frac{S_v V}{(1 - n)V} = \frac{S_v}{(1 - n)} \quad (3.58)$$

Kombinasi Persamaan (3.56) dan (3.58), diperoleh

$$v = \frac{\gamma_w}{C_s \mu (S_s)^2 T^2} \frac{n^3}{(1-n)^2} i$$

$$= \frac{1}{C_s (S_s)^2 T^2} \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{1+e} i \quad (3.59)$$

dengan e adalah angka pori. Persamaan ini merupakan hubungan persamaan Kozeny (1927)-Carman (1956). Karena $v = ki$, maka:

$$k = \frac{1}{C_s (S_s)^2 T^2} \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{1+e} \quad (3.60)$$

Persamaan permeabilitas absolut dinyatakan oleh:

$$K = k \frac{\mu}{\gamma_w} \quad (3.61)$$

maka,

$$K = \frac{1}{C_s (S_s)^2 T^2} \frac{e^3}{1+e} \quad (3.62)$$

Persamaan Kozeny-Carman baik untuk tanah berbutir kasar, seperti pasir dan beberapa tanah lanau. Ketidakcocokan yang serius terjadi bila persamaan ini digunakan untuk tanah lempung. Untuk tanah granuler, faktor bentuk C_s mendekati 2,5 dan faktor belokan T mendekati $\sqrt{2}$.

3.2.6 Hubungan Permeabilitas dengan Angka Pori Tanah Pasir

Didasarkan pada Persamaan (3.60), koefisien permeabilitas dapat didekati dengan persamaan:

$$k = \frac{e^3}{1+e} \quad (3.63)$$

atau

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{(e_1)^3 / (1+e_1)}{(e_2)^3 / (1+e_2)} \quad (3.64)$$

dimana k_1 dan k_2 adalah koefisien permeabilitas tanah pada kondisi e_1 dan e_2 .

Beberapa hubungan yang lain dari persamaan koefisien permeabilitas dan angka pori telah diusulkan, antara lain:

$$k = \frac{e^2}{1+e} \quad (3.65)$$

$$k \approx e^2 \quad (3.66)$$

Untuk pembandingan ketepatan persamaan tersebut, beberapa hasil pengamatan uji laboratorium *constant-head*, pada tanah pasir seragam dari Madison ditunjukkan dalam Tabel 3.5.

Tabel 3.5 Koefisien permeabilitas pasir seragam Madison, dari uji *constant-head*; $D_{10} = 0,2$ mm

Nomor pengujian	e	k_{20} (mm/det)	$\frac{e^3}{1+e}$	$\frac{e^2}{1+e}$	e^2
1	0,797	0,504	0,282	0,353	0,635
2	0,704	0,394	0,205	0,291	0,496
3	0,606	0,303	0,139	0,229	0,367
4	0,804	0,539	0,228	0,358	0,646
5	0,688	0,356	0,193	0,280	0,473
6	0,617	0,286	0,144	0,235	0,381
7	0,755	0,490	0,245	0,325	0,570
8	0,687	0,436	0,192	0,280	0,472
9	0,582	0,275	0,125	0,214	0,339

A. Hasen (1911), mengusulkan persamaan empiris untuk koefisien permeabilitas,

$$k = 100(D_{10})^2 \quad (3.67)$$

dengan k dalam cm/detik dan D_{10} adalah ukuran diameter efektif butir

tanah dalam cm. Persamaan (3.67) diperoleh dari hasil pengujian Hasen, di mana ukuran efektif tanah bervariasi dari 0,1 ke 3 mm dan koefisien keseragaman (C_u) untuk seluruh tanah yang kurang dari 5. Koefisien 100 adalah nilai rata-ratanya. Pengujian yang tersendiri memperlihatkan variasi koefisien, dari 41 sampai 146. Walaupun persamaan Hazen hanya pendekatan, tapi memperlihatkan kesamaan dengan Persamaan (3.66).

Casagrande juga mengusulkan hubungan empiris untuk nilai k pada tanah pasir bersih:

$$k = 1,4 k_{0,85} e^2 \quad (3.68)$$

dengan $k_{0,85}$ adalah koefisien permeabilitas pada $e = 0,85$.

Contoh soal 3.10:

Telah diketahui permeabilitas pasir pada angka pori (e) sama dengan 0,85 adalah 0,05 cm/det. Hitung permeabilitas pasir ini, jika angka porinya menjadi 0,45.

Penyelesaian:

$$k_{0,45} = 1,4 k_{0,85} e^2$$

$$k_{0,45} = 1,4 \times 0,05 \times 0,45^2 = 0,014 \text{ cm/det}$$

3.3 REMBESAN

Teori rembesan yang akan dipelajari disini didasarkan pada analisis dua dimensi. Bila tanah dianggap homogen dan isotropis, maka dalam bidang x - z hukum Darcy dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$v_x = ki_x = -k \frac{\delta h}{\delta x} \quad (3.69)$$

$$v_z = ki_z = -k \frac{\delta h}{\delta z} \quad (3.70)$$

tinggi h berkurang dalam arah v_x dan v_z .

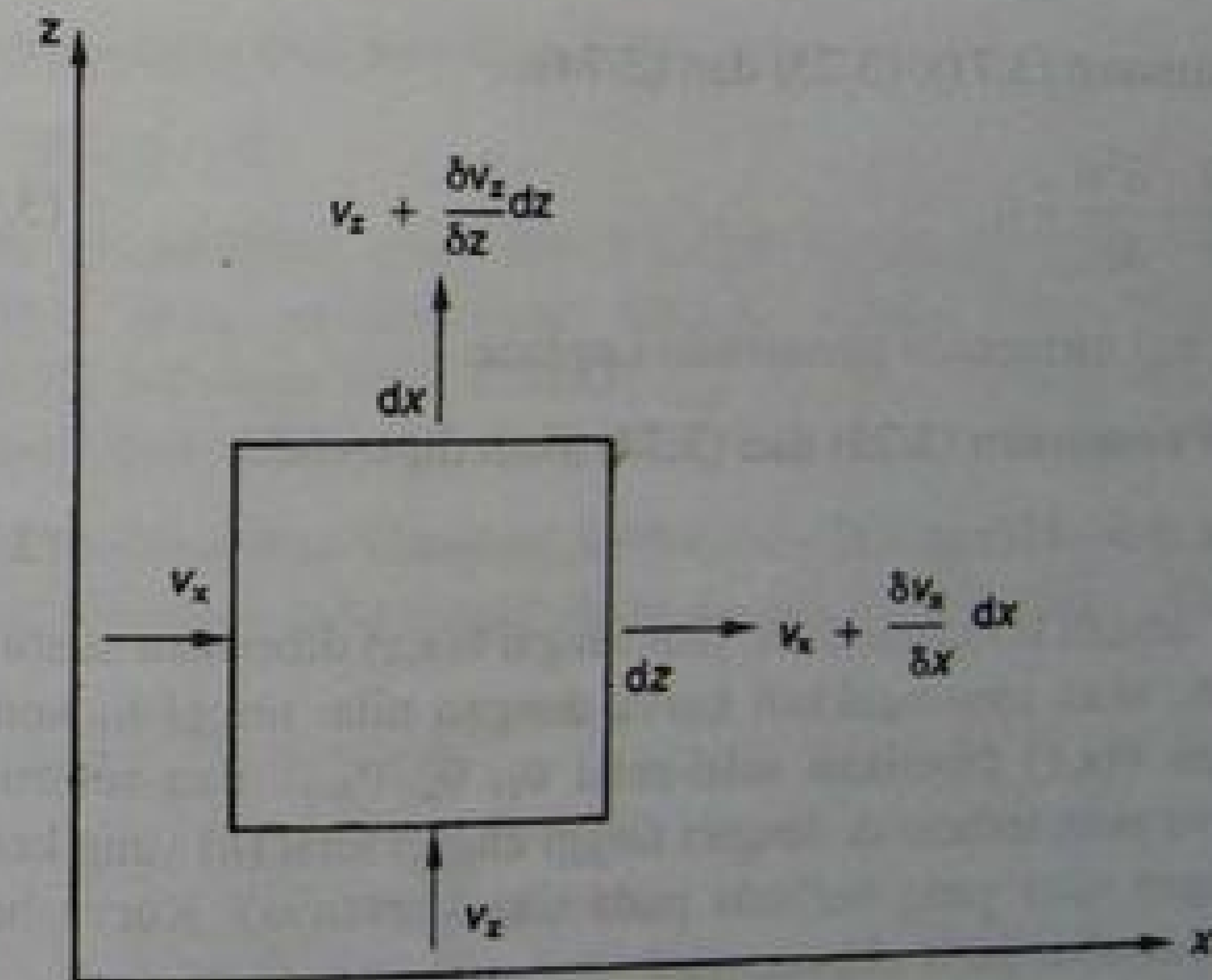
Suatu elemen tanah jenuh dengan dimensi dx , dy , dz berturut-turut dalam arah sumbu x , y , dan z di mana aliran terjadi hanya pada bidang x , z , diperlihatkan dalam Gambar 3.17. Komponen kecepatan aliran air masuk elemen adalah v_x dan v_z . Perubahan kecepatan aliran arah $x = \delta v_x / \delta x$ dan $z = \delta v_z / \delta z$. Volume air masuk ke elemen persatuan waktu dapat dinyatakan dengan persamaan:

$$v_x dy dz + v_z dx dy$$

dan volume air meninggalkan elemen persatuan waktu adalah :

$$(v_x + \frac{\delta v_x}{\delta x} dx) dy dz + (v_z + \frac{\delta v_z}{\delta z} dz) dx dy$$

Jika elemen volume tetap dan air dianggap tidak mudah mampat, selisih antara volume air masuk dan keluar adalah nol, persamaan di atas akan menjadi:



Gambar 3.17 Rembesan di dalam tanah.

$$\frac{\delta v_x}{\delta x} + \frac{\delta v_z}{\delta z} = 0 \quad (3.71)$$

Persamaan (3.71) adalah persamaan kontinuitas dalam dua dimensi. Akan tetapi, jika volume elemen berubah, persamaan kontinuitas menjadi :

$$\left(\frac{\delta v_x}{\delta x} + \frac{\delta v_z}{\delta z} \right) dx dy dz = \frac{\delta V}{\delta t} \quad (3.72)$$

dengan $\delta V/\delta t$ adalah perubahan volume persatuan waktu.

Ditinjau fungsi $\theta(x,z)$, yang disebut fungsi potensial, sedemikian hingga:

$$\frac{\delta \theta}{\delta x} = v_x = -k \frac{\delta h}{\delta x} \quad (3.73)$$

$$\frac{\delta \theta}{\delta z} = v_z = -k \frac{\delta h}{\delta z} \quad (3.74)$$

Dari Persamaan (3.71), (3.73) dan (3.74):

$$\frac{\delta^2 \theta}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 \theta}{\delta z^2} = 0 \quad (3.75)$$

Fungsi $\theta(x,z)$ memenuhi persamaan Laplace.

Integrasi Persamaan (3.73) dan (3.74) akan diperoleh :

$$\theta(x,z) = -kh(x,z) + C \quad (3.76)$$

dengan C adalah konstanta. Jadi, jika fungsi $\theta(x,z)$ diberikan suatu nilai konstan θ_1 , akan menunjukkan kurva dengan nilai tinggi h_1 konstan. Jika fungsi $\theta(x,z)$ diberikan nilai-nilai $\theta_1, \theta_2, \theta_3, \dots$ dan seterusnya, suatu kurva akan terbentuk dengan tinggi energi total (h) yang konstan (tapi dengan nilai yang berbeda pada tiap kurvanya). Kurva bentuk demikian, disebut garis *ekipotensial*.

Selanjutnya, ditinjau fungsi kedua $\phi(x,z)$ yang disebut fungsi aliran, dan dibentuk oleh

$$-\frac{\delta \phi}{\delta x} = v_z = -k \frac{\delta h}{\delta z} \quad (3.77a)$$

$$\frac{\delta \phi}{\delta z} = v_x = -k \frac{\delta h}{\delta x} \quad (3.77b)$$

Dapat diselesaikan dengan substitusi ke Persamaan (3.71) bahwa fungsi ini memenuhi persamaan Laplace. Diferensial total dari fungsi $\phi(x,z)$ ini, menghasilkan:

$$d\phi = \frac{\delta \phi}{\delta x} dx + \frac{\delta \phi}{\delta z} dz$$

$$= -v_z dx + v_x dz$$

Jika fungsi $\phi(x,z)$ diberikan suatu nilai konstan ϕ_1 , maka $d\phi = 0$, dan

$$\frac{\delta z}{\delta x} = \frac{v_z}{v_x} \quad (3.78)$$

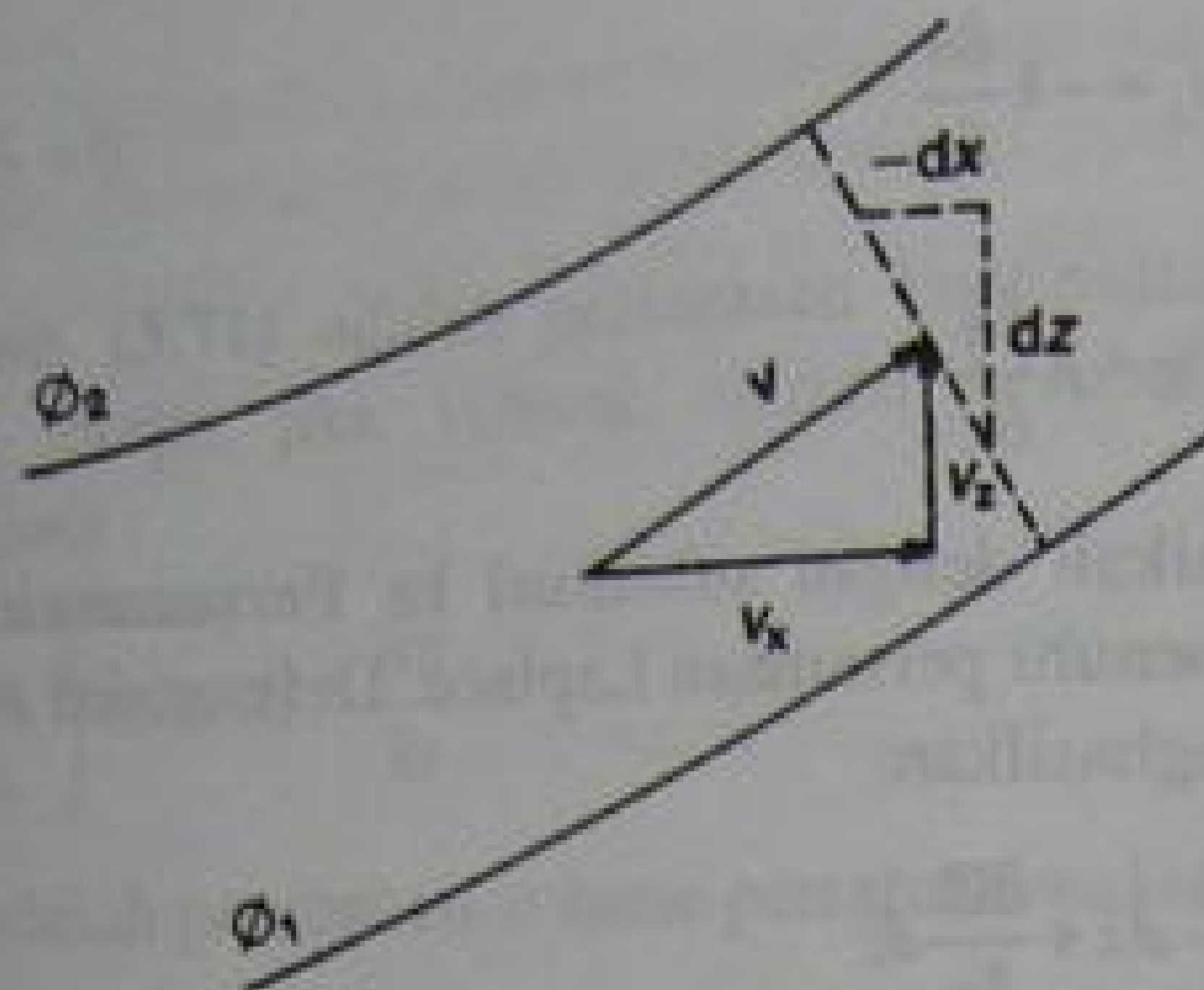
Jadi kemiringan dari kurva pada tiap titiknya diberikan oleh:

$$\phi(x,z) = \phi_1$$

dengan menetapkan arah dari resultan kecepatan pada setiap titik, kurvanya akan menunjukkan lintasan aliran. Jika fungsi $\phi(x,z)$ diberikan beberapa nilai konstan $\phi_1, \phi_2, \phi_3, \dots$, kurva bentuk kedua akan membentuk lintasan aliran. Kurva-kurva ini disebut *garis aliran*.

Dari memperhatikan Gambar 3.18, aliran per satuan waktu antara dua garis aliran untuk nilai fungsi aliran ϕ_1 dan ϕ_2 diberikan oleh :

$$\begin{aligned} \Delta q &= \int_{\phi_1}^{\phi_2} (-v_z dx + v_x dz) \\ &= \int_{\phi_1}^{\phi_2} \left(\frac{\delta \phi}{\delta x} dx + \frac{\delta \phi}{\delta z} dz \right) \\ &= \phi_2 - \phi_1 \end{aligned}$$



Gambar 3.18 Rembesan antara dua garis aliran.

Jadi aliran lewat saluran antara dua garis aliran adalah konstan. Deferensial total dari fungsi $\theta(x,z)$ adalah:

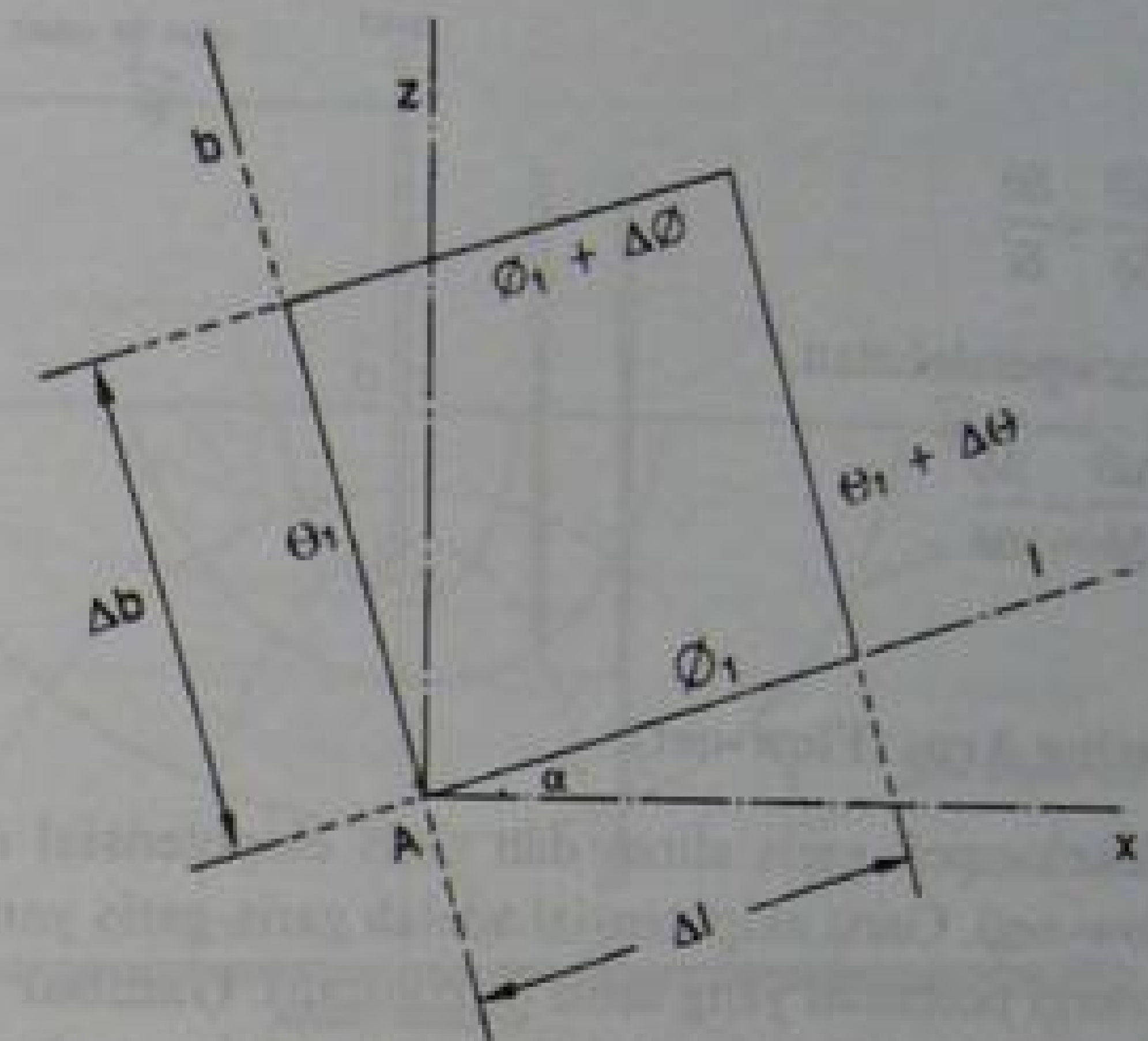
$$\begin{aligned} d\theta &= \frac{\partial \theta}{\partial x} dx + \frac{\partial \theta}{\partial z} dz \\ &= v_x dx + v_z dz \end{aligned}$$

Jika $\theta(x,z)$ konstan, maka $d\theta = 0$ dan

$$\frac{dz}{dx} = -\frac{v_x}{v_z} \quad (3.79)$$

Dengan membandingkan Persamaan (3.78) dan (3.79) tampak bahwa garis aliran dan garis ekipotensial berpotongan satu sama lain tegak lurus.

Sekarang ditinjau dua garis aliran ϕ_1 dan $(\phi_1 + \Delta\phi)$ yang dipisahkan oleh jarak Δb . Garis aliran berpotongan tegak lurus dengan dua ekipotensial θ_1 dan $(\theta_1 + \Delta\theta)$ yang dipisahkan oleh jarak Δl (Gambar 3.19). Arah l dan b bersudut α terhadap sumbu x dan z . Pada titik A kecepatan dalam arah l adalah v , dengan komponen v_x dalam arah x dan z adalah :



Gambar 3.19 Garis aliran dan garis ekipotensial.

$$v_x = v \cos \alpha$$

$$v_z = v \sin \alpha$$

Selanjutnya,

$$\begin{aligned} \frac{\partial \theta}{\partial l} &= \frac{\partial \theta}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial l} + \frac{\partial \theta}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial l} \\ &= v_x \cos^2 \alpha + v_z \sin^2 \alpha \\ &= v \end{aligned}$$

dan

$$\begin{aligned} \frac{\partial \phi}{\partial b} &= \frac{\partial \phi}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial b} + \frac{\partial \phi}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial b} \\ &= -v_x \sin \alpha (-\sin \alpha) + v_z \cos^2 \alpha \\ &= v \end{aligned}$$

Jadi,

$$\frac{\delta \phi}{\delta b} = \frac{\delta \theta}{\delta l}$$

atau secara pendekatan,

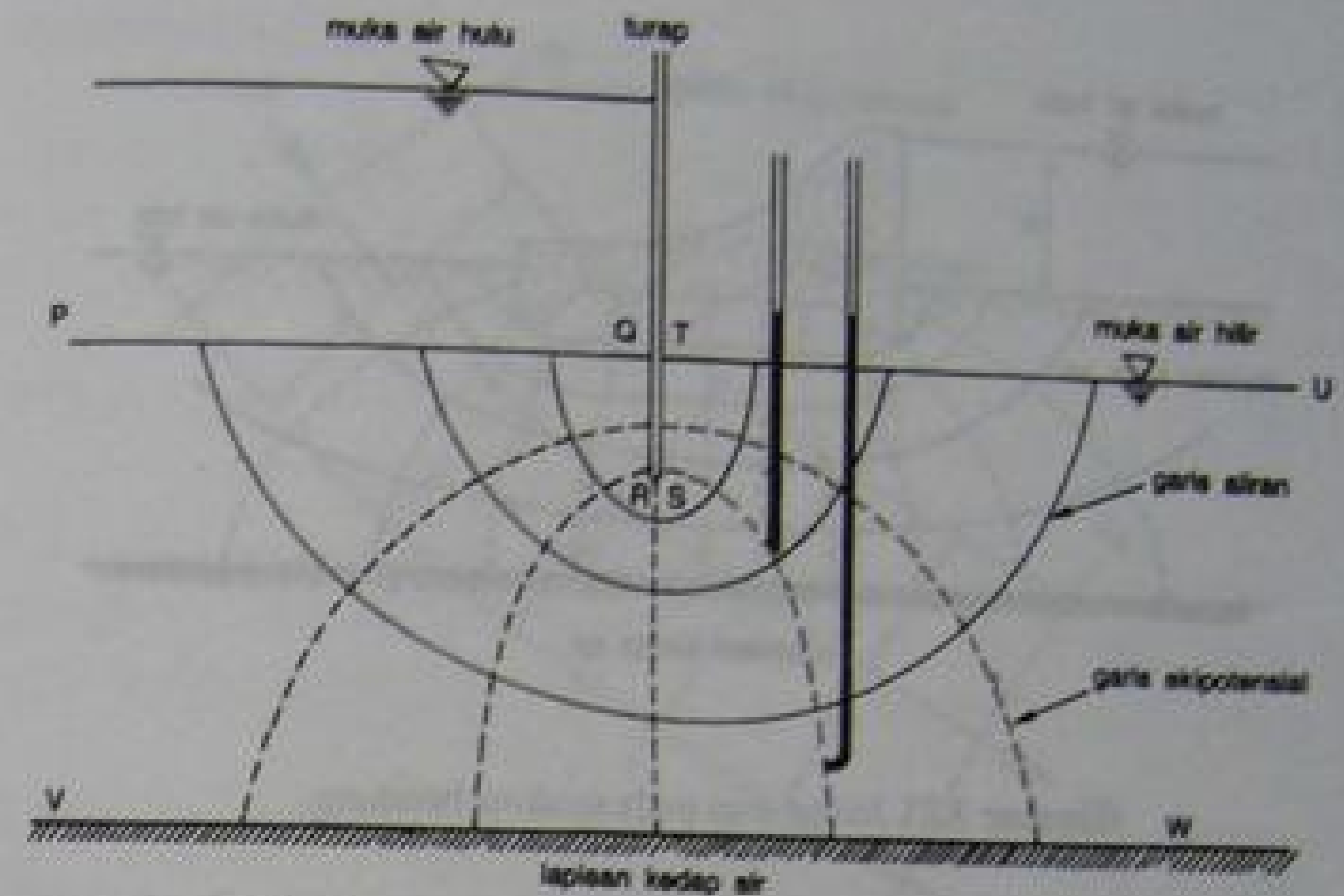
$$\frac{\Delta \phi}{\Delta b} = \frac{\Delta \theta}{\Delta l} \quad (3.80)$$

3.3.1 Jaring Arus (Flow-net)

Sekelompok garis aliran dan garis ekipotensial disebut *jaring arus* (*flow-net*). Garis ekipotensial adalah garis-garis yang mempunyai tinggi energi potensial yang sama (h konstan). **Gambar 3.20** memperlihatkan contoh dari sebuah jaring arus pada struktur turap baja. Permeabilitas lapisan lolos air dianggap isotropis ($k_x = k_z = k$). Perhatikan bahwa garis penuh adalah garis aliran dan garis titik-titik adalah garis ekipotensial. Pada **Gambar 3.20**, PQ dan TU adalah garis ekipotensial, sedang $QRST$ dan VW adalah garis aliran. Dalam penggambaran jaring-arus, garis aliran dan garis ekipotensial digambarkan secara coba-coba (*trial and error*). Pada prinsipnya, fungsi $\theta(x,z)$ dan $\phi(x,z)$ harus diperoleh pada batas kondisi yang relevan. Penyelesaian diberikan dengan cara menganalisis hubungan beberapa kelompok garis ekipotensial dan garis aliran. Prinsip dasar yang harus dipenuhi di dalam cara jaring arus adalah antara garis ekipotensial dan garis aliran harus berpotongan tegak lurus. Selanjutnya, penggambaran jaring arus diusahakan harus sedemikian rupa sehingga $\Delta \phi$ bernilai sama antara sembarang dua garis aliran yang berdekatan dan $\Delta \theta$ bernilai sama antara sembarang dua garis ekipotensial berdekatan.

Bila, perpotongan garis aliran dan garis ekipotensial berbentuk bujur sangkar ($\Delta l = \Delta b$). Untuk sembarang bujur sangkar, dari **Persamaan (3.80)** maka

$$\Delta \phi = \Delta \theta$$



Gambar 3.20 Jaring arus pada struktur turap.

dan karena $\Delta \phi = \Delta q$ dan $\Delta \theta = k \Delta h$ akan diperoleh

$$\Delta q = k \Delta h \quad (3.81)$$

Gradien hidrolik diberikan menurut persamaan:

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (3.82)$$

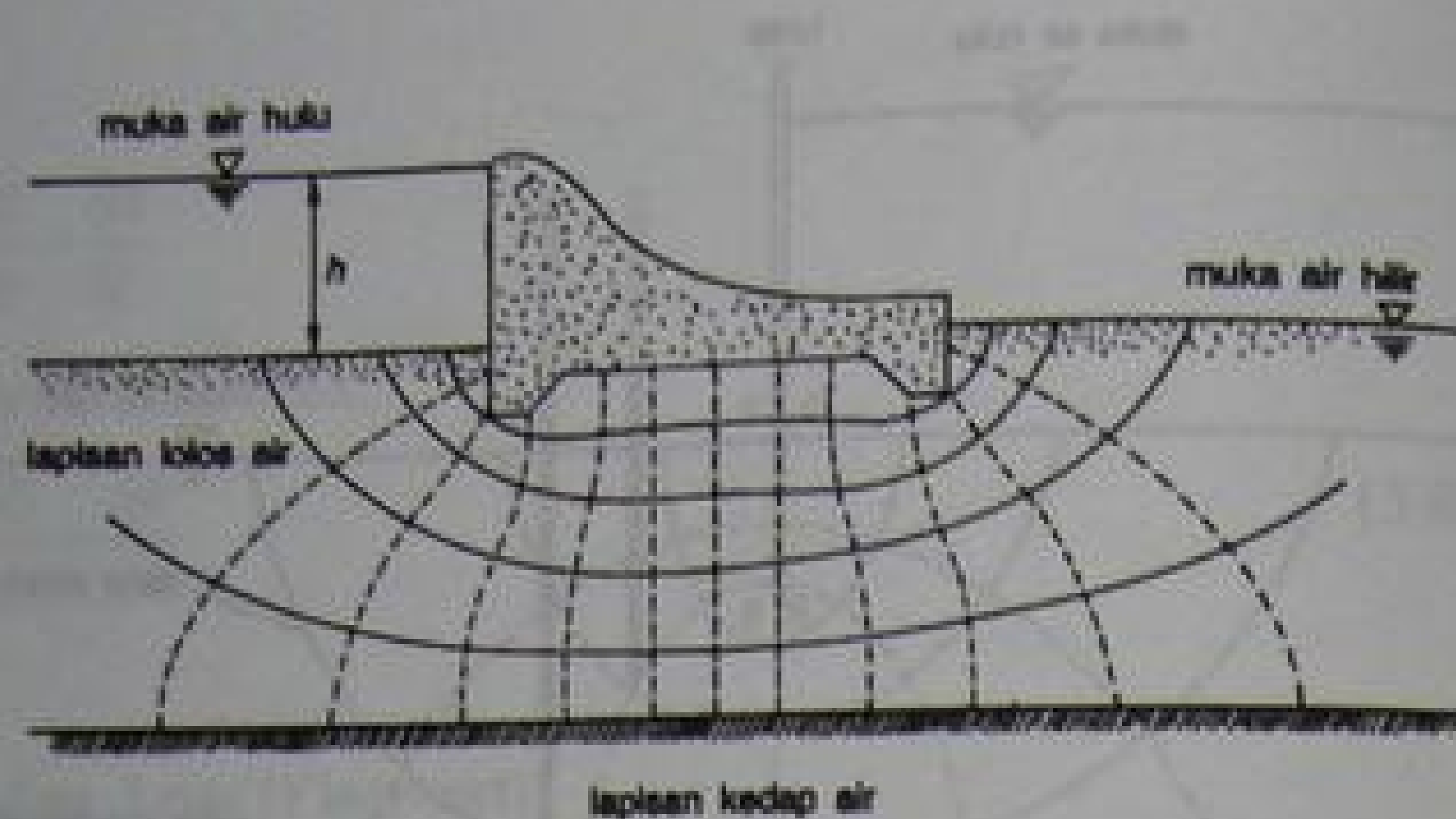
$$\Delta h = \frac{h}{N_d}$$

dengan:

h = beda tinggi energi antara garis ekipotensial awal dan akhir

N_d = jumlah penurunan dari garis ekipotensial

Hitungan rembesan dengan cara jaring arus dalam struktur bangunan air (**Gambar 3.21**), dapat dijelaskan sebagai berikut ini.



Gambar 3.21 Jaring arus pada struktur bendung.

Lajur aliran adalah ruang memanjang yang terletak di antara dua garis aliran yang berdekatan. Untuk menghitung rembesan di bawah struktur bendung, ditinjau lajur-lajur aliran seperti yang terlihat dalam Gambar 3.22. Pada gambar tersebut, garis-garis ekipotensial memotong garis aliran dan hubungannya dengan tinggi h , juga diperlihatkan. Debit Δq , adalah aliran yang lewat satu lajur aliran per satuan lebar struktur bendung. Menurut hukum Darcy, dalam satu lajur aliran:

$$\begin{aligned}\Delta q &= kiA = k \frac{h_1 - h_2}{l_1} (b_1 \times 1) = k \frac{h_2 - h_3}{l_2} (b_2 \times 1) \\ &= k \frac{h_3 - h_4}{l_3} (b_3 \times 1) = \dots\end{aligned}\quad (3.83)$$

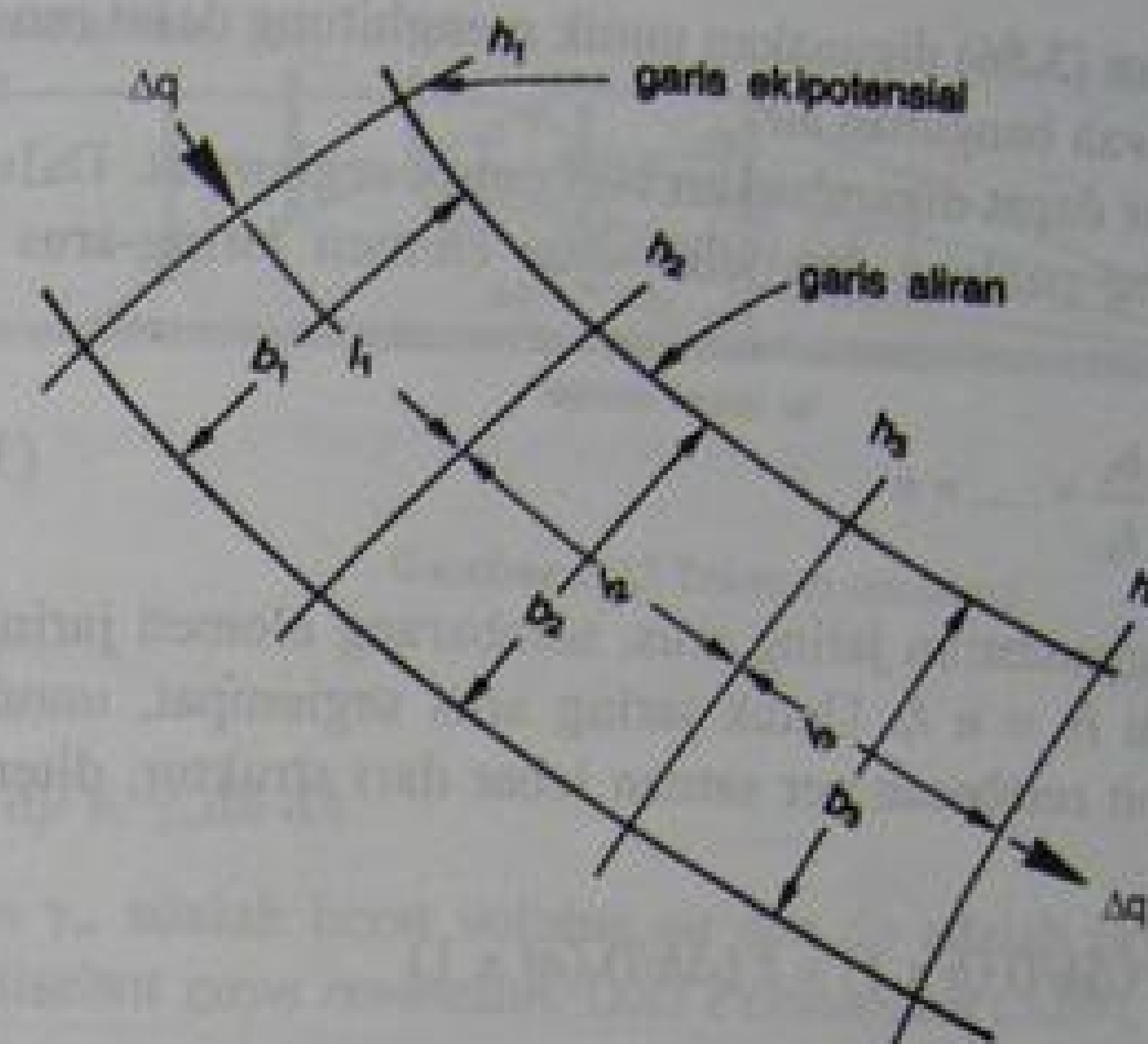
Jika elemen-elemen jaring arus digambarkan sebagai bujur sangkar,

$$l_1 = b_1$$

$$l_2 = b_2$$

$$l_3 = b_3$$

... dan seterusnya.

Gambar 3.22 Debit rembesan dalam satu lajur aliran (Δq).

Maka, dari Persamaan (3.83), dapat diperoleh

$$h_1 - h_2 = h_2 - h_3 = h_3 - h_4 = \dots = \Delta h = \frac{h}{N_d} \quad (3.84)$$

Persamaan (3.84) menunjukkan bahwa kehilangan tinggi energi antara dua garis ekipotensial berurutan adalah sama. Kombinasi Persamaan (3.83) dan (3.84), diperoleh

$$\Delta q = k \frac{h}{N_d} \quad (3.85)$$

Jika terdapat N_f lajur aliran, debit rembesan (q) per satuan lebar dari struktur dinyatakan oleh :

$$q = N_f \Delta q = kh \frac{N_f}{N_d} \quad (3.86)$$

Persamaan (3.86) digunakan untuk menghitung debit rembesan lewat bagian bawah bangunan air.

Jaring arus dapat digambarkan berbentuk segiempat. Dalam hal ini, nilai banding panjang dan lebar dari elemen jaring-arus harus konstan.

$$\frac{b_1}{l_1} = \frac{b_2}{l_2} = \frac{b_3}{l_3} = \dots = n \quad (3.87)$$

Pada penggambaran jaring arus, sembarang elemen jaring arus harus memenuhi $b_i = n l_i$. Untuk jaring arus segiempat, untuk satu lajur aliran, debit rembesan per satuan lebar dari struktur, ditentukan oleh:

$$\begin{aligned} \Delta q &= k (\Delta h/l) (b \times 1) = k (\Delta h/l) (nl \times 1) \\ &= k \Delta h n = k (h/N_d) n \end{aligned}$$

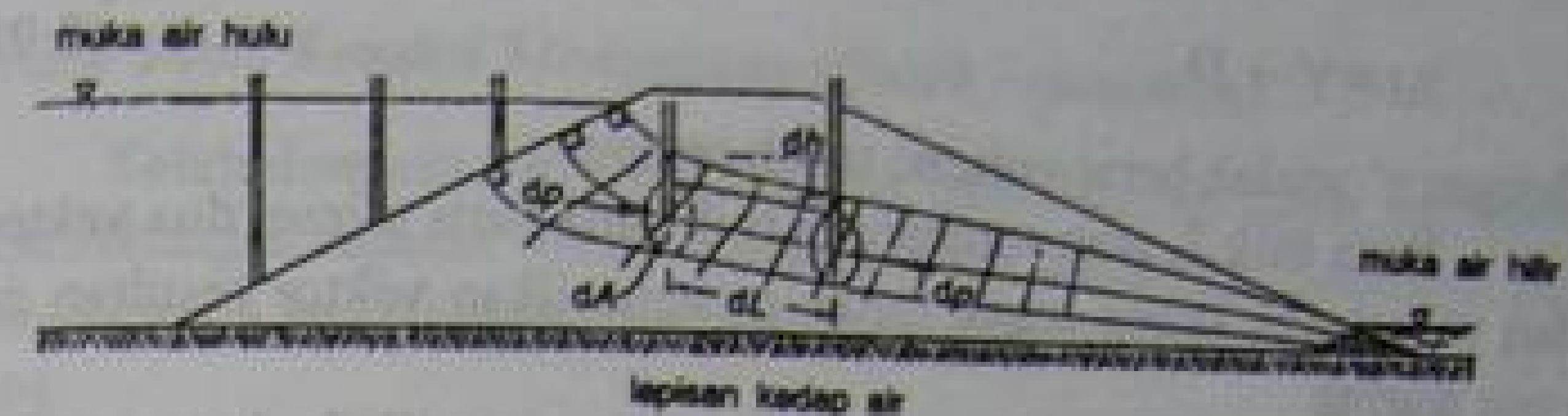
Bila dalam jaring arus terdapat N_f lajur aliran, maka debit rembesan:

$$q = kh \frac{N_f}{N_d} n \quad (3.88)$$

3.3.2 Tekanan Rembesan

Air pada keadaan statis didalam tanah, akan mengakibatkan tekanan hidrostatik yang arahnya ke atas (*uplift*). Akan tetapi, jika air mengalir lewat lapisan tanah, aliran air akan mendesak partikel tanah sebesar tekanan rembesan hidrodinamis yang bekerja menurut arah alirannya. Besarnya tekanan rembesan akan merupakan fungsi dari gradien hidrolik (i).

Sebuah struktur bendungan tanah yang didasari lapisan kedap air diperlihatkan pada Gambar 3.23. Panjang garis aliran sama dengan dL dan luas potongan melintang tabung aliran adalah dA . Besarnya gaya tekanan air dapat dinyatakan sebagai fungsi dh , sebagai berikut



Gambar 3.23 Tekanan rembesan.

$$dp = \gamma_w dh dA \quad (3.89)$$

dengan γ_w adalah berat volume air dan dp adalah gaya hidrodinamis yang disebut *gaya rembesan*. Dari Persamaan (3.89), gaya per satuan volume:

$$\frac{dp}{dV} = \frac{dp}{dA dL} = \frac{\gamma_w dh dA}{dA dL} \quad (3.90)$$

Karena aliran air dalam tanah biasanya lamban, maka gaya inersia pada air yang bergerak diabaikan. Dengan menganggap $dp/(dA dL) = D$, maka akan diperoleh persamaan gaya rembesan per satuan volume :

$$D = \gamma_w i \text{ (kN/m}^3, \text{ t/m}^3\text{)} \quad (3.91)$$

dengan $i = dh/dL$ adalah gradien hidrolik. Gaya hidrodinamis persatuan volume (D) bekerja sepanjang arah aliran airnya.

3.3.2.1 Pengaruh Tekanan Air Terhadap Stabilitas Tanah

Tekanan hidrodinamis mempunyai pengaruh yang besar pada stabilitas tanah. Tergantung pada arah aliran, tekanan hidrodinamis dapat mempengaruhi berat volume tanah. Pengaruh D pada berat volume tanah, oleh adanya rembesan, diberikan dalam Gambar 3.24. Pada titik 1, atau sembarang titik di mana garis aliran berarah vertikal ke bawah, berat volume efektif (γ_{ef}) adalah:

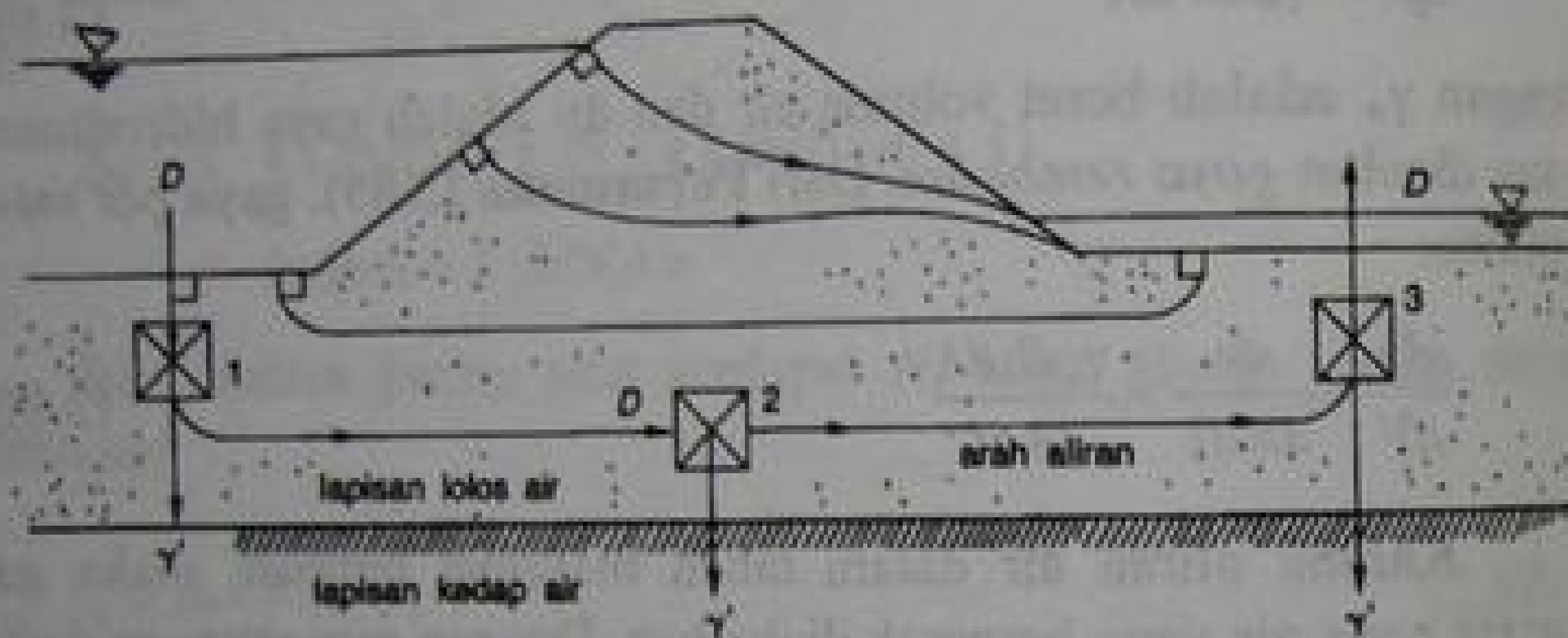
$$\gamma_{ef} = \gamma' + D \quad (3.92)$$

dengan γ' adalah berat volume tanah terapung.

Pada titik 2, atau sembarang titik pada garis aliran, dua vektor D dan γ' bekerja saling tegak lurus, menghasilkan vektor resultan gaya yang miring.

Pada titik 3, di mana arah aliran vertikal, berat volume efektifnya adalah:

$$\gamma_{ef} = \gamma' - D \quad (3.93)$$



Gambar 3.24 Pengaruh gaya rembesan terhadap berat volume efektif tanah

Disini, jika $D = \gamma'$, tanah akan nampak kehilangan beratnya, sehingga menjadi tidak stabil. Hal demikian, disebut kondisi kritis, di mana pada keadaan ini terdapat gradien hidrolik kritis, dengan konsekuensinya kecepatan aliran yang terjadi juga kecepatan kritis (v_c). Pada kondisi kritis:

$$D = \gamma_w i_c \quad (3.94)$$

Bila kecepatan aliran melampaui kecepatan kritis, maka $D > \gamma'$ dan γ_{ef} dalam Persamaan (3.93) menjadi negatif. Hal ini berarti tanah dalam keadaan mengapung atau terangkat ke atas. Tanah dalam kondisi demikian disebut tanah dalam kondisi mengapung atau mendidih (*quick - condition*).

3.3.2.2 Teori Kondisi Mengapung (*Quick - condition*)

Telah disebutkan bahwa tekanan hidrodinamis dapat mengubah keseimbangan lapisan tanah. Pada keadaan seimbang, besarnya gaya yang bekerja ke bawah $W = \gamma$ sama dengan gaya rembesan $D = \gamma_w i_c$, atau

$$W \uparrow - D \downarrow = 0 \quad (3.95)$$

dengan i_c adalah gradien hidrolik kritis pada keseimbangan gaya diatas. Besarnya berat tanah terendam air, adalah:

$$W = \gamma' = (1 - n)(G_s - 1)\gamma_w$$

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{1 + e} \gamma_w \quad (\text{kN/m}^3, \text{t/m}^3) \quad (3.96)$$

dengan :

- n = porositas
- G_s = berat jenis tanah
- e = angka pori
- γ_w = berat volume air

Substitusi γ' dan $D = \gamma_w i_c$ kedalam Persamaan (3.95), maka

$$\gamma' = \gamma_w i_c$$

Persamaan gradien hidrolik kritis :

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (3.97)$$

atau dapat pula dibentuk persamaan :

$$\frac{G_s - 1}{1 + e} \gamma_w - \gamma_w i_c = 0$$

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (3.98)$$

Gradien hidrolik kritis didefinisikan sebagai gradien hidrolik

minimum yang akan menyebabkan kondisi mengapung pada jenis tanah tertentu. Untuk pasir dengan $G_s = 2,65$ dan $e = 0,65$ (yaitu tanah pasir dengan kepadatan sedang), nilai gradien hidrolik kritis:

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} = \frac{2,65 - 1}{1 + 0,65} = 1$$

Dalam perancangan terhadap bahaya mengapung harus dipenuhi :

$$i \leq \frac{i_c}{SF} \quad (3.99)$$

Dengan faktor aman $SF = 3$ atau 4.

Contoh soal 3.11:

Lapisan pasir halus setebal 3 m mempunyai angka pori (e) = 0,75 dan berat jenis (G_s) = 2,65. Tentukan tekanan air ke atas yang mengakibatkan bahaya tanah mengapung. Jika koefisien permeabilitas tanah pasir, $k = 0,2 \times 10^{-4}$ cm/det pada 20°C, berapakah debit yang harus dipelihara untuk mencegah kondisi kritis tanah? Jika temperatur naik menjadi 30°C, berapakah persentase kenaikan debitnya?

Penyelesaian :

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{G_s - 1}{1 + e}; L = 3 \text{ m}$$

Tinggi tekanan air minimum yang mengakibatkan bahaya mengapung (Δh):

$$\Delta h = \frac{2,65 - 1}{1 + 0,75} \times 3 = 2,83 \text{ m } (\gamma \times \text{tebal lapisan pasir})$$

Debit yang harus dipelihara per meter persegi:

$$q = kiA = k(\Delta h/L)l$$

$$= (0,2 \times 10^{-4} \times 10^{-2}) (2,83/3) l = 1,9 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{det}$$

Persentase kenaikan debit, jika temperatur 30°C :

$$k_{30} = k_{20} \times \frac{\mu_{20}}{\mu_{30}} \quad (\text{dari Tabel 3.3; } \mu_{30}/\mu_{20} = 0,793)$$

$$= 0,2 \times 10^{-4} \times (1/0,793) = 1,26 \times 0,2 \times 10^{-4} \text{ cm/det}$$

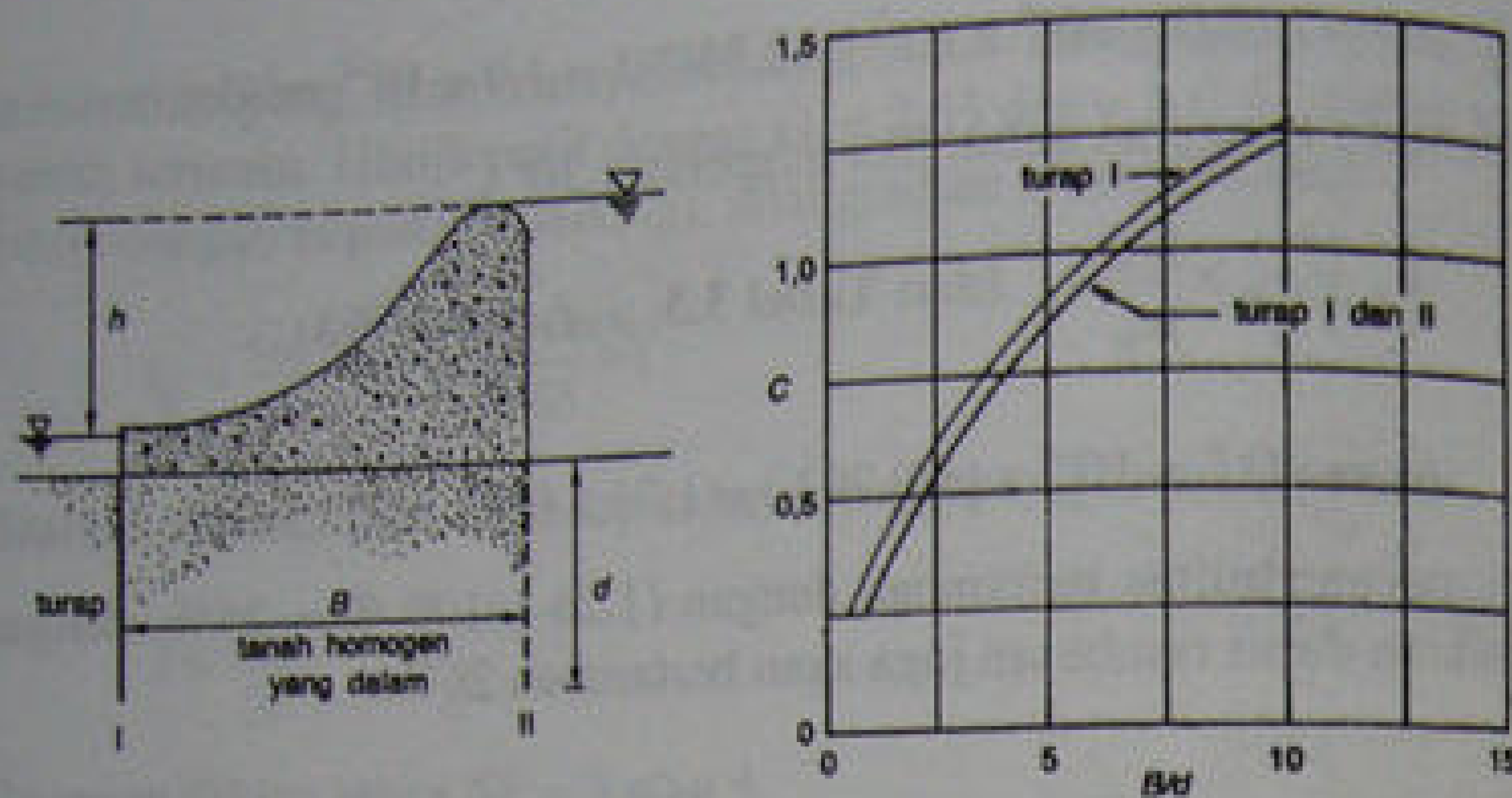
Jadi, permeabilitas bertambah dengan $(1,26-1)100\% = 26\%$, dengan demikian debit rembesan juga akan bertambah 26%.

3.3.2.3 Keamanan Bangunan terhadap Bahaya Piping

Telah disebutkan bahwa bila tekanan rembesan ke atas yang terjadi dalam tanah sama dengan i_c , maka tanah akan pada kondisi mengapung. Keadaan semacam ini juga dapat berakibat terangkutnya butir-butir tanah halus, sehingga terjadi pipa-pipa di dalam tanah yang disebut *piping*. Akibat terjadinya pipa-pipa yang berbentuk rongga-rongga, dapat mengakibatkan fondasi bangunan mengalami penurunan, hingga mengganggu stabilitas bangunan. Harza (1935) memberikan faktor keamanan bangunan air terhadap bahaya piping, sebagai berikut :

$$SF = \frac{i_c}{i} \quad (3.100)$$

dengan i_c adalah *gradien keluar maksimum (maximum exit gradient)* dan $i = \gamma'/\gamma_w$. Gradien keluar maksimum tersebut dapat ditentukan dari jaring arus dan besarnya sama dengan $\Delta h/l$ (Δh adalah kehilangan tinggi energi antara dua garis ekipotensial terakhir, dan l adalah panjang dari elemen aliran). Faktor aman 3 atau 4 cukup memenuhi angka aman strukturnya. Harza (1935) memberikan grafik gradien keluar maksimum untuk bendungan yang dibangun pada lapisan homogen yang dalam (Gambar 3.25). Dengan menggunakan notasi yang diperlihatkan dalam gambar tersebut, gradien keluar maksimum diberikan menurut persamaan :



Gambar 3.25 Gradien keluar kritis (Harza, 1935).

$$i_e = C \frac{h}{B} \quad (3.101)$$

Lane (1935) menyelidiki keamanan struktur bendungan terhadap bahaya piping. Panjang lintasan air melalui dasar bendung dengan memperhatikan bahaya piping dihitung dengan cara pendekatan empiris, sebagai berikut :

$$L_w = \frac{\sum L_h}{3} + \sum L_v \quad (3.102)$$

dengan :

L_w = weighted - creep - distance

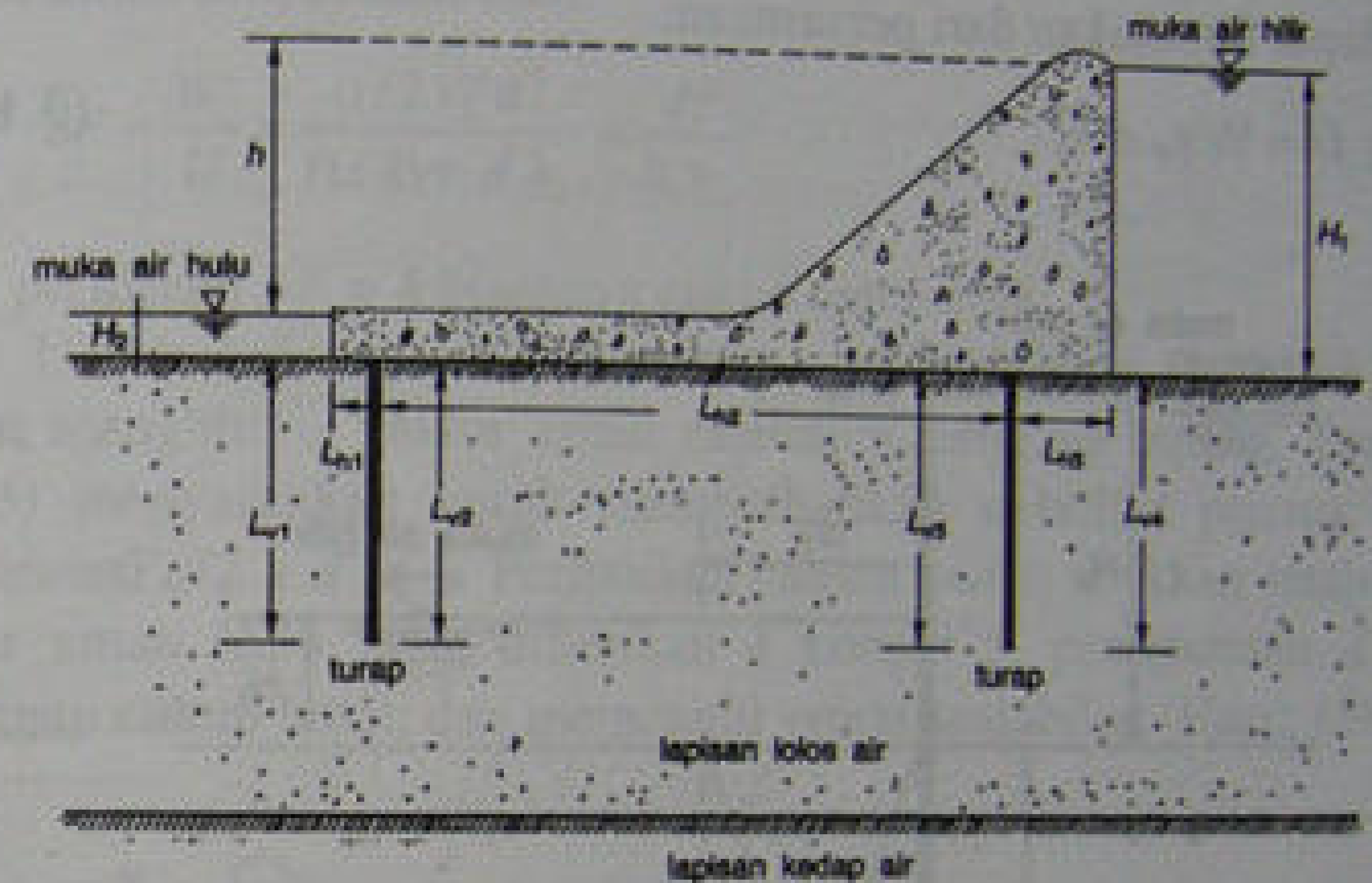
$\sum L_h$ = jumlah jarak horizontal menurut lintasan terpendek

$\sum L_v$ = jumlah jarak vertikal menurut lintasan terpendek

Setelah weighted - creep - distance dihitung, weighted - creep - ratio (WCR) dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan :

$$WCR = \frac{\sum L_w}{H_1 - H_2} \quad (3.103)$$

Nilai WCR harus lebih besar dari nilai yang terdapat dalam Tabel 3.6. Lintasan aliran yang melewati struktur dengan sudut kemiringan $>45^\circ$ diperhitungkan sebagai lintasan vertikal (L_v), sedang kemiringan lintasan aliran $\leq 45^\circ$, diperhitungkan sebagai lintasan horizontal (L_h).



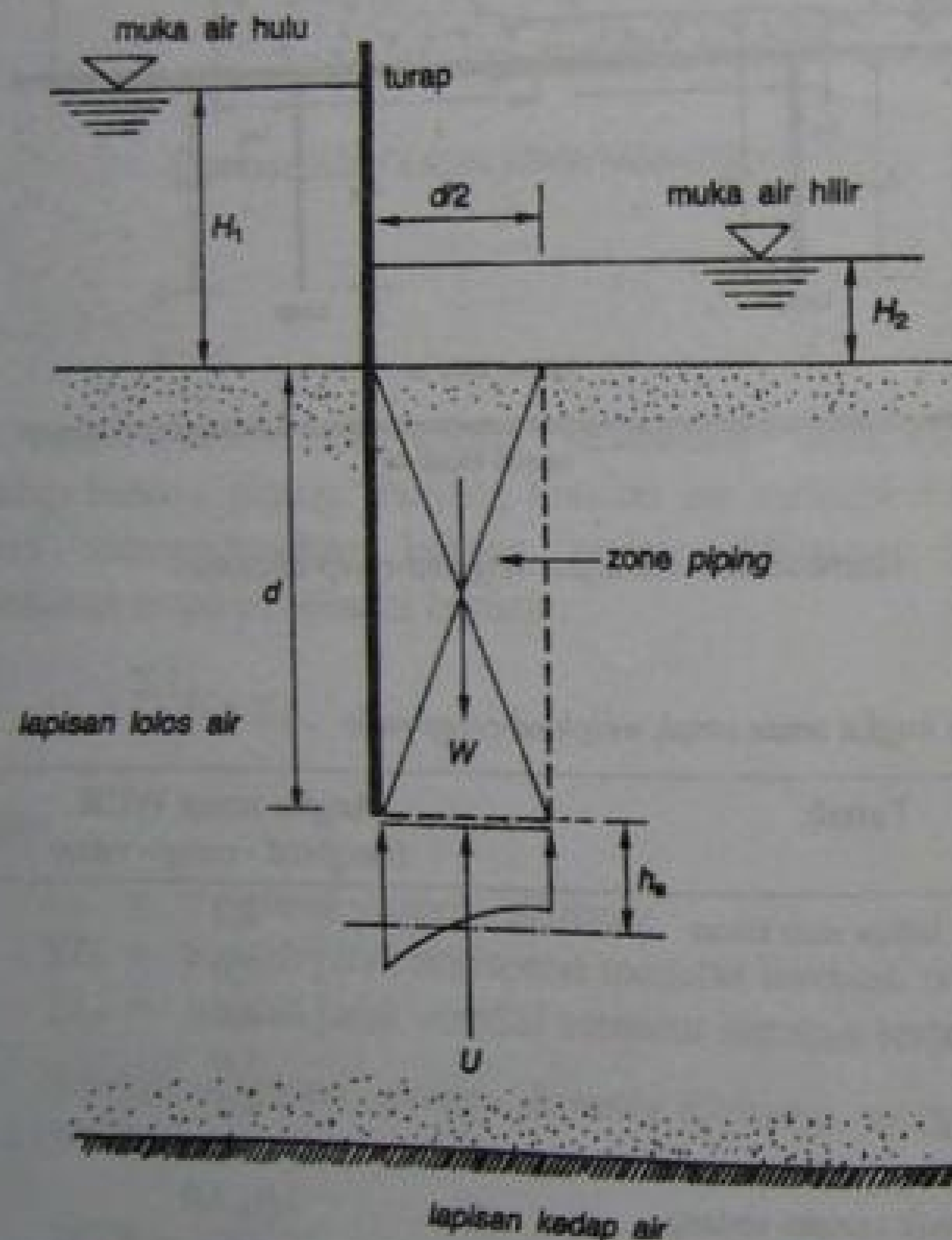
Gambar 3.26 Hitungan weighted-creep-distance.

Tabel 3.6. Nilai angka aman untuk weighted-creep-ratio

Tanah	Angka aman WCR (weighted - creep - ratio)
Pasir sangat halus atau lanau	8.5
Pasir halus	7.0
Pasir sedang	6.0
Pasir kasar	5.0
Kerikil halus	4.0
Kerikil kasar	3.0
Lempung lunak sampai sedang	2.0 - 3.0
Lempung keras	1.8
Cadas	1.6

Terzaghi (1922) mengerjakan beberapa pengujian model pada turap tunggal (Gambar 3.27). Hasilnya, lokasi yang dipengaruhi oleh bahaya *piping* terjadi sejauh $d/2$ dari dinding turap (d = kedalaman penetrasi turap ke tanah). Stabilitas struktur dapat ditentukan dengan memperhatikan prisma tanah pada sisi hilir menurut tebal satuan dan dari potongan $d \times d/2$. Dengan menggunakan jaring arus, tekanan ke atas dapat ditentukan dari persamaan:

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w d h_a \quad (3.104)$$



Gambar 3.27 Keruntuhan akibat piping pada sederet turap.

dengan h_a = tinggi energi hidrolik rata-rata (*average hydraulic head*) pada dasar dari prisma tanah. Gaya berat prisma tanah yang terendam bekerja ke bawah, dapat dinyatakan dengan berat mengapung:

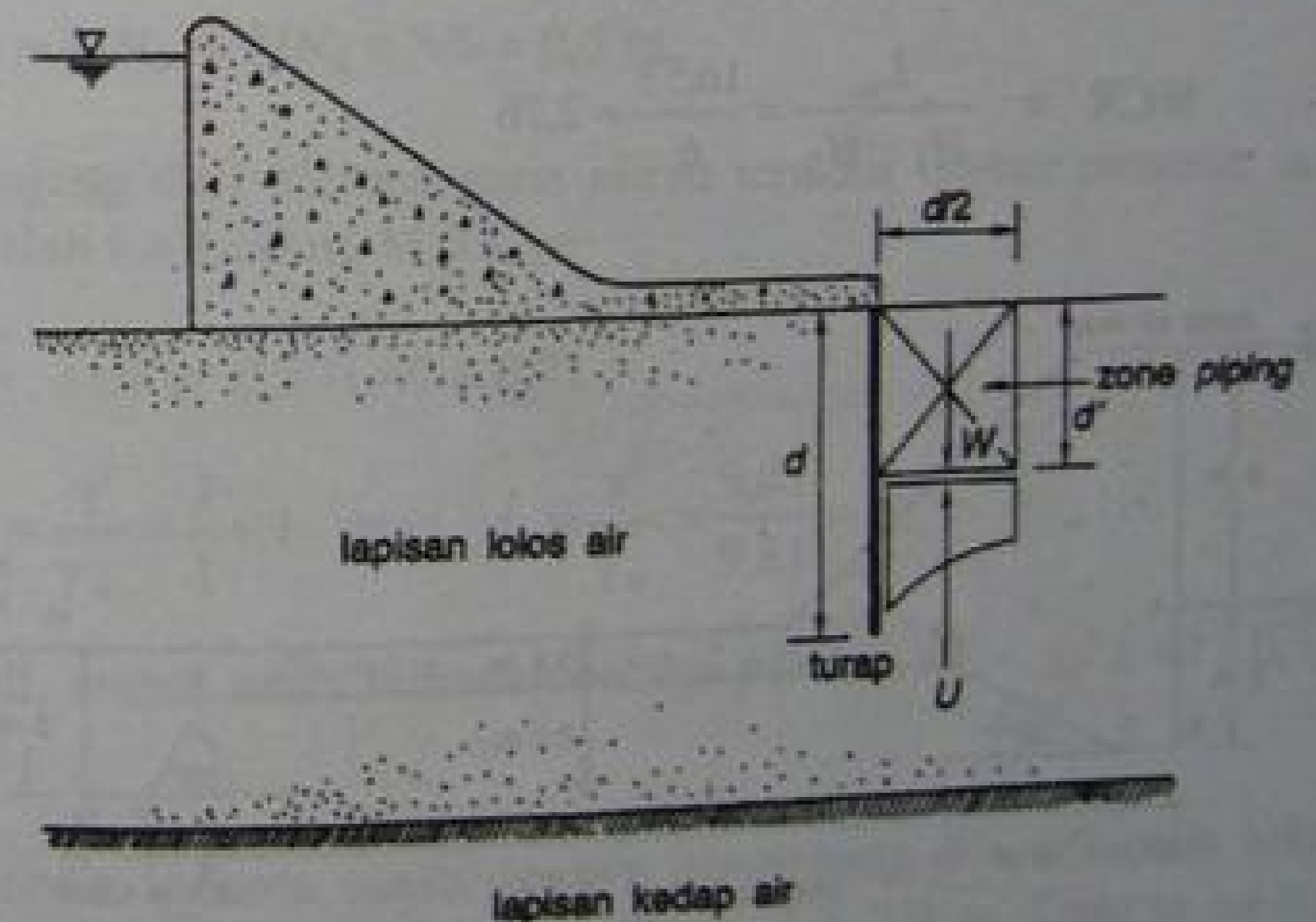
$$W' = \frac{1}{2} \gamma' d^2 \quad (3.105)$$

Faktor aman dinyatakan oleh:

$$SF = \frac{W'}{U} = \frac{(1/2) \gamma' d^2}{(1/2) \gamma_w d h_a} = \frac{\gamma'}{h_a \gamma_w} \quad (3.106)$$

Nilai perkiraan $SF = 4$ biasanya cukup memenuhi.

Untuk keamanan struktur turap tunggal pada Gambar 3.28, dalam menghitung faktor aman minimum terhadap piping, Terzaghi (1943) menyarankan untuk memperhatikan stabilitas prisma tanah berdimensi $d/2 \times d' \times 1$. Perhatikan bahwa $0 < d' \leq d$. Akan tetapi, bila faktor aman (SF) yang diberikan 4 sampai 5, penggunaan $d = d'$ dianggap cukup aman dan memenuhi syarat kestabilan (Harr, 1962).



Gambar 3.28 Keamanan terhadap bahaya piping pada bendungan.

Contoh soal 3.12 :

Tampang melintang bendung, seperti yang terlihat pada Gambar C3.2. Dengan menggunakan cara Lane, tentukan apakah bendung tersebut aman terhadap bahaya *piping*. Tanah dasar bendung berupa pasir halus.

Penyelesaian:

Aliran dengan sudut kemiringan dasar $\alpha > 45^\circ$ dianggap aliran vertikal. Pada bagian CD, lintasan dianggap horizontal karena $\alpha = 35^\circ$, sedang EF dianggap aliran vertikal karena $\alpha = 60^\circ$.

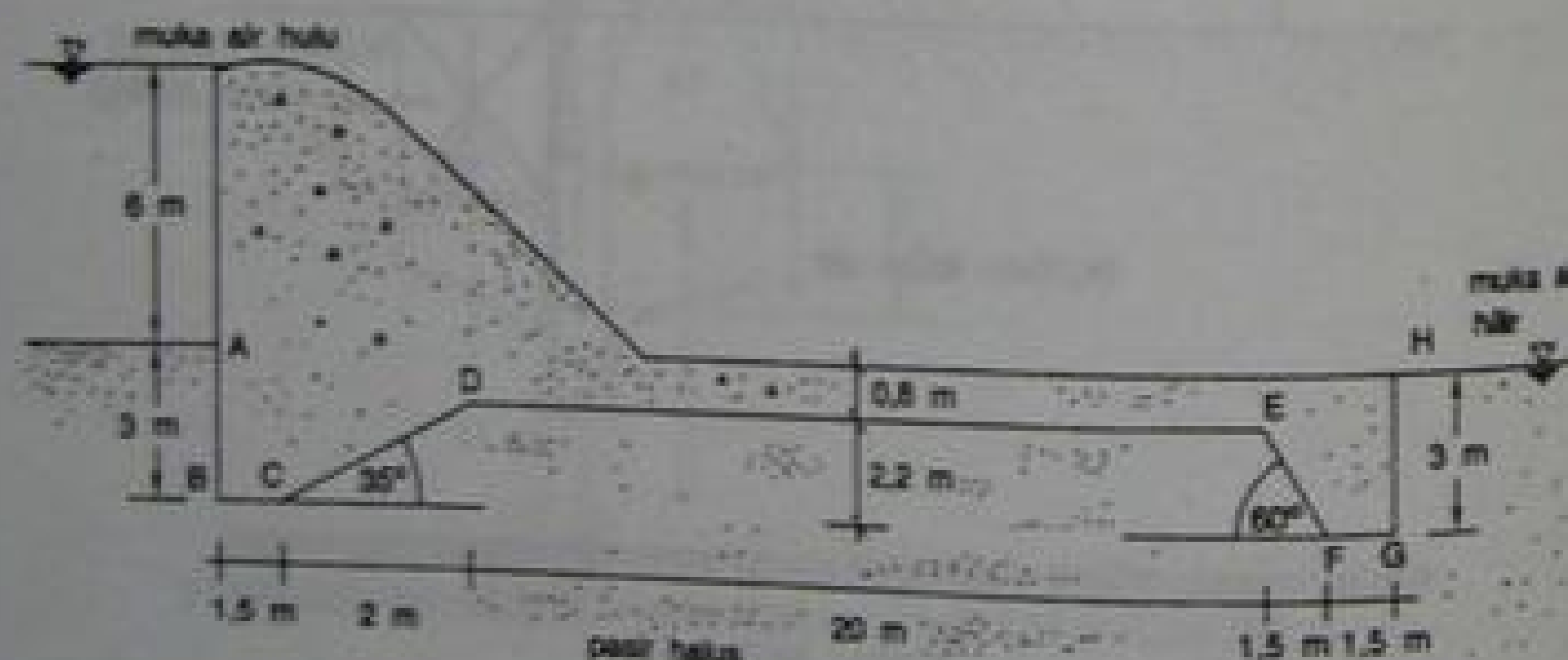
$$L_w = \frac{\sum L_h}{3} + \sum L_v$$

$$\sum L_h = 1,5 + 2 + 20 + 1,5 = 25 \text{ m}$$

$$\sum L_v = 3 + 2,2 + 3 = 8,2 \text{ m}$$

$$L_w = 25/3 + 8,2 = 16,53 \text{ m}$$

$$WCR = \frac{L_w}{H_1 - H_2} = \frac{16,53}{6} = 2,76$$



Gambar C3.2.

Tanah dasar bendung berupa pasir halus. Dari Tabel 3.6 syarat keamanan terhadap bahaya *piping* minimum $WCR = 7$. Dari hasil hitungan diperoleh $WCR = 2,76$, maka struktur tidak aman terhadap bahaya *piping*. Agar aman, maka perlu ditambahkan lantai muka dan atau lantai belakang, supaya lintasan air menjadi lebih panjang.

Contoh soal 3.13 :

Diketahui turap dengan jaring arus seperti terlihat pada Gambar C3.3. Bila tanah mempunyai berat volume apung (γ') = 1 t/m³ (9,81 kN/m³).

- Tentukan faktor aman terhadap bahaya *piping* menurut cara Harza.
- Tentukan faktor aman terhadap bahaya *piping* menurut cara Terzaghi.

Penyelesaian :

- Menurut Harza (1935), $SF = i_d / i_e$

$$\Delta h = h / N_d = 3 / N_d = 3 / 6 = 0,5 \text{ m}$$

Panjang dari elemen garis aliran terakhir diukur menurut skala adalah $l = 1,60 \text{ m}$. Maka,

$$i_e = \Delta h / l = 0,5 / 1,60 = 0,31$$

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{1}{1} = 1 \quad \text{atau} \quad i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{9,81}{9,81} = 1$$

Jadi, faktor aman terhadap bahaya *piping*, $SF = i_d / i_e = 1 / 0,31 = 3,2$

- Ditinjau prisma tanah dengan penampang $d \times d/2$ pada lokasi tepat di sebelah hilir turap. Disini $d = 3,0 \text{ m}$. Dengan melihat Gambar C3.3, dapat dihitung tinggi energi:

$$h_A = 3/6 \times 3 = 1,5 \text{ m, atau } h_A = 3 - 3/6 \times 3 = 1,5 \text{ m}$$

$$h_B = 2/6 \times 3 = 1,0 \text{ m, atau } h_B = 3 - 4/6 \times 3 = 1,0 \text{ m}$$

$$h_C = 1,8/6 \times 3 = 0,9 \text{ m, atau } h_C = 3 - 4,2/6 \times 3 = 0,9 \text{ m}$$

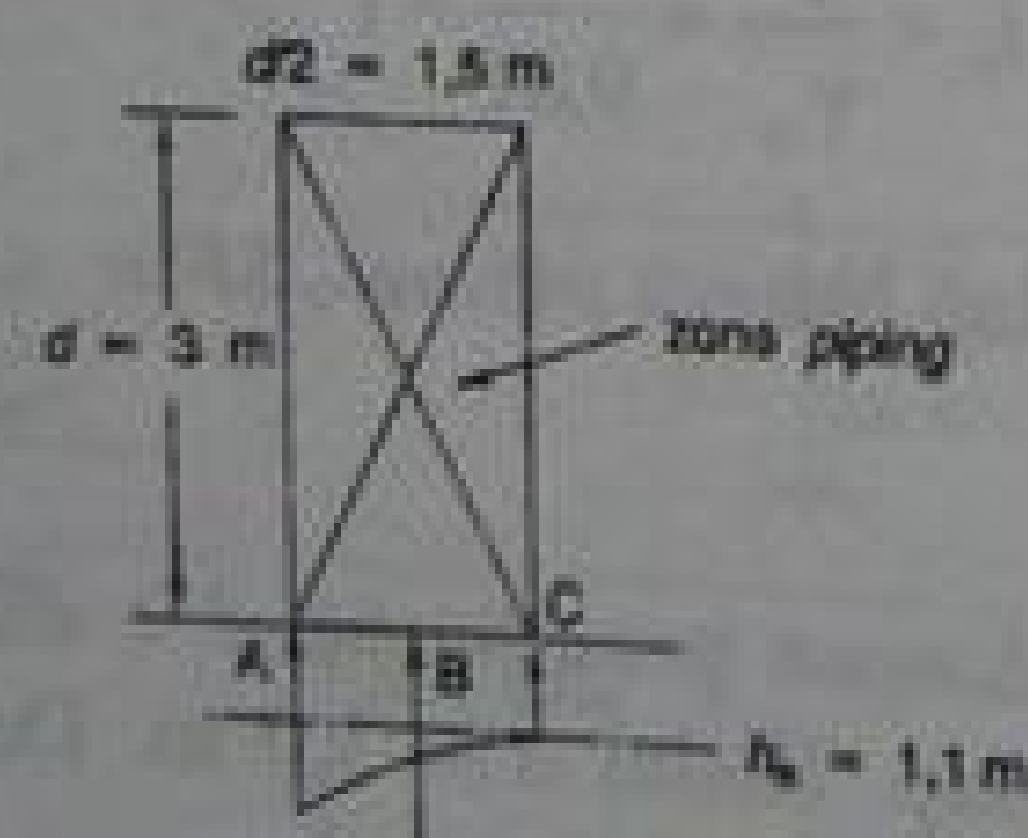
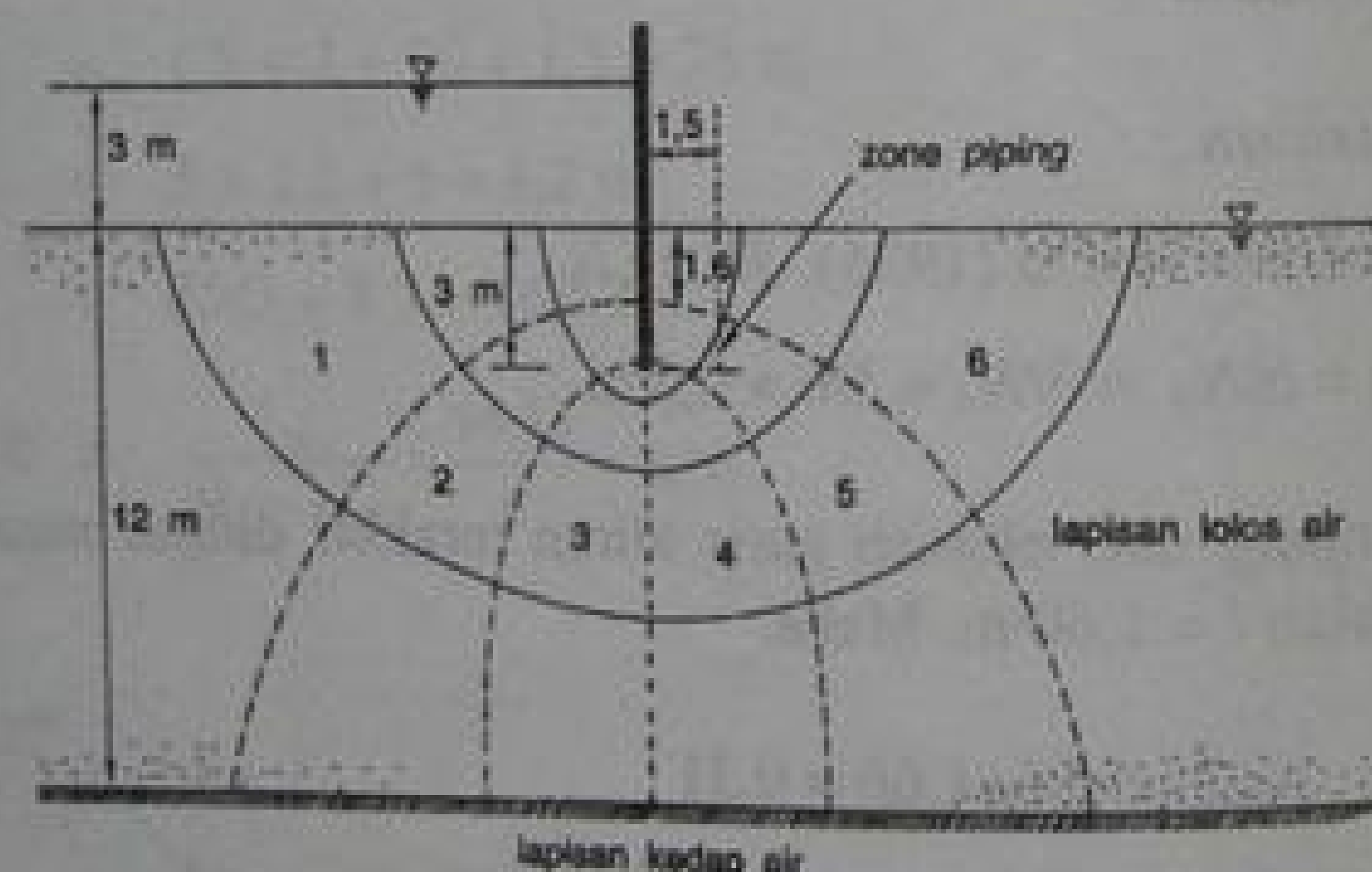
Tinggi energi hidrolik rata-rata:

$$h_a = \frac{1}{2} \left(\frac{(1,5 + 0,9)}{2} + 1 \right)$$

$$= 1,1 \text{ m}$$

$$\text{Faktor aman} = \frac{d \gamma'}{h_a \gamma_w} = \frac{3 \times 1}{1,1 \times 1} = 2,73$$

$$\text{atau Faktor aman} = \frac{3 \times 9,81}{1,1 \times 9,81} = 2,73$$



Gambar C3.3.

Contoh soal 3.14 :

Struktur turap dipancang sedalam 6 m di bawah muka tanah yang lolos air. Tebal lapisan lolos air 13,50 m. Di bagian bawah lapisan lolos air terdapat lapisan tanah yang kedap air. Buatlah gambar jaring arus dari struktur turap dan hitung debit rembesan serta faktor aman terhadap bahaya *piping*. Diketahui koefisien permeabilitas tanah lolos air, $k = 6 \times 10^{-4}$ cm/det dan $\gamma_{sat} = 1,9$ t/m³ (18,64 kN/m³)

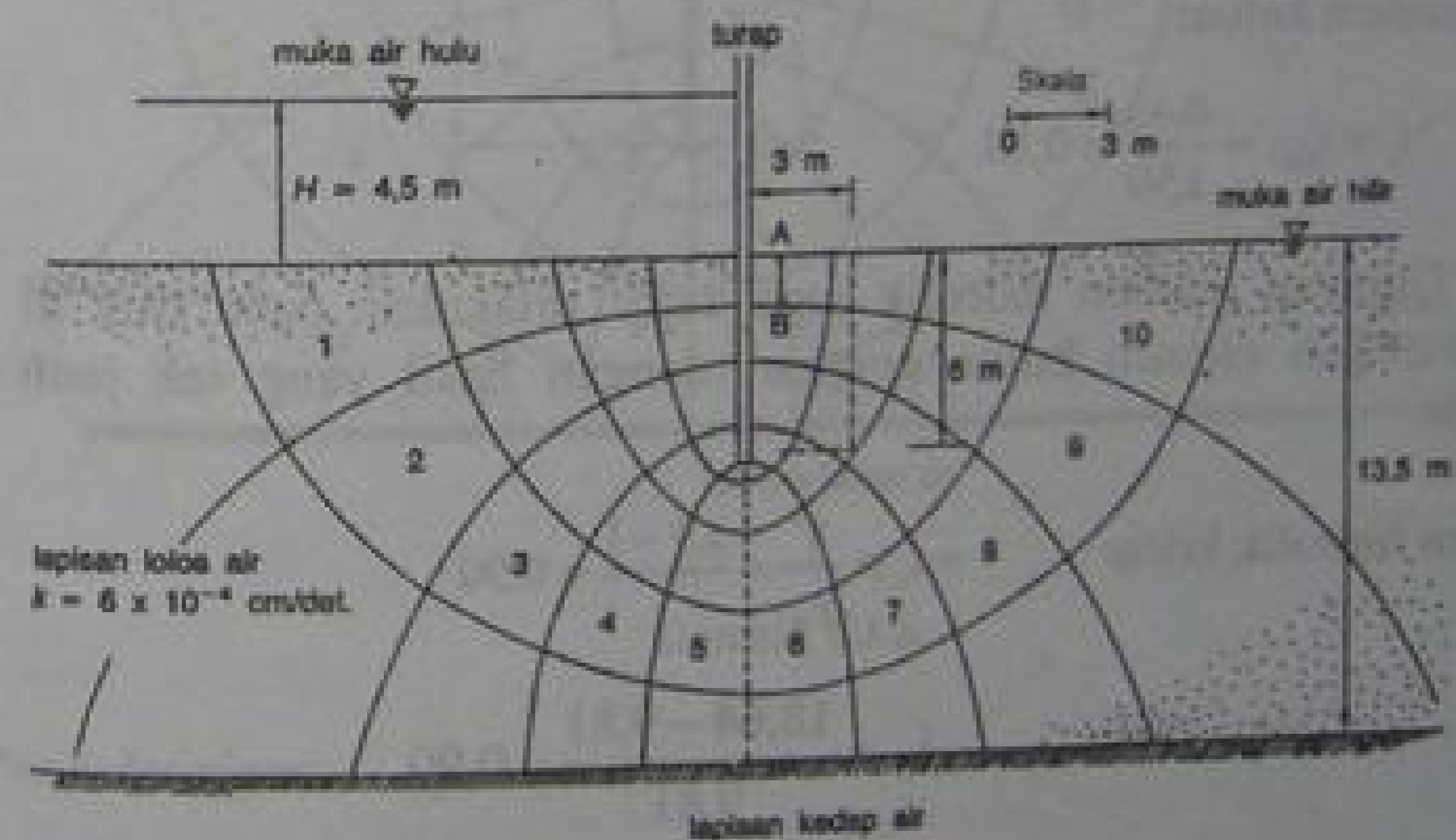
Penyelesaian :

Dengan melihat Gambar C3.4.

$$N_f = 5 ; N_d = 10$$

$$q = k h N_f / N_d = 6 \times 10^{-4} \times 4,5 \times 10^2 \times 5 / 10 \times 100$$

$$= 13,5 \text{ cm}^3/\text{det per meter lebar turap (tegak lurus bidang gambar).}$$



Gambar C3.4.

Menurut Terzaghi (1943), bahaya *piping* akan terjadi di muka turap pada jarak kira-kira setengah kedalaman turap terpancang dalam tanah. Pada contoh ini prisma dengan dimensi 6m x 3m x 1m, adalah daerah *piping* yang paling membahayakan.

Gradien hidrolik:

$$i_{BA} = \frac{\Delta h_{BA}}{L_{BA}}$$

Gradien keluar (i_{BA}) pada elemen jaring arus terakhir dihitung dengan cara berikut ini.

Selisih tinggi energi hidrolik antara titik B dan A:

$$\Delta h_{BA} = \frac{4,50}{10} = 0,45 \text{ m}$$

Panjang garis aliran BA:

$$L_{BA} = 1,50 \text{ m (menurut skala)}$$

Jadi, gradien keluar:

$$i_e = i_{BA} = \frac{0,45}{1,50} = 0,30$$

Tinjauan gradien hidrolik juga dapat dilakukan pada titik di tengah-tengah elemen bujur sangkar, dengan hasil yang tak jauh berbeda.

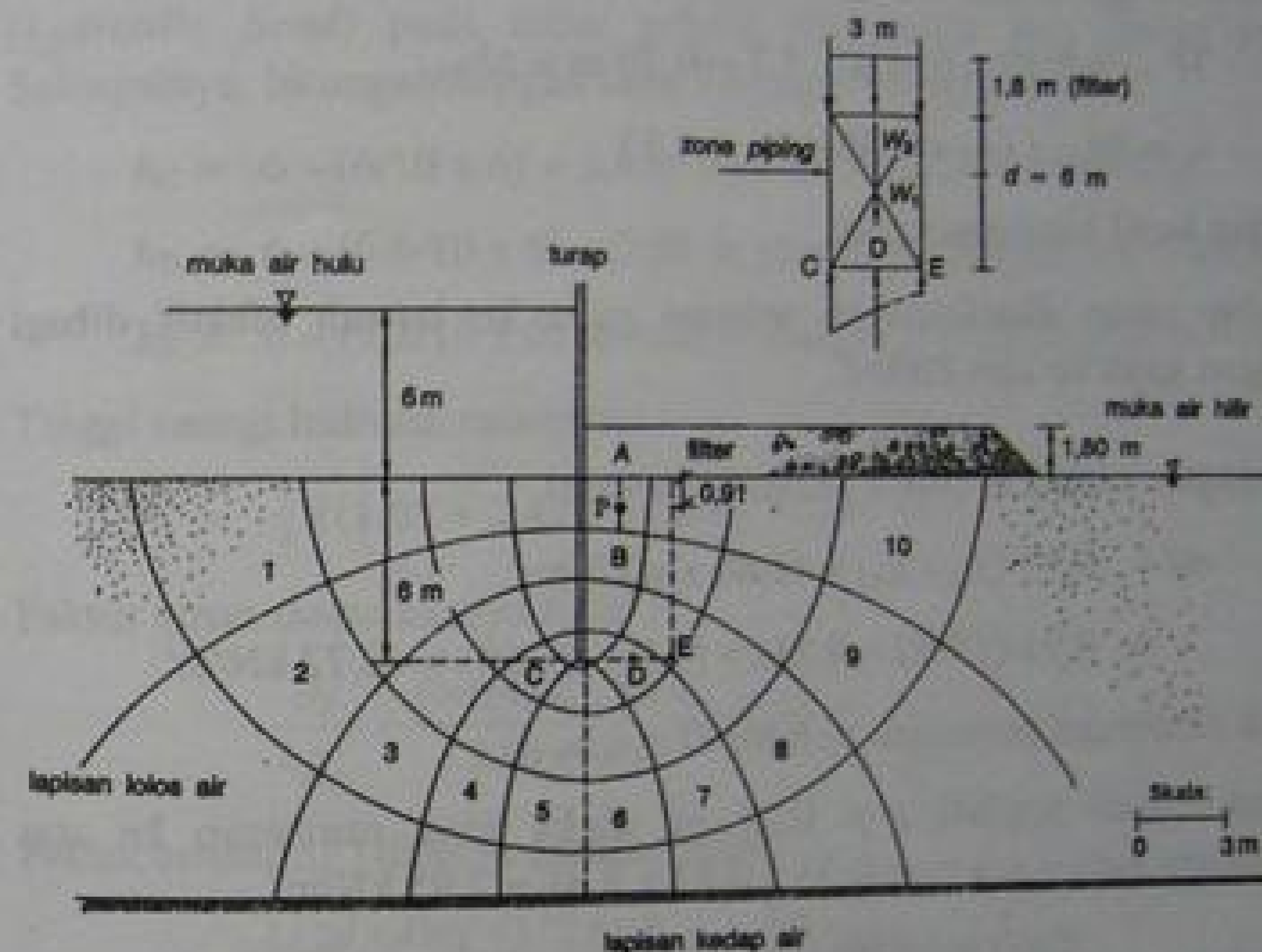
$$\text{Gradien hidrolik kritis} = i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_s} = \frac{1,9 - 1}{1} = 0,90$$

$$\text{atau} \quad i_c = \frac{18,64 - 9,81}{9,81} = 0,90$$

$$\text{Faktor aman terhadap bahaya piping} = 0,90 / 0,30 = 3$$

Contoh soal 3.15 :

Struktur turap diperlihatkan dalam Gambar C3.5. Tebal lapisan air pada bagian hulu adalah 6 m. Pada bagian hilir turap terdapat lapisan filter dengan berat volume basah $1,80 \text{ t/m}^3$ ($17,66 \text{ kN/m}^3$) sedang tanah lolos air mempunyai berat volume jenuh $\gamma_{sat} = 2 \text{ t/m}^3$ ($19,62 \text{ kN/m}^3$). Tentukan faktor aman terhadap bahaya *piping* dengan cara Harza dan dengan cara Terzaghi.



Gambar C3.5.

Penyelesaian:

(a) Dengan cara Harza

Ditinjau titik P di tengah elemen jaring arus terakhir (di belakang turap).

$$\text{Gradien hidrolik keluar} = i_e = \frac{\Delta h_{PA}}{L_{PA}}; \Delta h_{PA} = \frac{6}{10} = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Panjang garis aliran } AB = 1,83 \text{ m (diukur menurut skala), maka}$$

$$i_e = 0,6/1,83 = 0,33$$

Kontrol dengan menghitung tekanan air dititik P (jumlah penurunan potensial = 9,5).

Selisih tinggi energi antara P dan A

$$H - (9,5/10 \times 6) = 6 - 5,7 = 0,30 \text{ m} = \Delta h_{PA}$$

$$i_e = \Delta h_{PA} / L_{PA} = 0,30/0,91 = 0,33$$

Kedua hasil hitungan sama.

Faktor aman didefinisikan sebagai gaya ke bawah efektif dibagi dengan gaya ke atas efektif.

Tegangan efektif di titik P (arah ke bawah)

$$\sigma_p' = 0,91 (\gamma_{sat} - \gamma_w) + (1,80 \times \gamma_b) \text{ filter}$$

$$= 0,91 (19,62 - 9,81) + (1,8 \times 17,60) = 40,72 \text{ kN/m}^2$$

Gaya rembesan persatuan volume $D = i_e \gamma_w$

Untuk tanah setebal $z = 0,91 \text{ m}$, maka gaya rembesan ke atas persatuan luas $= i_e z \gamma_w = 0,33 \times 0,91 \times 9,81 = 2,95 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Faktor aman} = \frac{\text{Gaya ke bawah efektif per satuan luas}}{\text{Gaya ke atas efektif per satuan luas}} = \frac{40,72}{2,95} = 13,83$$

Atau dengan cara lain:

Pada titik P telah dihitung tinggi energi hidrolik $= h_P = 0,30 \text{ m}$, sedang $h_A = 0 \text{ m}$.

Tekanan air efektif di P (atau tinggi energi hidrolik di P) $= h_P \gamma_w = 0,30 \times 9,81 = 2,95 \text{ kN/m}^2$ (arah ke atas).

Tegangan efektif di P (σ_p') bekerja ke bawah dan tekanan air efektif arahnya ke atas.

$$\text{Faktor aman} = 40,72/2,95 = 13,83$$

(b) Dengan cara Terzaghi

Diperhatikan prisma tanah dengan tampang lintang $d \times d/2$ dengan $d = 6 \text{ m}$, terletak pada bagian hilir turap. Tinggi energi hidrolik (hydraulic head) pada dasar prisma ditentukan dari jaring arus. Selanjutnya, hitungan dengan cara Terzaghi sebagai berikut:

$$h_C = 6 - (6/10 \times 6) = 2,4 \text{ m atau } h_C = (4/10) \times 6 = 2,4 \text{ m}$$

$$h_D = 6 - (6,6/10 \times 6) = 2,04 \text{ m atau } h_D = (3,4/10) \times 6 = 2,04 \text{ m}$$

$$h_E = 6 - (7,2/10 \times 6) = 1,68 \text{ m atau } h_E = (2,8/10) \times 6 = 1,68 \text{ m}$$

Tinggi energi hidrolik rata-rata:

$$h_a = \frac{1}{2} \{ (1,68 + 2,4)/2 + 2,04 \} = 2,04 \text{ m}$$

Faktor aman tanpa adanya filter :

$$= \frac{d\gamma'}{h_a \gamma_w} = \frac{6 \times (19,62 - 9,81)}{2,04 \times 9,81} = 2,94$$

Faktor aman (SF) dengan adanya filter :

$$= \frac{1/2 d \times d \times \gamma' + 1/2 d \times h_{(ambatan)} \times \gamma_{(ambatan)}}{1/2 \gamma_w d \times h_a}$$

Jadi,

$$SF = \frac{d\gamma' + h_{(ambatan)} \gamma_{(ambatan)}}{\gamma_w h_a}$$

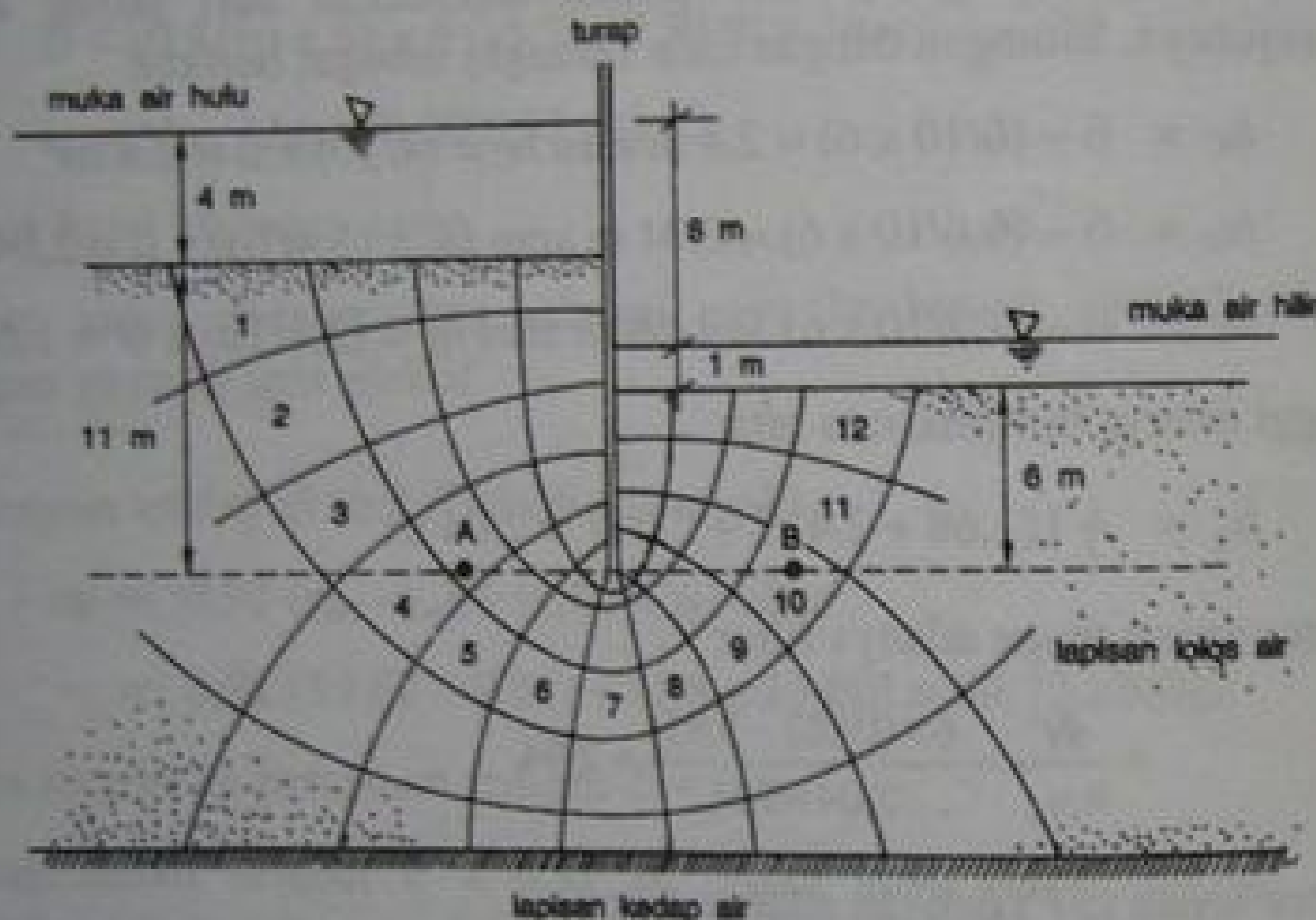
$$= \frac{6(19,62 - 9,81) + 1,8 \times 17,66}{9,81 \times 2,04}$$

$$= 4,53$$

Jika sebagian timbunan terendam air, maka pada bagian yang terendam dipakai berat volume apung (γ') dari bahan timbunan.

Contoh soal 3.16 :

Jaring arus untuk hitungan rembesan di bawah turap diperlihatkan pada Gambar C3.6. Berat volume tanah jenuh tanah adalah 2 t/m^3 ($19,62 \text{ kN/m}^3$) tentukan tegangan efektif pada titik A dan B.



Gambar C3.6.

Penyelesaian :

Tinggi energi tekanan (*pressure head*) di A:

$$h_A = 11 + 4 - 3,8 \times 8/12 = 12,47 \text{ m}$$

Tekanan air pori di A = $u_A = h_A \gamma_w = 12,47 \times 1 = 12,47 \text{ t/m}^3$ ($122,33 \text{ kN/m}^3$)

Dengan $\gamma_{\text{sat}} = 2 \text{ t/m}^3$ ($19,62 \text{ kN/m}^3$), tegangan efektif di titik A :

$$\begin{aligned}\sigma_A' &= 11 \gamma_{\text{sat}} + 4 \gamma_w - u_A \\ &= 11 \times 2 + 4 \times 1 - 12,47 \\ &= 13,53 \text{ t/m}^2 \text{ (132,73 kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

Pada titik B.

Tinggi energi tekanan di B:

$$\begin{aligned}h_B &= 11 + 4 - 9,4 \times 8/12 = 8,6 \text{ m} \\ u_B &= h_B \gamma_w = 8,60 \times 1 = 8,6 \text{ t/m}^2 \text{ (84,37 kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

Tegangan efektif di titik B:

$$\begin{aligned}\sigma_B' &= 6 \gamma_{\text{sat}} + 1 \gamma_w - u_B \\ &= 6 \times 2 + 1 \times 1 - 8,60 = 4,4 \text{ t/m}^2 \text{ (43,16 kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

Perhatikan: $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3 = 9,81 \text{ kN/m}^3$

3.3.2.4 Gaya Tekanan Air pada Struktur

Jaring arus dapat digunakan untuk menentukan besar gaya tekanan air keatas di bawah sebuah struktur. Cara hitungannya ditunjukkan dalam contoh hitungan sebagai berikut.

Kondisi struktur bagian bawah dari sebuah bendung digambarkan pada Gambar 3.29. Tinggi tekanan di D adalah $(11 + 2,3\text{m})$ dikurangi dengan kehilangan tinggi energi hidrolik. Titik D bertepatan dengan garis ketiga permulaan dengan sisi sebelah hulu, yang berarti bahwa kehilangan tinggi energi hidrolik pada titik ini = 2 ($h/N_d = 2(11/12) = 1,83 \text{ m}$).

Tinggi energi tekanan air di:

$$\begin{aligned}D &= (11 + 2,3) - 1,83 = 11,47 \text{ m} \\ E &= (11 + 2,3) - 3(11/12) = 10,55 \text{ m} \\ F &= (11 + 2,3 - 1,65) - 3,5 (11/12) = 8,44 \text{ m}\end{aligned}$$

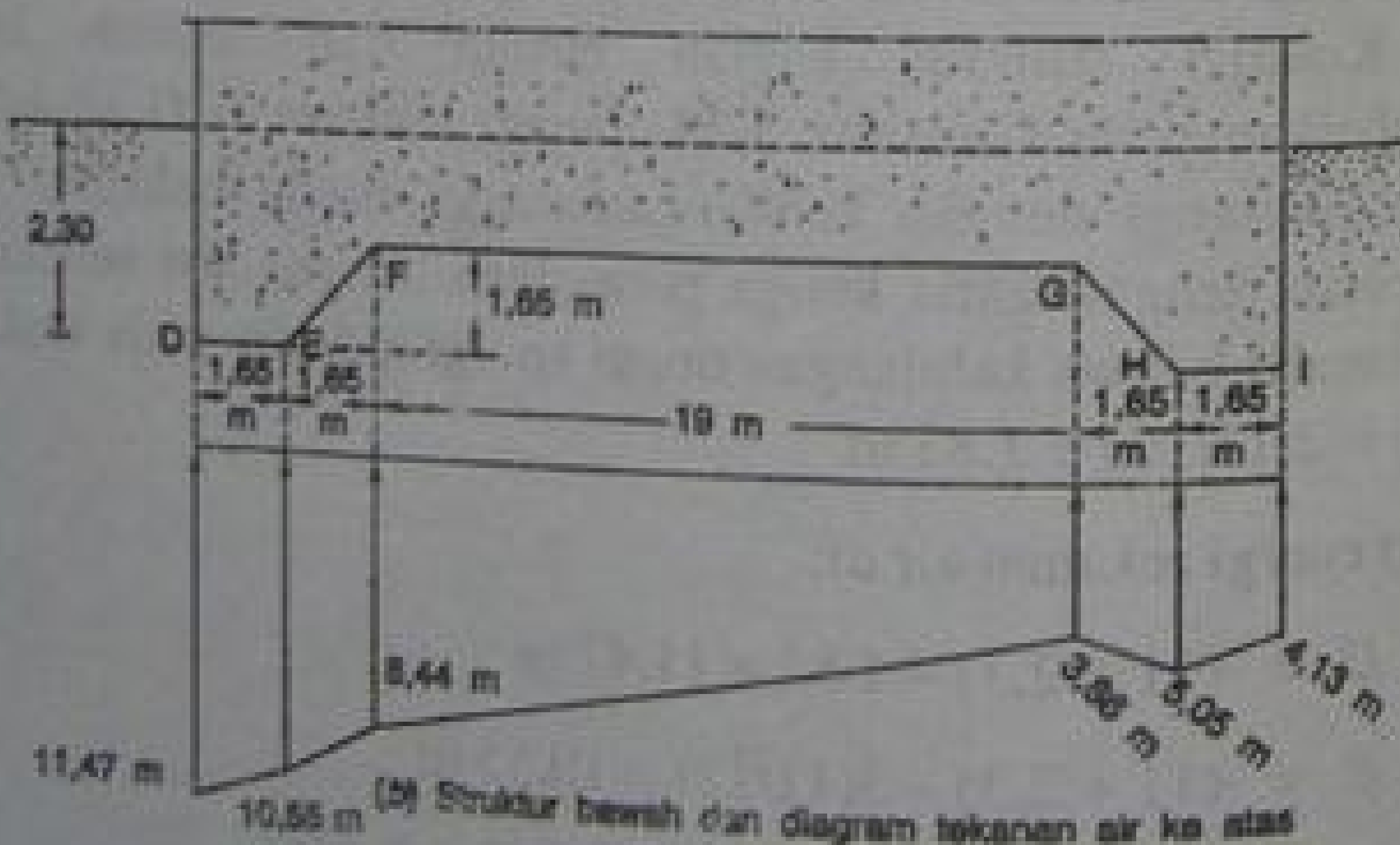
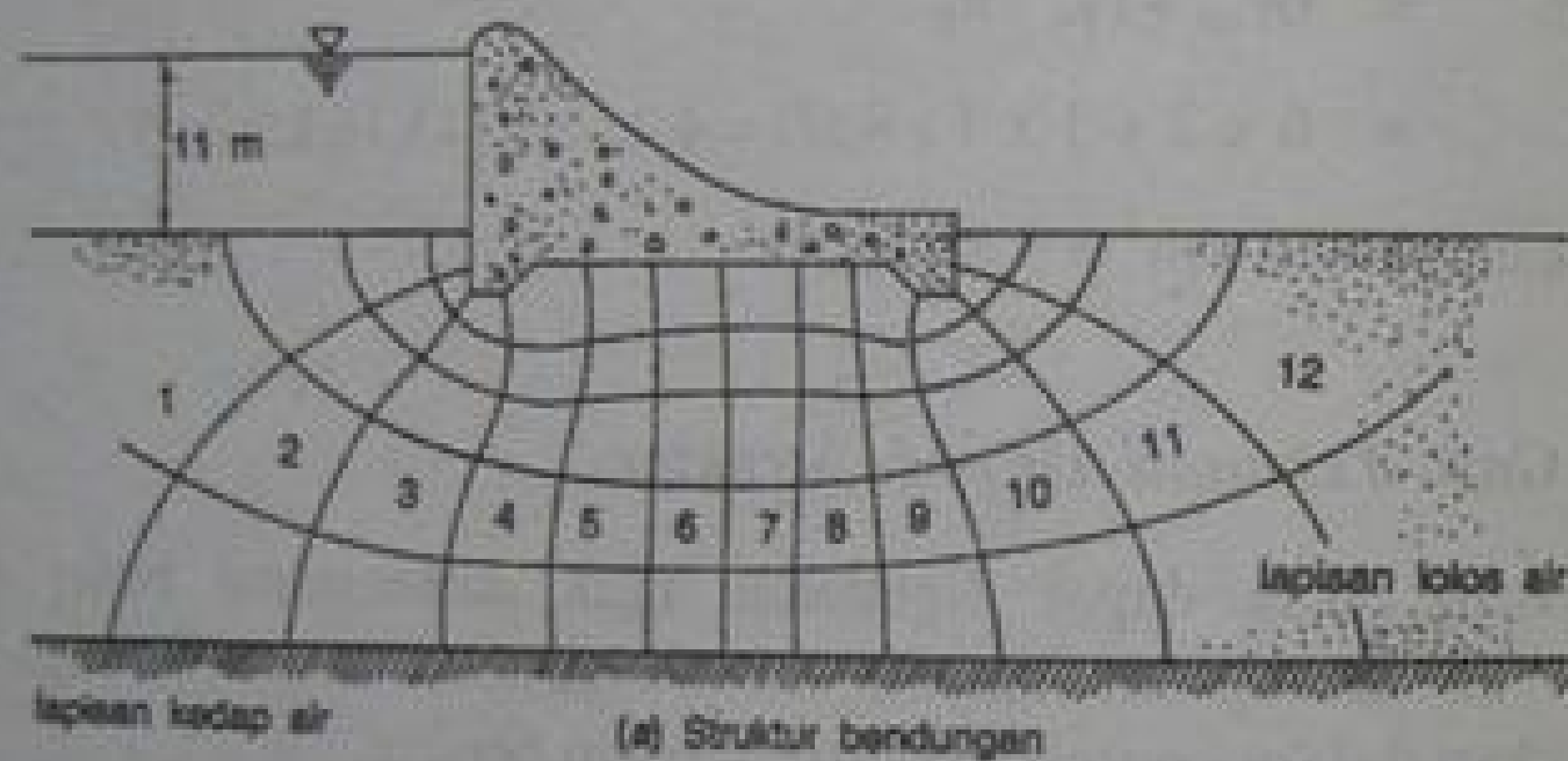
Perhatikan bahwa titik F berada di tengah antara garis ekipotensial nomer 3 dan 4, yang dihitung dari hulu.
Tinggi energi tekanan air di:

$$G = (13,3 - 1,65) - 8,5(11/12) = 3,86 \text{ m.}$$

$$H = (11 + 2,3) - 9(11/12) = 5,05 \text{ m.}$$

$$I = (11 + 2,3) - 10(11/12) = 4,13 \text{ m.}$$

Tinggi energi tekanan air yang telah terhitung, kemudian digambarkan pada Gambar 3.29b. Antara titik F dan G , variasi tinggi tekanan akan mendekati linier. Gaya tekanan air ke atas per satuan panjang dari bendungnya (U), dihitung dengan persamaan :



Gambar 3.29 Tinggi energi tekanan air di bawah dasar bendung.

$$\begin{aligned} U &= \gamma_w \times (\text{luas diagram tinggi tekanan}) \times 1 \\ &= 9,81 \times [0,5(11,47 + 10,55)(1,65) + \\ &\quad 0,5(10,55 + 8,44)(1,65) + 0,5(8,44 + 3,86)(1,9) + \\ &\quad 0,5(3,86 + 5,05)(1,65) + 0,5(5,05 + 4,13)(1,65)] \\ &= 1705,76 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Contoh soal 3.17:

Tampang melintang sebuah bendung seperti pada Gambar C3.7. Panjang bendung (tegak lurus bidang gambar) adalah 100 m.

Hitunglah :

- Debit rembesan lewat tanah di dasar bendung, jika $k = 10 \times 10^{-4}$ cm/det per meter panjang bendung.
- Hitung gradien hidrolik keluar pada titik P .
- Distribusi gaya tekanan ke atas oleh air di bawah dasar bendung.

Penyelesaian :

- Dalam gambar $h = 1000$ cm, $N_f = 3$; $N_d = 10,5$
Debit rembesan $q = kh N_f / N_d \times \text{lebar bendung}$
 $= 10 \times 10^{-4} \times 1000 \times 3 / 10,5 \times 10000 = 2857 \text{ cm}^3/\text{det per } 100 \text{ m}$
lebar bendung
- Gradien hidrolik keluar pada titik P adalah :

$$i_e = \frac{\Delta h}{L}$$

Selisih tinggi energi hidrolik antara titik Q dan R

$$\Delta h_{(QR)} = 10 - \frac{9,4}{10,5} \times 10 = 1,05 \text{ m}$$

L = panjang garis aliran lewat titik P , menurut skala gambar = 8,5 m

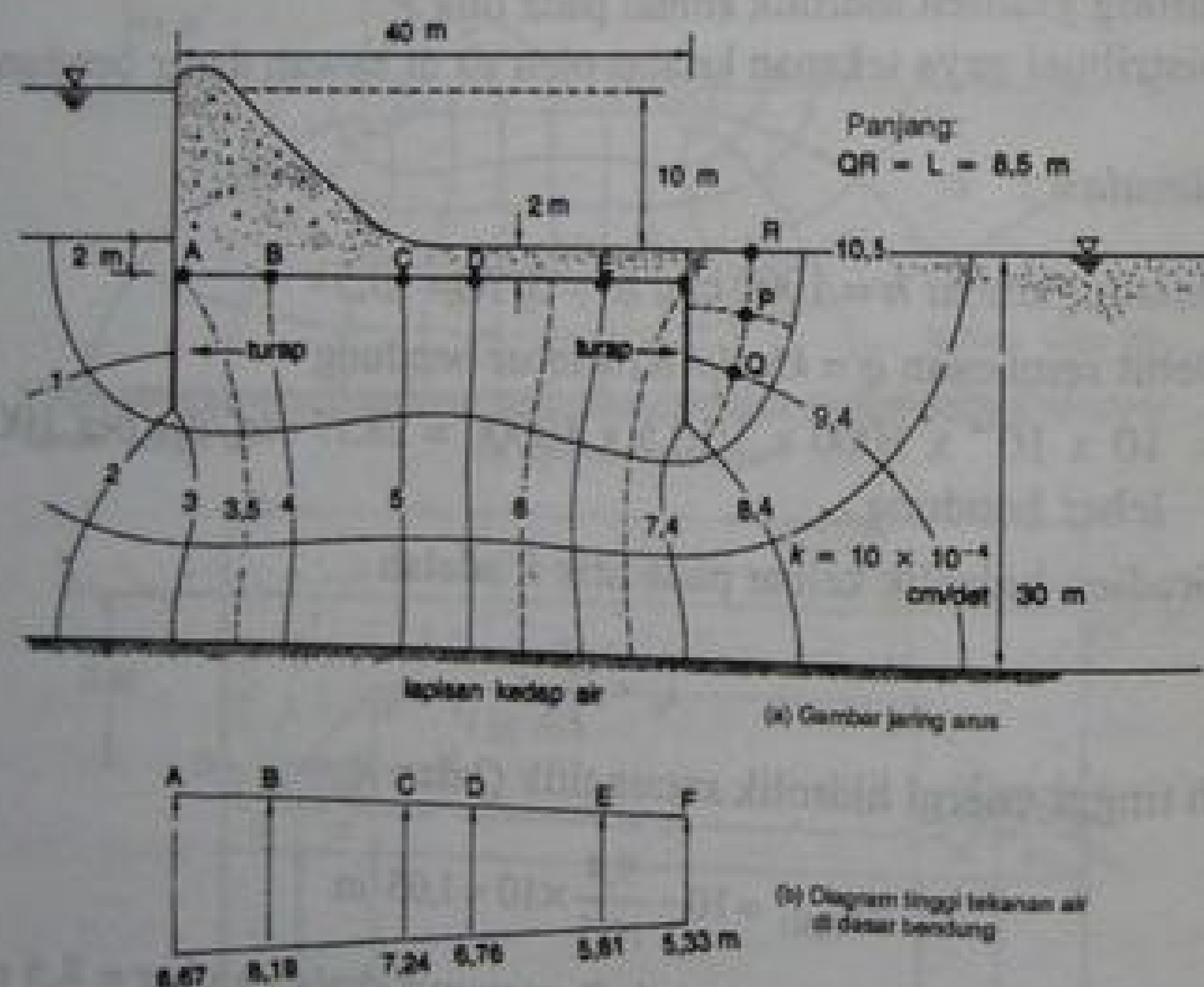
Jadi, gradien hidrolik keluar pada titik P :

$$i_e = \frac{1,05}{8,5} = 0,12$$

- (c) Tinggi energi tekanan sepanjang titik A sampai F, pada dasar bendungan dapat dilihat pada Gambar C3.7. Karena titik A berada di tengah dua garis ekipotensial, maka penurunan ekipotensial pada titik A adalah 3,5. Tinggi energi tekanan pada titik A adalah:

$$h_A = 12 \text{ m} - 10 \text{ m} \times \frac{3,5}{10,5} = 8,67 \text{ m}$$

Nilai 12 m menunjukkan selisih elevasi antara muka air hulu dengan titik yang ditinjau, dan perkalian $10 \times 3,5/10,5$ menyatakan kehilangan tinggi energi hidrolik di titik tersebut. Selanjutnya, hitungan dilakukan secara tabel, sebagai berikut ($\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$):



Gambar C3.7.

Titik	Tinggi tekanan (h) (m)	Tekanan air ke atas (=h γ_w) (kN/m ²)
A	8,67	8,67 x 9,81 = 85,05
B	8,19	
C	7,24	80,34
D	6,76	71,02
E	5,81	66,32
F	5,33	57,00
		52,29

Contoh soal 3.18:

Potongan melintang sebuah bendung, diperlihatkan pada Gambar C3.8. Tentukan debit rembesan lewat dasar fondasi, kalau diketahui koefisien permeabilitas tanah di bawah bendung adalah $2,5 \times 10^{-5} \text{ m/det}$. Tentukan pula gaya tekanan ke atas yang ditimbulkan oleh tekanan air di bawah fondasi bendung.

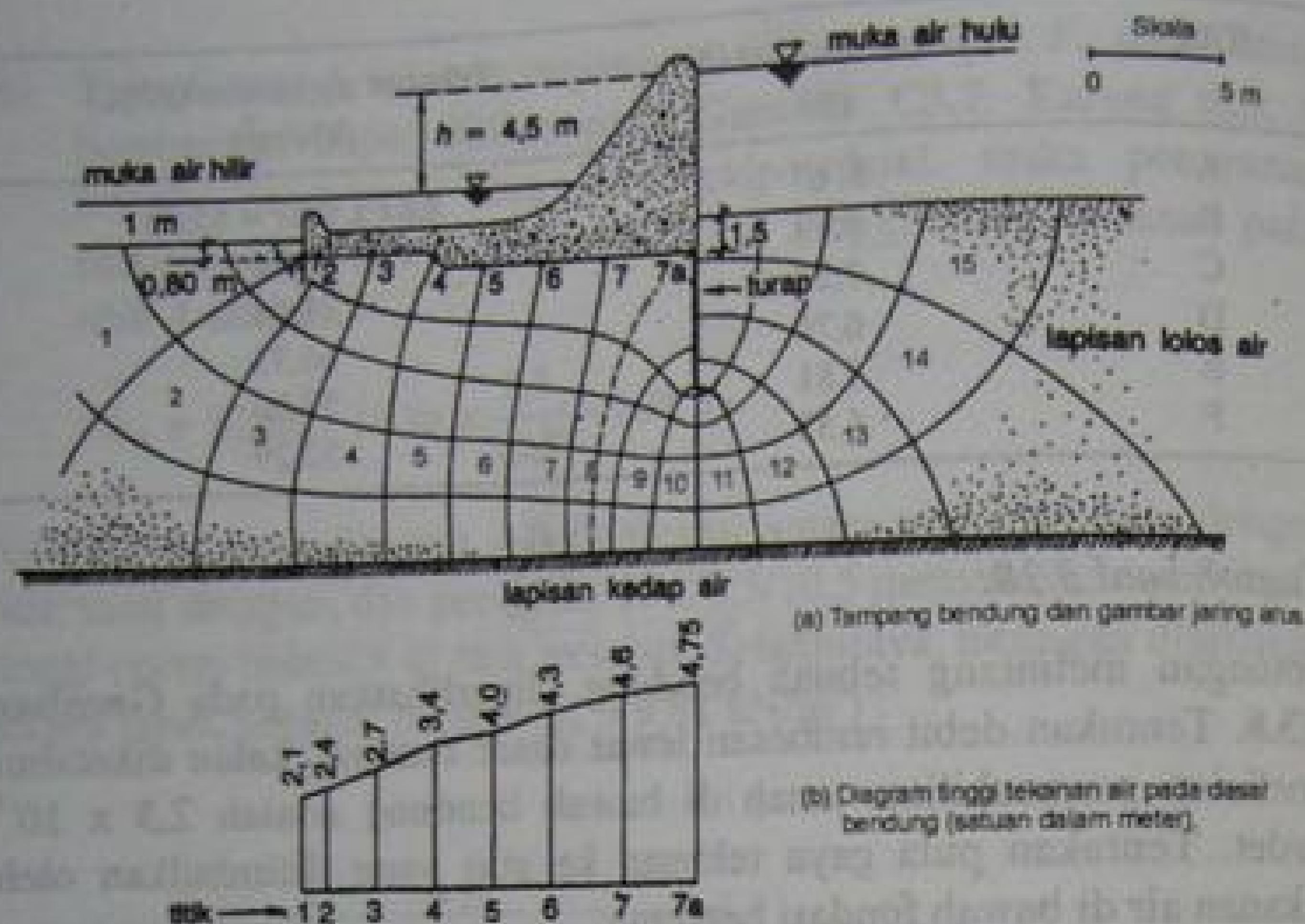
Penyelesaian:

Gambar jaring arus (*flow-net*) dibutuhkan untuk menghitung debit rembesan. Dari gambar jaring arus, terlihat bahwa ada 4,8 lajur saluran aliran dan 15 penurunan ekipotensial. Untuk selisih tinggi tekanan $5,5 - 1 = 4,50$ meter, maka besarnya debit rembesan :

$$q = kh \frac{N_f}{N_d} = 2,5 \times 10^{-5} \times 4,5 \frac{4,8}{15}$$

$$= 3,6 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{det} \quad (\text{per meter lebar bendung})$$

Tekanan air dihitung pada titik-titik perpotongan dari garis ekipotensial dengan dasar fondasi. Tinggi energi total (*total-head*) pada setiap titik dapat diperoleh dari jaring arus dan tinggi elevasi dari titiknya. Selanjutnya, hitungan dilakukan secara tabel ($\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$).



Gambar C3.8.

Titik	h (m)	z (m)	$h - z$ (m)	$u = \gamma_w(h - z)$ (kN/m ²)
1	0,30	-1,80	2,10	20,60
2	0,60	-1,80	2,40	23,54
3	0,90	-1,80	2,70	26,49
4	1,20	-2,20	3,40	33,35
5	1,50	-2,50	4,00	39,24
6	1,80	-2,50	4,30	42,18
7	2,10	-2,50	4,60	45,13
7a	2,25	-2,50	4,75	46,60

Tinggi energi hilang pada titik 1 = $h_1 = (4,5/15) \times 1 = 0,30$ m.

titik 2 = $h_2 = 0,30 \times 2 = 0,60$ m.

titik 7a, $h_{7a} = 0,30 \times 7,5 = 2,25$ m.

Contoh soal 3.19:

Struktur turap diperlihatkan pada Gambar C3.9. Tinggi muka air di

muka turap = 8 m dan tinggi muka air tanah dibelakangnya = 5,00 m di atas muka air. Tentukan besarnya tekanan air netto di belakang turap dengan metode jaring arus.

Penyelesaian:

Tinggi air di muka turap digunakan sebagai tinggi referensi. Total tinggi tekanan pada ketinggian air tanah adalah 5,00 m. Total energi tekanan pada tanah di muka turap adalah nol. Tekanan air total (netto), merupakan jumlah tekanan air di belakang dan di muka turap.

Pada titik 4.

- Di bagian belakang turap:

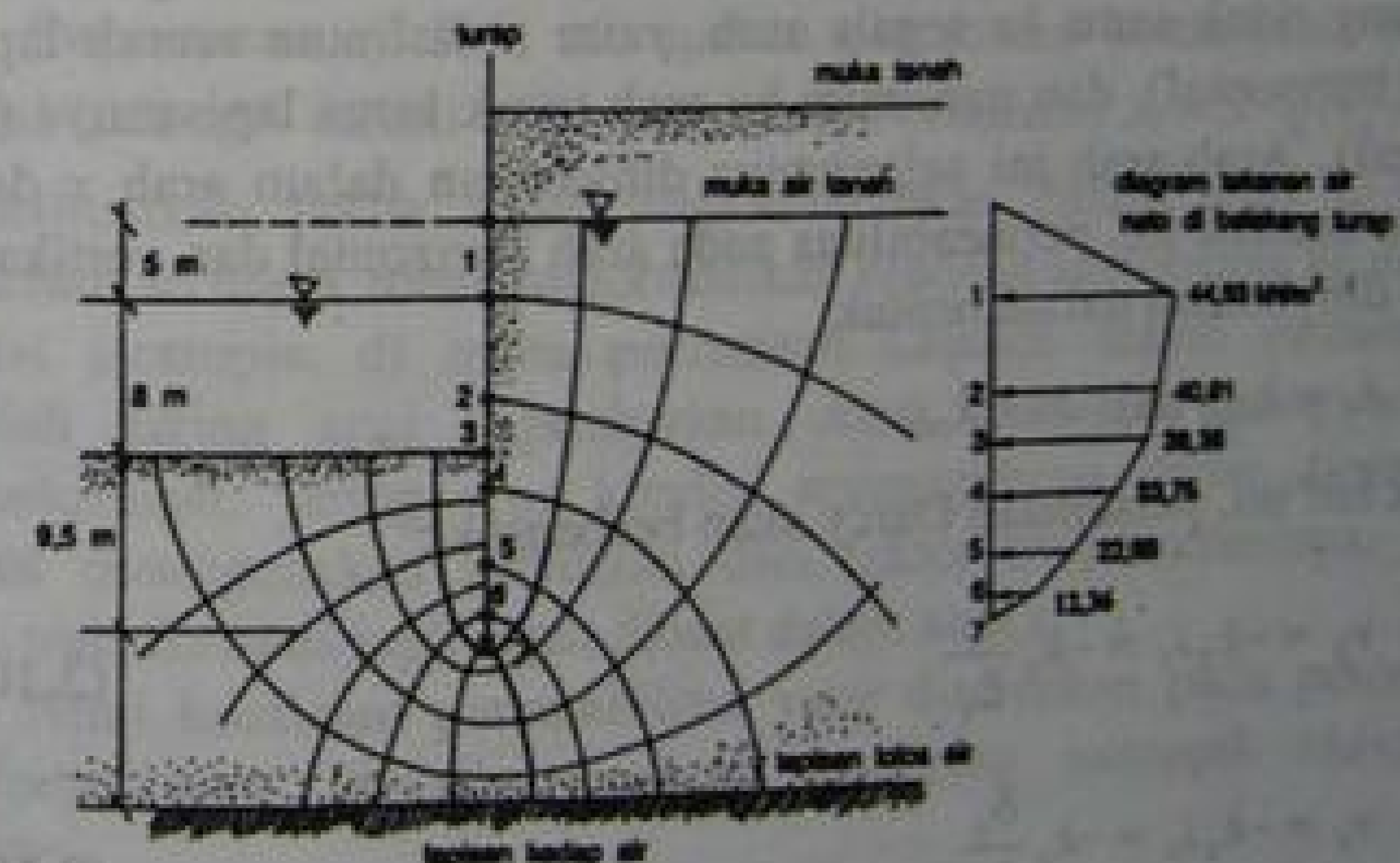
$$h_b = 5 - 3,0 \times 5/12 = 3,74 \text{ m.}$$

- Di bagian muka turap:

$$h_m = 5,0 - 11,2 \times 5/12 = 0,30 \text{ m.}$$

$$u = u_m - u_b = \gamma_w [(3,74 + 10,5) - (0,3 + 10,5)]$$

$$= 9,81 \times 3,44 = 33,75 \text{ kN/m}^2$$



Gambar C3.9

Titik	z (m)	h_b (m)	h_m (m)	$u = (h_b - h_m)\gamma_w$ (kN/m ²)
1	0	4,58	0	44,93
2	-5,00	4,16	0	40,81
3	-8,00	3,91	0	38,36
4	-10,5	3,74	0,30	33,75
5	-14,3	3,32	1,01	22,66
6	-16,5	2,48	1,22	12,36
7	-17,5	2,06	2,06	00,00

Pada hitungan di atas u = tekanan air netto pada turap. Dalam hal ini $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$.

3.3.3 Kondisi Tanah Anisotropis

Dalam tinjauan tanah anisotropis, walaupun tanah mungkin homogen, tapi mempunyai permeabilitas yang berbeda pada arah vertikal dan horizontalnya. Kebanyakan tanah pada kondisi alamnya dalam keadaan anisotropis, artinya mempunyai koefisien permeabilitas yang tidak sama ke segala arah, yaitu maksimum searah lapisan (arah horizontal), dan minimum ke arah tegak lurus lapisannya (arah vertikal). Arah-arrah ini selanjutnya dinyatakan dalam arah x dan z . Dalam kondisi ini, permeabilitas pada arah horizontal dan vertikalnya dapat dinyatakan dalam bentuk:

$$k_x = k_{\text{mak}} \text{ dan } k_z = k_{\text{min}}$$

Untuk hal ini, persamaan Darcy akan berbentuk :

$$v_x = -k_x i_x = -k_x \frac{\delta h}{\delta x} \quad (3.107)$$

$$v_z = -k_z i_z = -k_z \frac{\delta h}{\delta z} \quad (3.108)$$

Dari Persamaan (3.108), persamaan kontinuitas (3.17) dapat

dituliskan dalam bentuk :

$$k_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + k_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0 \quad (3.109)$$

dengan k_x = koefisien arah horizontal dan k_z = koefisien arah vertikal. Dari persamaan ini, dapat dibentuk :

$$\frac{\delta^2 h}{(k_z / k_x) \delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0 \quad (3.110)$$

Bila $x_1 = x \sqrt{(k_z / k_x)}$, maka

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x_1^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0 \quad (3.111)$$

Sudstitusi Persamaan (3.111) ke dalam Persamaan (3.110), diperoleh :

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x_1^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0 \quad (3.112)$$

Persamaan (3.112) merupakan persamaan kontinuitas untuk kondisi isotropis dalam bidang x_1 dan z . Persamaan $x_1 = x \sqrt{(k_z / k_x)}$ mendefinisikan faktor skala yang diterapkan dalam arah x , yang dimaksudkan untuk mentransformasikan keadaan anisotropis ke dalam kondisi isotropis, di mana persamaan Laplace masih memenuhi. Sesudah jaring arus digambarkan untuk potongan yang sudah ditransformasi, jaring arus kondisi sesungguhnya dapat diperoleh dengan menggunakan kebalikan dari faktor transformasinya. Bila perlu, transformasi juga dapat dibuat dalam arah z .

Nilai koefisien permeabilitas yang diterapkan pada potongan transformasinya, diberikan sebagai koefisien isotropik ekuivalen, dengan:

$$k' = \sqrt{(k_x k_z)} \quad (3.113)$$

Vreendenburgh (1936) telah berhasil membuktikan ketepatan dari Persamaan (3.113). Pada Gambar 3.30, aliran air rembesan bekerja dalam arah sumbu x . Jaring arus digambarkan dalam dua kondisi, yaitu kondisi transformasi dan kondisi asli. Kecepatan arah sumbu- x (v_x) dinyatakan dengan notasi k' pada potongan yang ditransformasi, dan k_x pada potongan kondisi aslinya. Cara pembuktian dilakukan sebagai berikut :

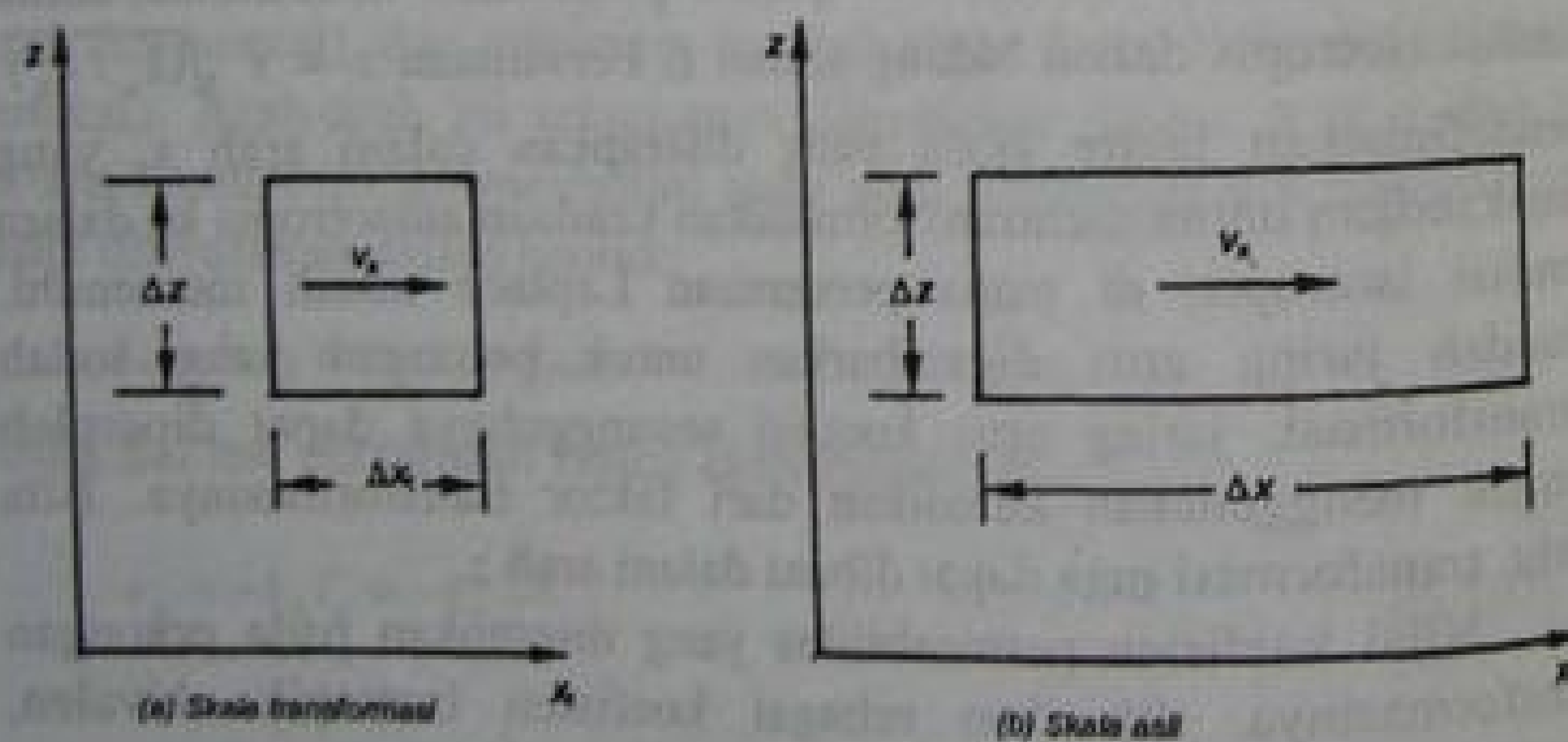
$$v_x = -k' \frac{\delta h}{\delta x_t} = -k_x \frac{\delta h}{\delta x}$$

dengan

$$\frac{\delta h}{\delta x_t} = \frac{\delta h}{\sqrt{\frac{k_z}{k_x}} \delta x}$$

Jadi,

$$k' = k_x \sqrt{\frac{k_z}{k_x}} = \sqrt{(k_x k_z)}$$



Gambar 3.30 Elemen jaring arus (a) Skala transformasi (b) Skala asli.

Langkah-langkah dalam hitungan jaring arus pada kondisi tanah anisotropis, dilakukan dengan cara sebagai berikut :

(a) Untuk penggambaran potongan melintang struktur, gunakan sembarang skala vertikal.

(b) Tentukan, $\sqrt{\frac{k_z}{k_x}} = \sqrt{\frac{k_{\text{vertikal}}}{k_{\text{horizontal}}}}$

(c) Hitunglah skala horisontal, sedemikian sehingga skala horizontal = $\sqrt{(k_z / k_x)}$ kali skala vertikal.

(d) Dengan skala yang ada pada butir (a) dan (c), gambarkan potongan melintang dari struktur.

(e) Gambarkan jaring arus untuk potongan yang ditransformasi, dengan cara yang sama seperti keadaan isotropis.

(f) Hitung debit rembesan menurut persamaan :

$$q = h \sqrt{k_x k_z} \frac{N_f}{N_d} \quad (3.114)$$

3.3.4 Kondisi Tanah Berlapis

3.3.4.1 Menghitung Debit Rembesan Tanah Berlapis dengan Cara Jaring Arus

Cara penggambaran jaring arus yang telah dipelajari sebelumnya adalah untuk kondisi tanah yang homogen. Dalam prakteknya, banyak dijumpai keadaan tanah yang tidak homogen, seperti yang ditunjukkan Gambar 3.31. Bila jaring arus akan digambarkan untuk kondisi 2 lapisan yang berbeda, maka pada batas lapisannya gambar jaring arus akan patah. Kondisi demikian disebut *kondisi transfer*. Gambar 3.31 memperlihatkan kondisi umum, dimana lajur-lajur jaring arus memotong batas dari 2 lapisan tanah. Lapisan tanah 1 dan 2, mempunyai koefisien permeabilitas yang tidak sama. Garis patah-patah yang memotong lajur aliran pada gambar,

adalah garis-garis ekipotensial. Pada Gambar 3.31, Δh adalah tinggi energi hilang di antara dua garis ekipotensial yang berdekatan. Ditinjau dari suatu panjang satuan yang tegak lurus bidang gambar, debit rembesan yang melalui satu lajur aliran adalah :

$$\Delta q = k_1 \frac{\Delta h}{l_1} b_1 = k_2 \frac{\Delta h}{l_2} b_2$$

atau
$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{b_2/l_2}{b_1/l_1} \quad (3.115)$$

dengan l_1 dan b_1 berturut-turut adalah panjang dan lebar dari elemen aliran lapisan tanah 1, sedang l_2 dan b_2 adalah panjang dan lebar pada lapisan tanah 2. Dari Gambar 3.31, terlihat bahwa:

$$l_1 = AB \sin \theta_1 = AB \cos \alpha_1 \quad (3.116a)$$

$$l_2 = AB \sin \theta_2 = AB \cos \alpha_2 \quad (3.116b)$$

$$b_1 = AC \cos \theta_1 = AC \sin \alpha_1 \quad (3.116c)$$

$$b_2 = AC \cos \theta_2 = AC \sin \alpha_2 \quad (3.116d)$$

Dari Persamaan (3.116a) dan (3.116c),

$$b_1/l_1 = \cos \theta_1 / \sin \theta_1 = \sin \alpha_1 / \cos \alpha_1$$

atau

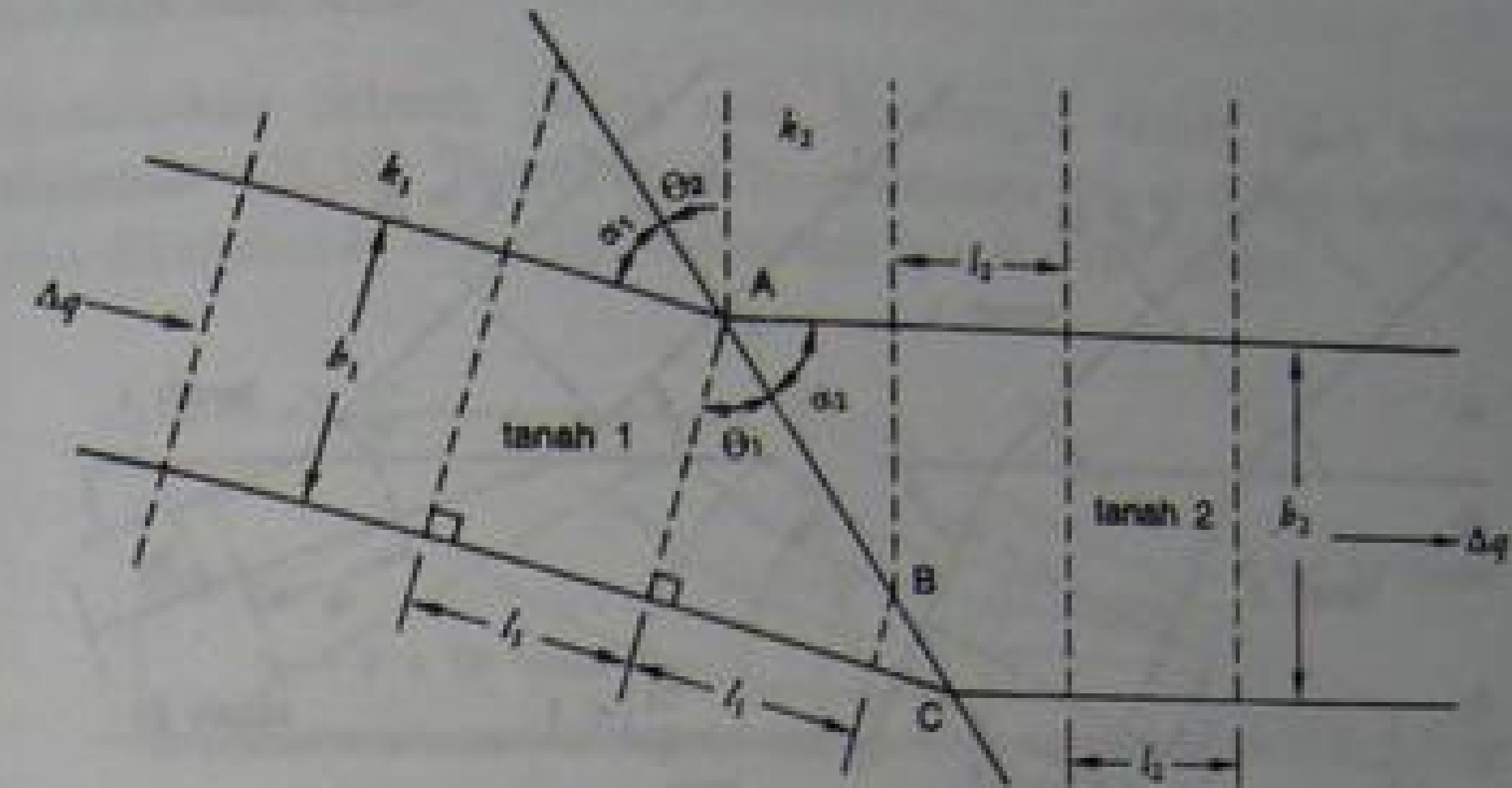
$$b_1/l_1 = 1/\tan \theta_1 = \tan \alpha_1 \quad (3.117)$$

Dengan cara yang sama,

$$b_2/l_2 = 1/\tan \theta_2 = \tan \alpha_2 \quad (3.118)$$

Gabungan dari Persamaan (3.115), (3.117), dan (3.118),

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\tan \theta_1}{\tan \theta_2} = \frac{\tan \alpha_2}{\tan \alpha_1} \quad (3.119)$$



Gambar 3.31 Jaring arus pada pertemuan lapisan dengan k berbeda.

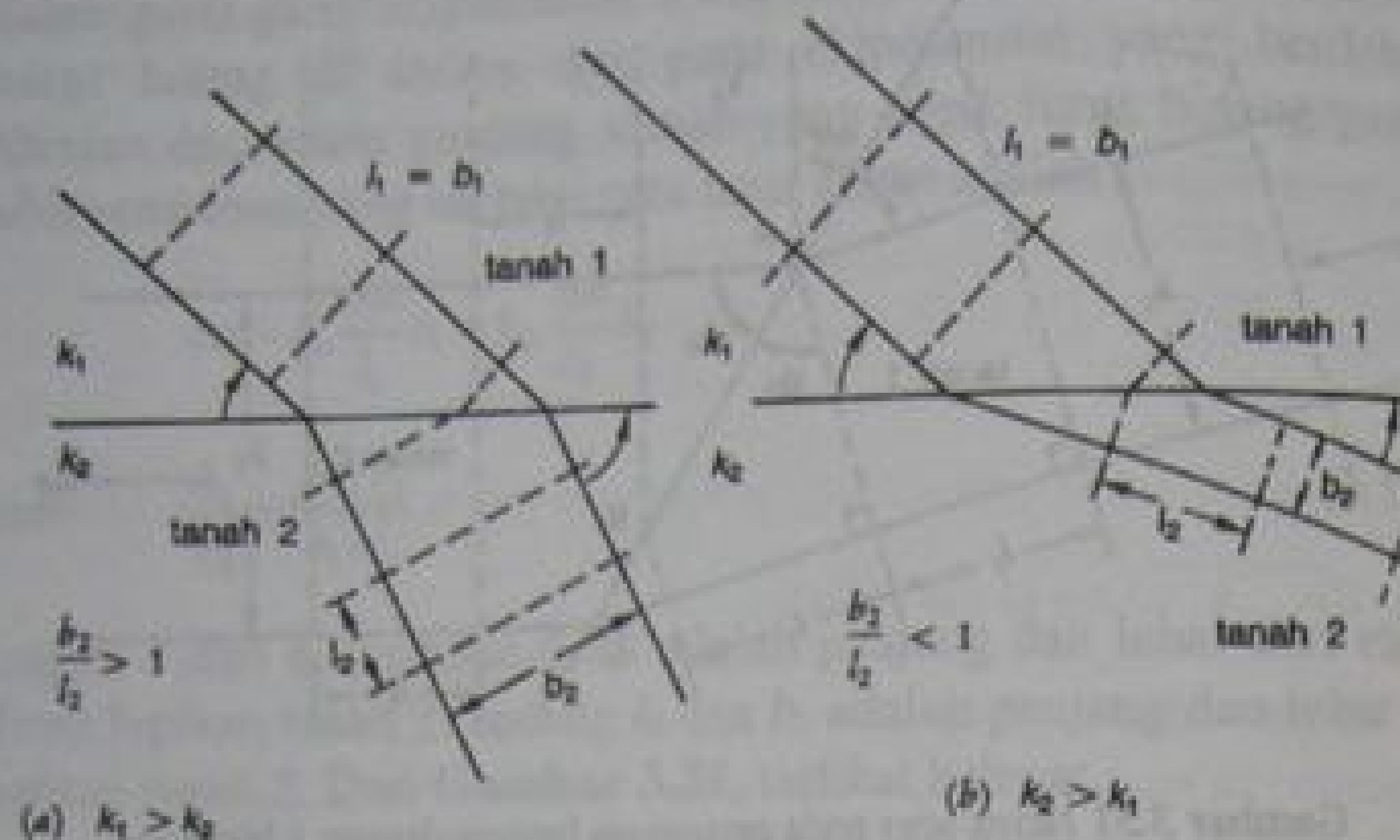
Jaring arus untuk tanah yang tidak homogen, dapat digambarkan dengan menggunakan Persamaan (3.119). Untuk selanjutnya, pertimbangan berikut ini mungkin sangat penting untuk digunakan dalam penggambaran jaring arus pada kondisi tanah berlapis.

- Jika $k_1 > k_2$, maka dapat digambarkan elemen jaring arus bujur sangkar pada lapisan 1. Ini berarti bahwa $l_1 = b_1$, maka $k_1/k_2 = b_2/l_2$. Jadi jaring arus dalam lapisan 2 akan berupa segiempat dengan nilai banding lebar dan panjangnya $= k_1/k_2$ (Gambar 3.32a).
- Jika $k_1 < k_2$, maka dapat digambarkan jaring arus bujur sangkar pada lapisan 1, yaitu dengan $l_1 = b_1$. Dari Persamaan (3.119), $k_1/k_2 = b_2/l_2$. Maka elemen jaring arus dalam lapisan 2 akan segiempat (Gambar 3.32b).

Contoh penggambaran jaring arus untuk struktur bendungan yang terletak pada 2 kondisi lapisan tanah berbeda, diperlihatkan dalam Gambar 3.33.

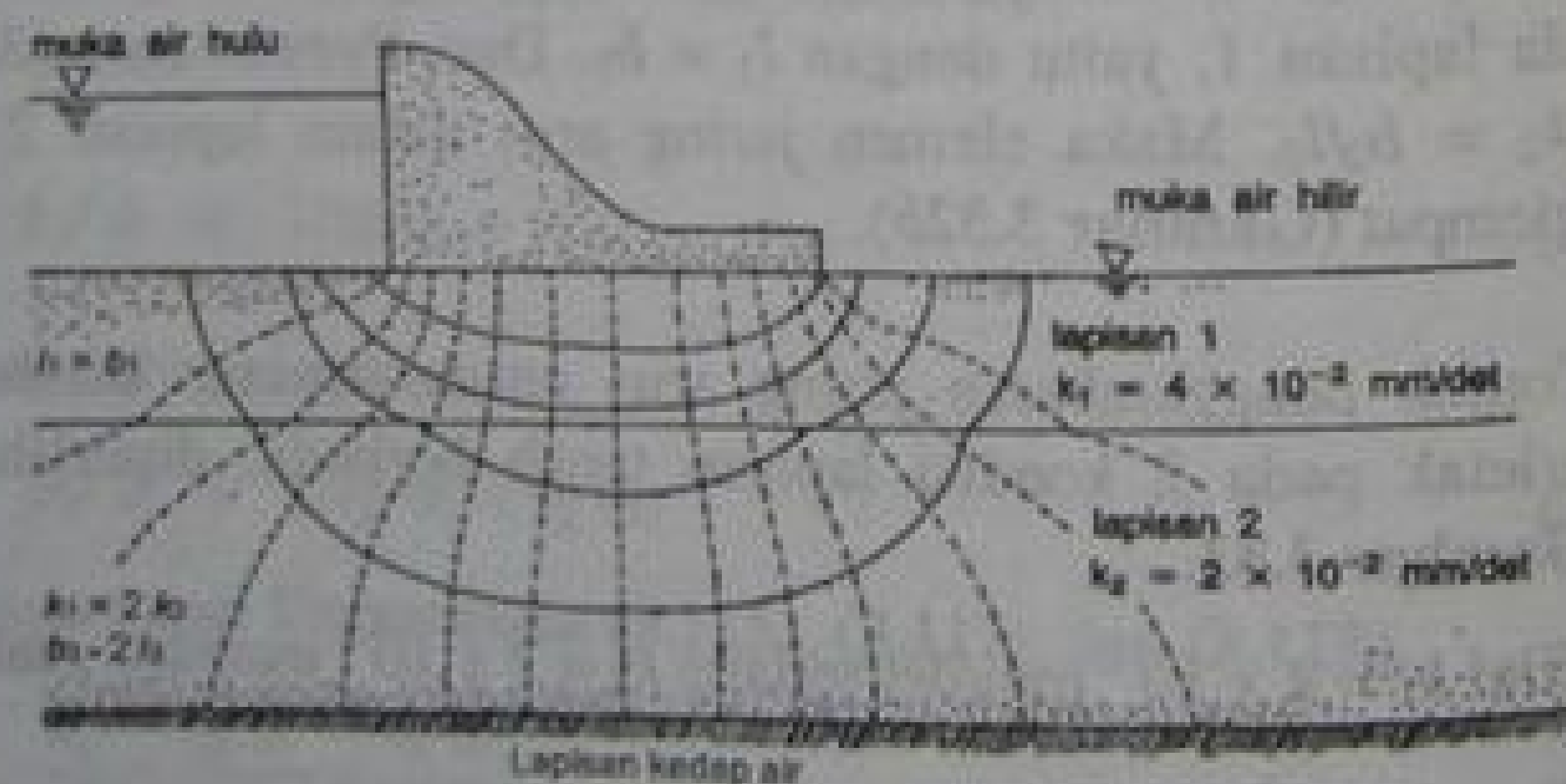
Nilai $k_1 = 4 \times 10^{-2}$ mm/det sedang $k_2 = 2 \times 10^{-2}$ mm/det, maka:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{4 \times 10^{-2}}{2 \times 10^{-2}} = 2$$

Gambar 3.32. Variasi jaring arus pada batas lapisan dengan k berbeda.

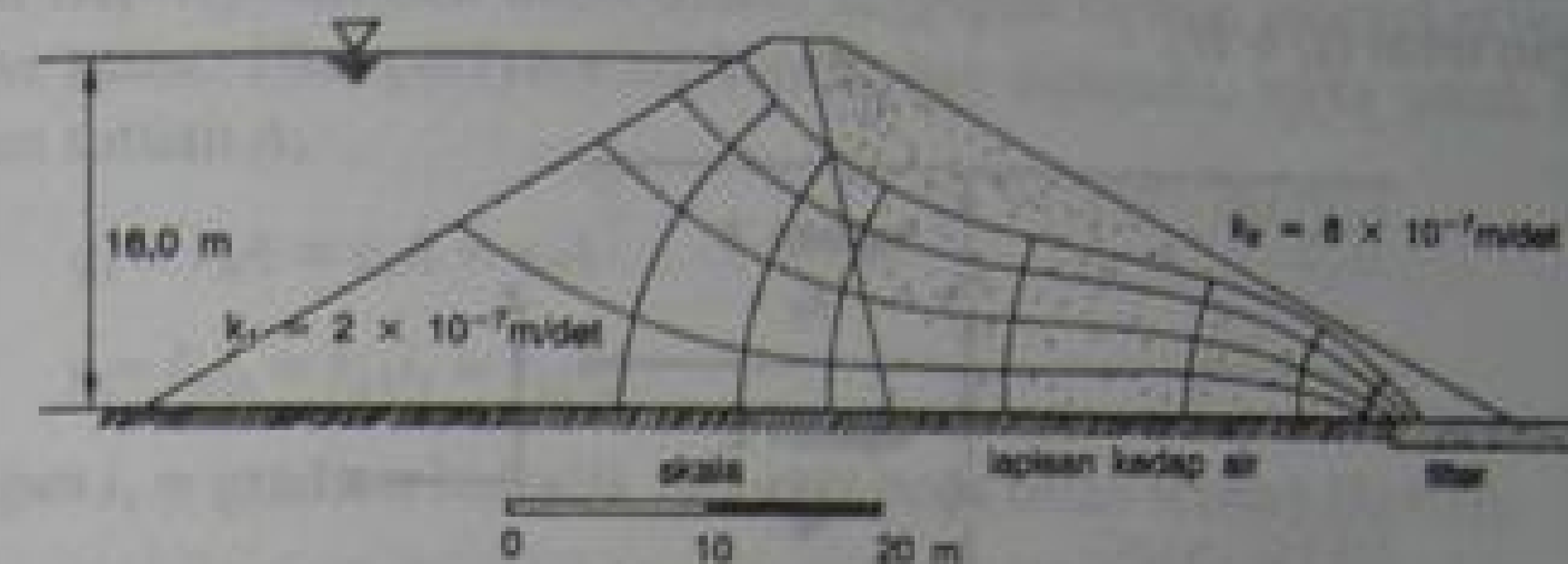
maka, pada penggambarannya $\frac{\lg \alpha_2}{\lg \alpha_1} = \frac{\lg \theta_1}{\lg \theta_2} = 2$

Didalam lapisan 1, elemen aliran digambar bujur sangkar, dan karena $k_1/k_2 = 2$, panjang dibagi lebar elemen aliran dari lapisan 2, akan sama dengan $1/2$.

Gambar 3.33 Jaring arus pada bendungan dengan k berbeda.

Contoh soal 3.20 :

Gambarkan sebuah jaring arus bendungan tanah tidak homogen Gambar C3.10. Tentukan debit rembesan lewat tubuh bendungan, jika diketahui $k_1 = 2 \times 10^{-7}$ m/det dan $k_2 = 8 \times 10^{-7}$ m/det.



Gambar C3.10

Penyelesaian :

$k_2/k_1 = 4$, selanjutnya ada 3 hal yang perlu diperhatikan :

1. Harus ada pembagian interval yang sama antara titik-titik potong garis ekipotensial dengan garis freatis.
2. Jika jaring arus pada potongan 1 terdiri-dari elemen bujur sangkar, maka pada potongan 2 harus berupa empat persegipanjang dengan $L/B = 4$ (yaitu k_2/k_1).
3. Untuk setiap garis aliran, kondisi transfer harus dipenuhi pada daerah batas potongan 1 dan potongan 2.

Terdapat 3,5 saluran aliran dan 8 penurunan ekipotensial. Debit rembesan lewat tubuh bendungan :

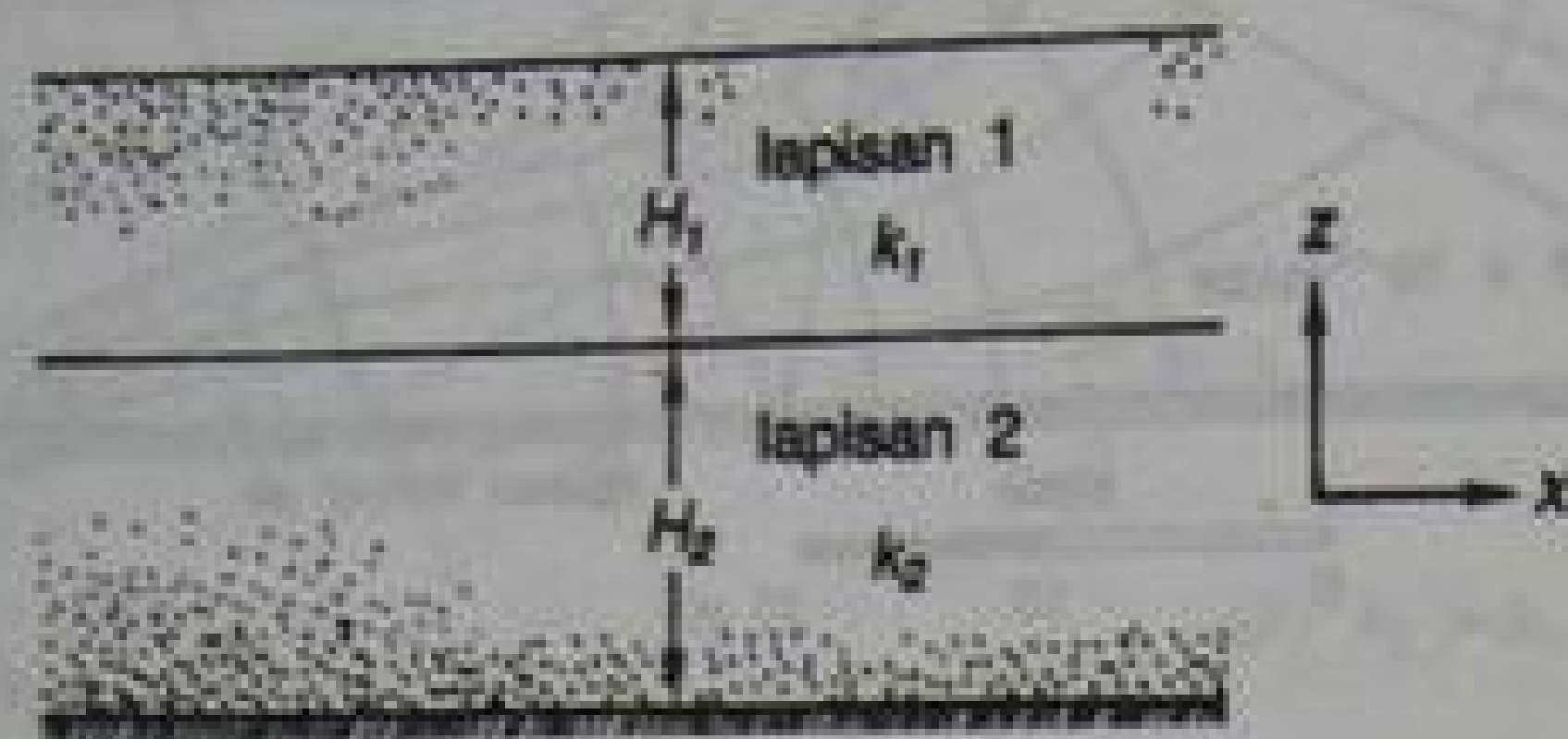
$$q = k_1 h N_f / N_d = (2,0 \times 10^{-7}) (16) 3,5/8 = 14 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{det}$$

Jika akan dipakai elemen bujursangkar pada jaring arus potongan 2, maka pada potongan 1 harus digambar empat persegipanjang dengan $L/B = 1/4$ dan debit rembesan dihitung dengan:

$$q = k_2 h N_f / N_d$$

3.3.4.2 Menghitung Debit Rembesan Tanah Berlapis dengan Cara Menganggap Sebagai Lapisan Tunggal

Ditinjau dua lapisan tanah dengan tebal H_1 dan H_2 yang mempunyai koefisien permeabilitas masing-masing k_1 dan k_2 (Gambar 3.34). Dua lapisan tersebut dinggap sebagai lapisan tunggal dengan tebal $H_1 + H_2$.



Gambar 3.34 Kondisi tanah berlapis.

Pada tinjauan aliran rembesan satu dimensi arah horizontal, garis-garis ekipotensial dalam lapisan 1 dan 2, adalah vertikal. Jika h_1 dan h_2 adalah tinggi energi total pada masing-masing lapisan, maka untuk sembarang titik pada tiap lapisannya, $h_1 = h_2$. Karena itu, sembarang garis vertikal yang lewat dua lapisan merupakan ekipotensial untuk kedua lapisan tersebut. Jadi, gradien hidrolik dalam dua lapisan dan dalam lapisan tunggal ekuivalennya adalah sama, yaitu gradien hidrolik i_x . Aliran horizontal total persatuan waktu (q_x) adalah jumlah debit dari masing-masing lapisan. Jadi,

$$q_x = q_1 + q_2 = H_1 k_{x1} i_x + H_2 k_{x2} i_x$$

Karena,

$$q_x = (H_1 + H_2) k_x i_x$$

Maka,

$$(H_1 + H_2) k_x i_x = (H_1 k_{x1} + H_2 k_{x2}) i_x$$

Diperoleh koefisien permeabilitas ekuivalen arah x :

$$k_x = \frac{H_1 k_{x1} + H_2 k_{x2}}{H_1 + H_2} \quad (3.120a)$$

dengan k_{x1} dan k_{x2} berturut-turut adalah koefisien permeabilitas arah x dari lapisan 1 dan 2. Untuk aliran rembesan satu dimensi arah vertikal, debit tiap lapisan dan debit dalam anggapan lapisan tunggal ekuivalen harus sama. Jika persyaratan kontinuitas dipenuhi, maka untuk luas aliran satuan A ,

$$q_z = v_z A = v_1 A = v_2 A$$

$$v_z = k_z i_z = k_{z1} i_1 = k_{z2} i_2$$

dengan i_z = gradien hidrolik rata-rata pada tanah setebal $H_1 + H_2$.

v_z = kecepatan pada arah z

Jadi,

$$i_1 = \frac{k_z}{k_{z1}} i_z, i_2 = \frac{k_z}{k_{z2}} i_z$$

Dalam keadaan yang sekarang, kehilangan tinggi energi pada ketebalan tanah $H_1 + H_2$, sama dengan jumlah kehilangan energi total dalam tiap lapisan, yaitu:

$$\Delta h_{total} = \Delta h_1 + \Delta h_2$$

atau

$$i_z (H_1 + H_2) = i_1 H_1 + i_2 H_2$$

$$= k_z i_z \left(\frac{H_1}{k_{z1}} + \frac{H_2}{k_{z2}} \right)$$

Jadi, koefisien permeabilitas ekuivalen arah z :

$$k_z = \frac{H_1 + H_2}{\frac{H_1}{k_{z1}} + \frac{H_2}{k_{z2}}} \quad (3.120b)$$

Bila masing-masing lapisan tanah isotropis, yaitu lapisan tanah 1 mempunyai $k = k_1$ dan lapisan tanah 2 mempunyai $k = k_2$, maka:
Untuk aliran arah horizontal, koefisien permeabilitas ekuivalen:

$$k_x = \frac{H_1 k_1 + H_2 k_2}{H_1 + H_2} \quad (3.121a)$$

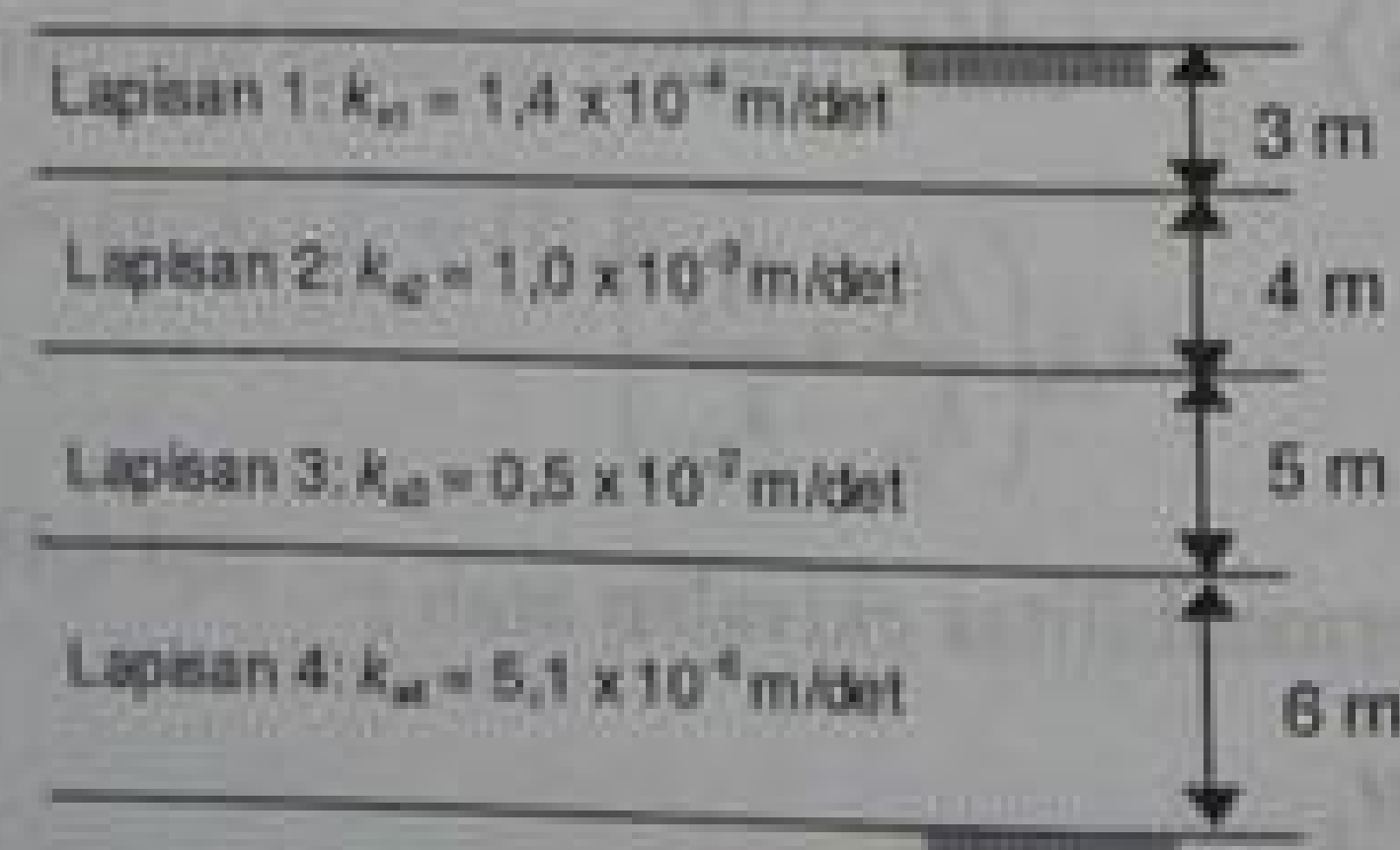
Untuk aliran arah vertikal, koefisien permeabilitas ekuivalen:

$$k_z = \frac{H_1 + H_2}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2}} \quad (3.121b)$$

Cara yang sama dapat dilakukan guna menghitung koefisien permeabilitas ekuivalen untuk k_x dan k_z pada sembarang jumlah lapisan tanah. Dapat dilihat bahwa k_x harus selalu lebih besar k_z , yaitu rembesan yang terjadi cenderung lebih besar dalam atau sejajar lapisan, daripada dalam arah tegak lurus lapisannya.

Contoh soal 3.21 :

- Tentukan koefisien permeabilitas ekuivalen untuk aliran dalam arah horizontal pada empat lapis tanah dalam Gambar C3.11.
- Bila diketahui k dalam arah horizontal dianggap sama dengan k dalam arah vertikal, tentukan k ekuivalen dalam arah vertikal.



Gambar C3.11

Penyelesaian :

$$\begin{aligned} \text{a. } k_x &= \frac{H_1 k_1 + H_2 k_2 + H_3 k_3 + H_4 k_4}{H_1 + H_2 + H_3 + H_4} \\ &= \frac{3 \times 1,4 \times 10^{-4} + 4 \times 1 \times 10^{-3} + 5 \times 0,5 \times 10^{-2} + 6 \times 5,1 \times 10^{-6}}{3 + 4 + 5 + 6} \\ &= 1,64 \times 10^{-3} \text{ m/det.} \end{aligned}$$

Jadi, koefisien permeabilitas ekuivalen dalam arah horizontal

$$k_x = 1,64 \times 10^{-3} \text{ m/det.}$$

$$\begin{aligned} \text{(b) } k_z &= \frac{H_1 + H_2 + H_3 + H_4}{\frac{H_1}{k_{x1}} + \frac{H_2}{k_{x2}} + \frac{H_3}{k_{x3}} + \frac{H_4}{k_{x4}}} \\ &= \frac{18}{3/(1,4 \times 10^{-4}) + 4/(1 \times 10^{-3}) + 5/(0,5 \times 10^{-2}) + 6/(5,1 \times 10^{-6})} \\ &= 1,5 \times 10^{-5} \text{ m/det.} \end{aligned}$$

Jadi, koefisien permeabilitas ekuivalen dalam arah vertikal

$$k_z = 1,5 \times 10^{-5} \text{ m/det.}$$

3.3.5 Rembesan pada Struktur Bendungan

Hukum Darcy dapat digunakan untuk menghitung debit rembesan yang melalui struktur bendungan. Dalam merencanakan sebuah bendungan, perlu diperhatikan stabilitasnya terhadap bahaya longsor, erosi lereng dan kehilangan air akibat rembesan yang melalui tubuh bendungan. Beberapa cara diberikan untuk menentukan besarnya rembesan yang melewati bendungan yang dibangun dari tanah homogen. Berikut ini disajikan beberapa cara untuk menentukan debit rembesan.

3.3.5.1 Cara Dupuit

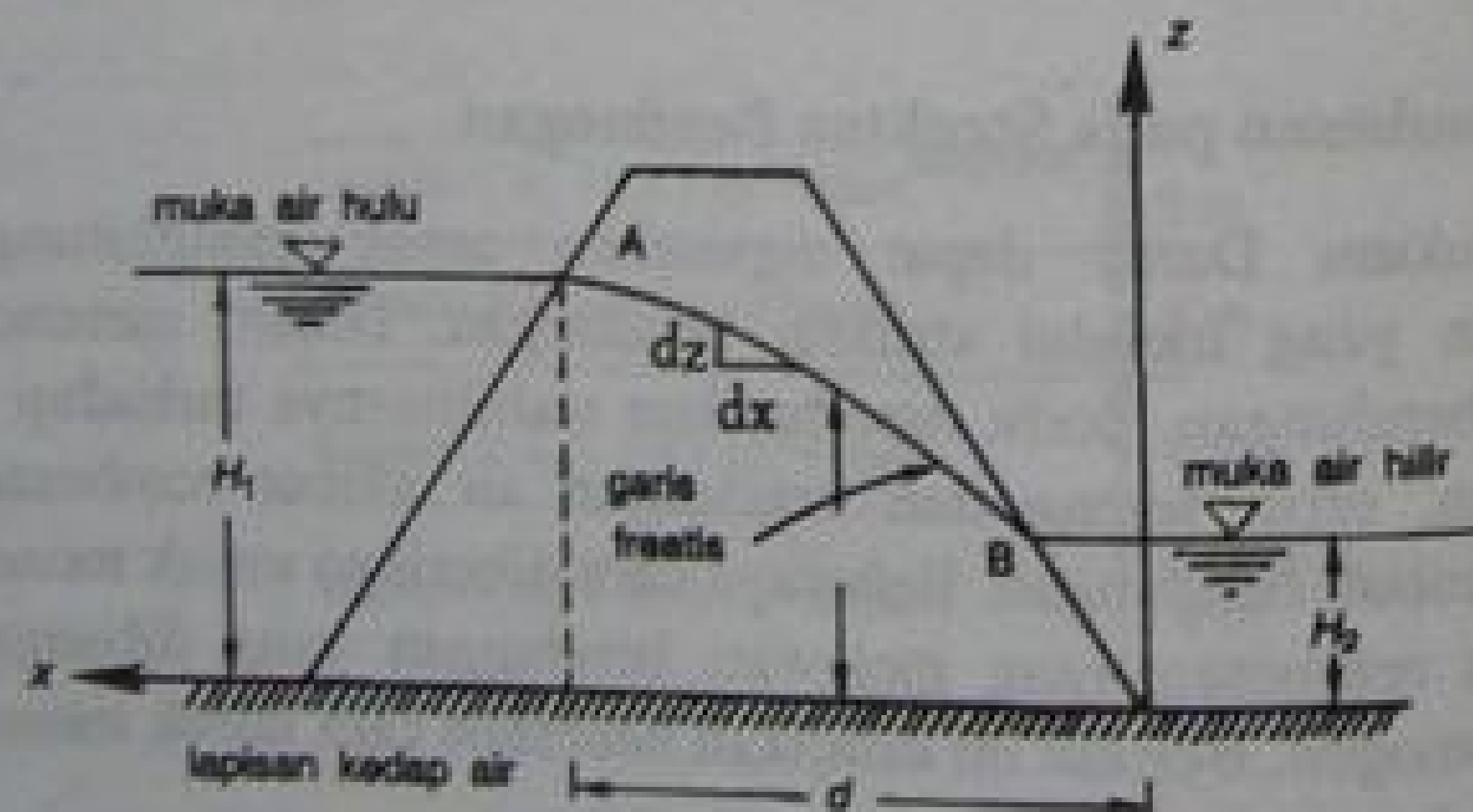
Potongan melintang sebuah bendungan ditunjukkan Gambar 3.35. Garis AB adalah garis permukaan freatis, yaitu garis rembesan paling atas. Besarnya rembesan per satuan lebar arah tegak lurus bidang gambar yang diberikan oleh Darcy, adalah $q = kiA$. Dupuit (1863), menganggap bahwa gradien hidrolis (i) adalah sama dengan kemiringan permukaan freatis dan besarnya konstan dengan kedalamannya yaitu $i = dz/dx$. Maka,

$$q = k \frac{dz}{dx} z$$

$$\int_a^H q \, dx = \int_{n_2}^{n_1} kz \, dz$$

$$q = \frac{k}{2d} (H_1^2 - H_2^2) \quad (3.122)$$

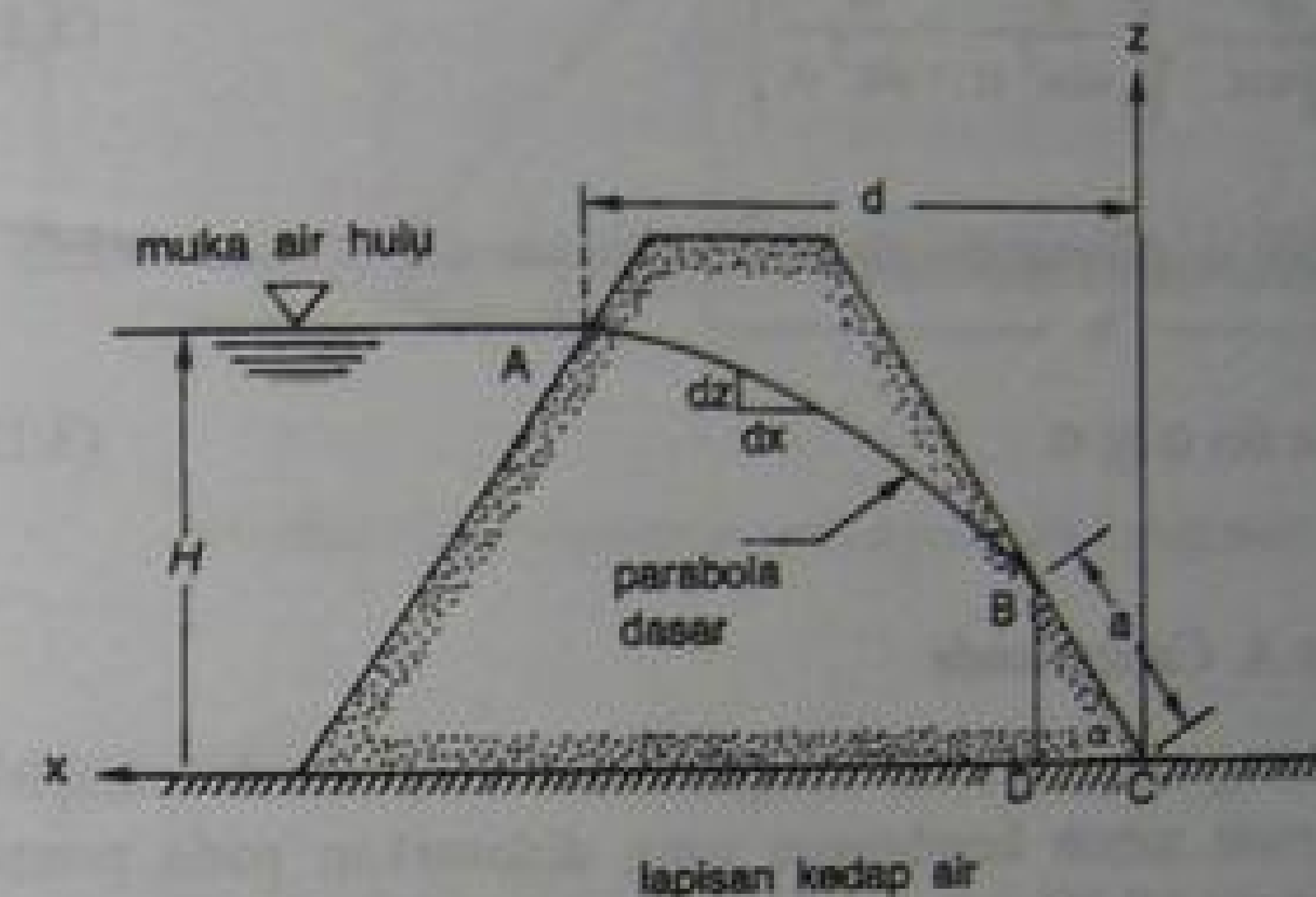
Persamaan (3.122) memberikan permukaan garis freatis dengan bentuk parabolis. Akan tetapi, derivatif dari persamaannya tidak mempertimbangkan kondisi masuk dan keluarnya air rembesan pada tubuh bendungan. Lagi pula, jika $H_2 = 0$, garis freatis akan memotong permukaan kedap air.



Gambar 3.35 Hitungan rembesan cara Dupuit.

3.3.5.2 Cara Schaffernak

Untuk menghitung rembesan yang lewat bendungan, Schaffernak (1917) menganggap bahwa permukaan freatis akan merupakan garis AB dalam Gambar 3.36, yang memotong garis kemiringan hilir pada jarak a dari dasar lapisan kedap air. Rembesan persatuan panjang bendungan dapat ditentukan dengan memperhatikan bentuk segitiga BCD dalam Gambar 3.36.



Gambar 3.36 Hitungan rembesan cara Schaffernak.

Debit rembesan $q = kiA$

Luas aliran: $A = BD \times 1 = a \sin \alpha$

Dari anggapan Dupuit, gradien hidrolis $i = dz/dx = \tan \alpha$. Maka

$$q = kz \frac{dz}{dx} = k a \sin \alpha \tan \alpha \quad (3.123)$$

atau

$$\int_{a \sin \alpha}^H z \, dz = \int_{a \cos \alpha}^d a \sin \alpha \tan \alpha \, dx$$

$$\frac{1}{2} (H^2 - a^2 \sin^2 \alpha) = a \sin \alpha (\tan \alpha) (d - a \cos \alpha) \quad (3.124)$$

Dari Persamaan (3.124) akan diperoleh :

$$a = \frac{2d \pm \sqrt{4d^2 - 4((H^2 \cos^2 \alpha) / \sin^2 \alpha)}}{2 \cos \alpha}$$

diperoleh,

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\left(\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{H^2}{\sin^2 \alpha} \right)} \quad (3.125)$$

Setelah nilai a diketahui, debit rembesan dapat ditentukan dari persamaan :

$$q = ka \sin \alpha \tan \alpha \quad (3.126)$$

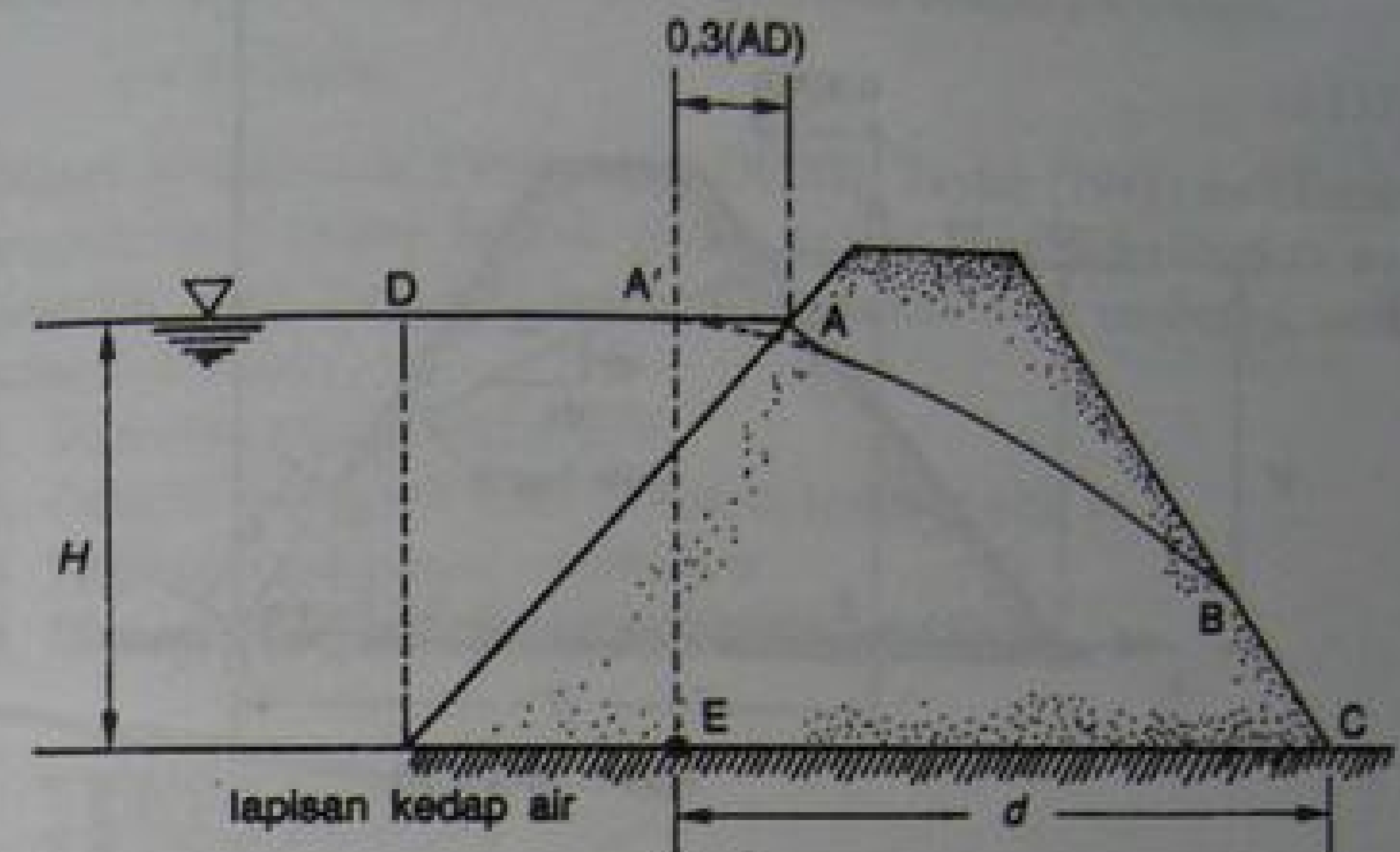
3.3.5.3 Cara A. Casagrande

A. Casagrande (1937) mengusulkan cara untuk menghitung rembesan lewat tubuh bendungan yang didasarkan pada pengujian model. Parabola AB (Gambar 3.36) berawal dari titik A' seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 3.37, dengan $A'A = 0,3(AD)$. Pada modifikasi ini, nilai d yang digunakan dalam Persamaan (3.125) akan merupakan jarak horizontal antara titik E dan C .

Persamaan (3.126) diperoleh berdasarkan anggapan cara Dupuit dimana gradien hidrolik (i) sama dengan dz/dx . A. Casagrande (1932) menyarankan hubungan secara pendekatan yang didasarkan pada kondisi kenyataannya. Dalam kenyataan (Gambar 3.37),

$$i = \frac{dz}{ds} \quad (3.127)$$

Untuk kemiringan lereng hilir α yang lebih besar dari 30° , deviasi dari anggapan Dupuit menjadi kenyataan. Didasarkan pada Persamaan (3.127), debit rembesan: $q = kiA$.



Gambar 3.37 Penyesuaian jarak d pada cara Casagrande.

Pada segitiga BCF Gambar 3.38,

$$i = \frac{dz}{ds} = \sin \alpha; A = \overline{BF} \times 1 = a \sin \alpha$$

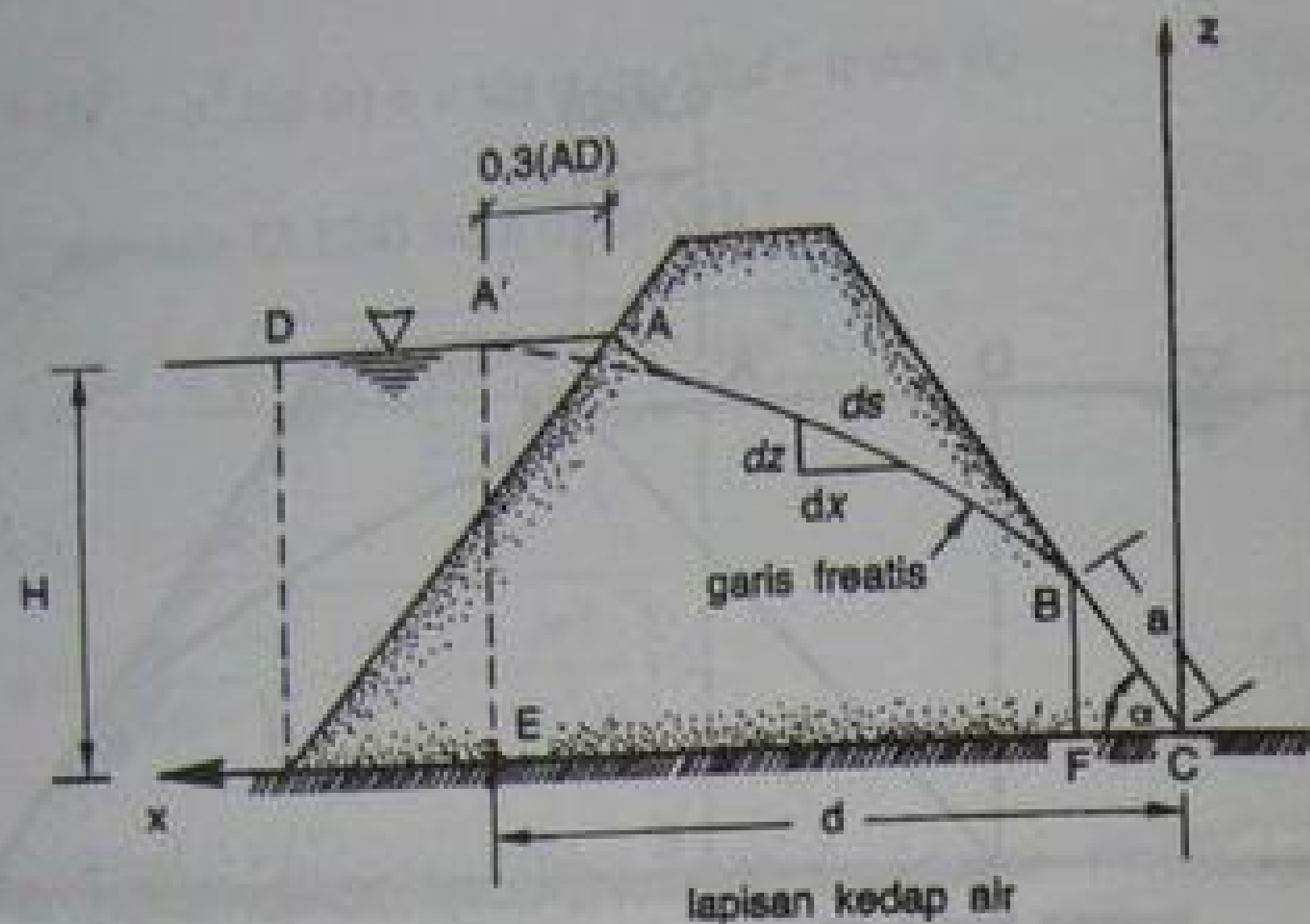
Maka

$$q = k \frac{dz}{ds} z = ka \sin^2 \alpha$$

atau

$$\int_{a \sin \alpha}^0 z dz = \int_a^0 a \sin^2 \alpha ds \quad (3.128)$$

dimana s adalah panjang dari kurva $A'BC$.
Penyelesaian dari Persamaan (3.128) akan menghasilkan



Gambar 3.38 Hitungan rembesan cara Casagrande.

$$a^2 - 2as + \frac{H^2}{\sin^2 \alpha} = 0 \quad (3.129)$$

Diperoleh;

$$a = s - \sqrt{s^2 - \frac{H^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (3.130)$$

Dengan kesalahan sebesar kira-kira 4-5%, s dapat dianggap merupakan garis lurus $A'C$. Maka,

$$s = \sqrt{d^2 + H^2} \quad (3.131)$$

Kombinasi Persamaan (3.130) dan (3.131), diperoleh:

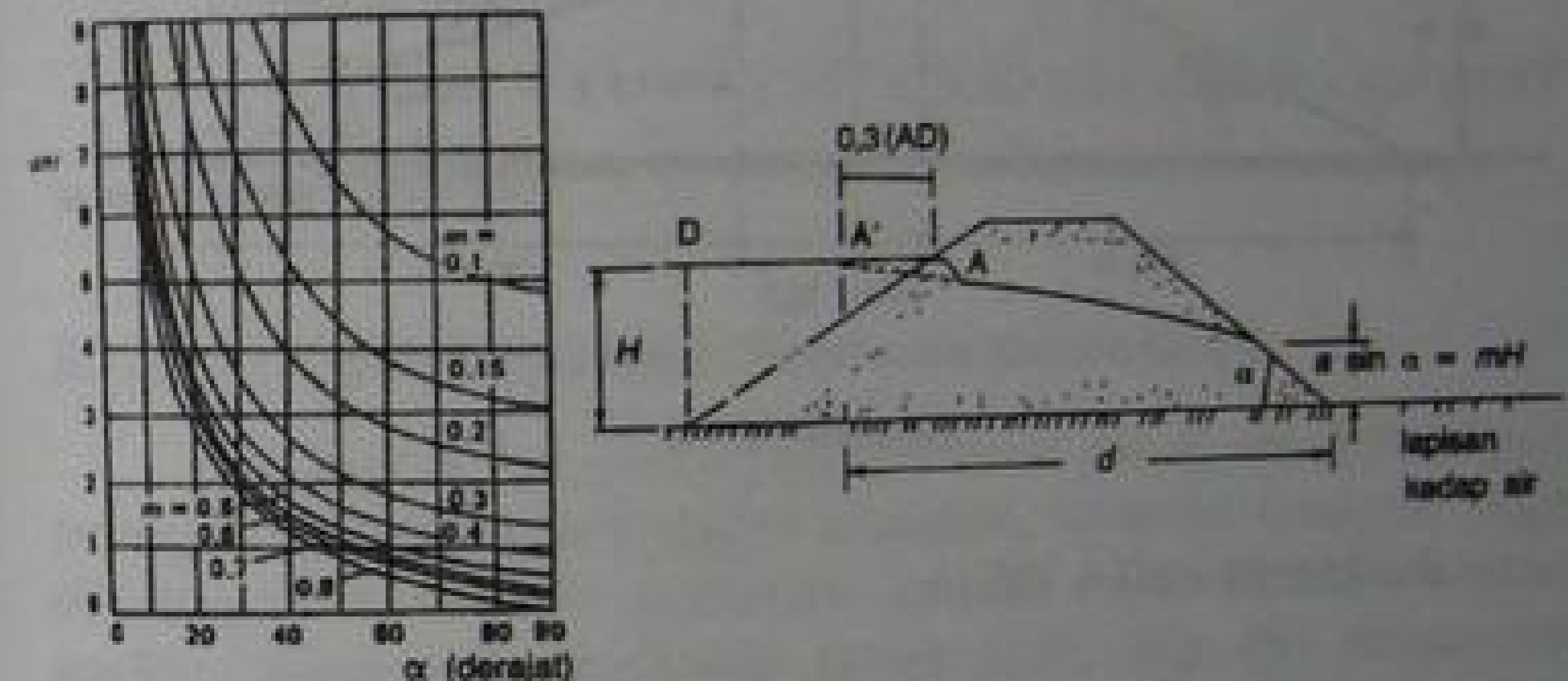
$$a = \sqrt{d^2 + H^2} - \sqrt{d^2 - H^2 \cot^2 \alpha} \quad (3.132)$$

Besarnya debit rembesan, dapat ditentukan dengan persamaan:

$$q = ka \sin^2 \alpha \quad (3.133)$$

Dalam penggunaan Persamaan (3.132), Taylor (1948) memberikan penyelesaian dalam bentuk grafik, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 3.39. Prosedur untuk mendapatkan debit rembesan, adalah sebagai berikut :

1. Tentukan nilai banding d/H .
2. Dengan nilai pada butir (1) dan α , tentukan nilai m .
3. Hitunglah panjang $a = mH/\sin \alpha$.
4. Hitunglah debit rembesan, dengan $q = ka \sin^2 \alpha$.



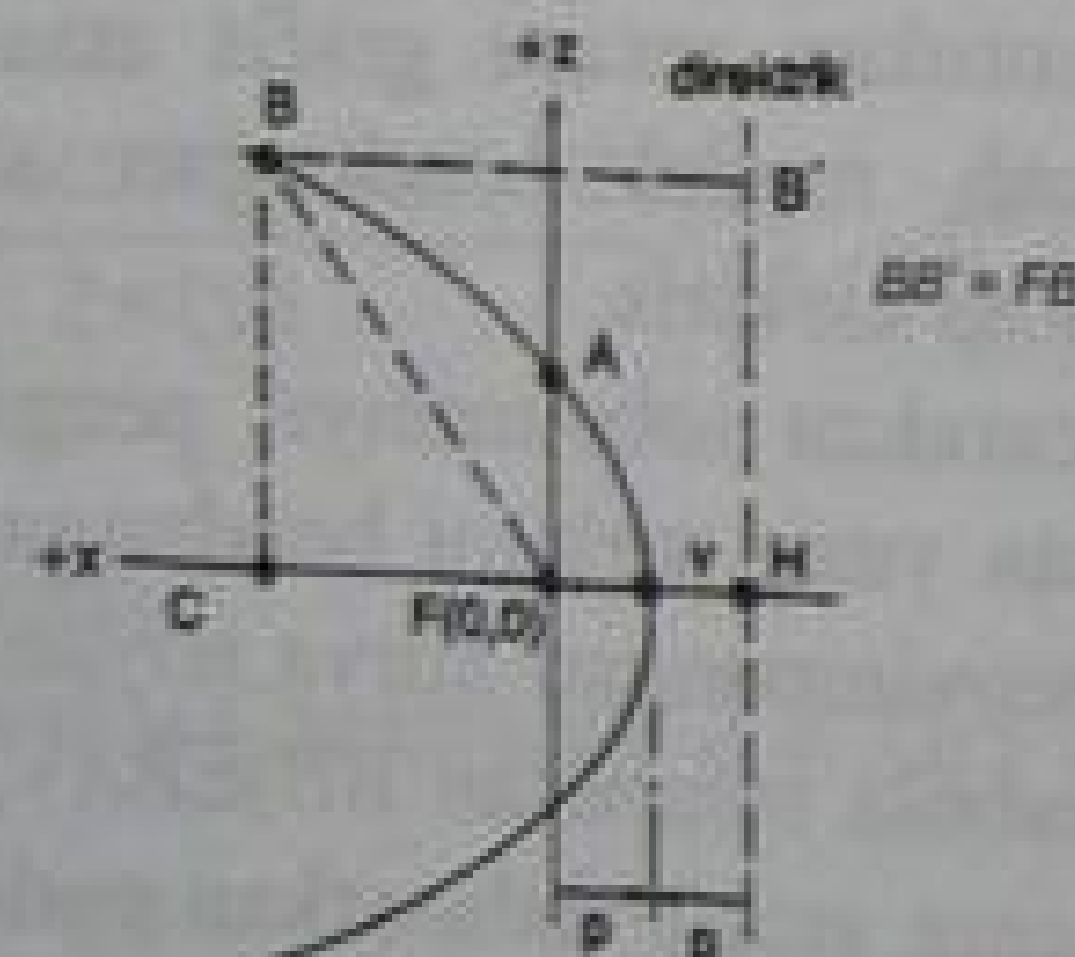
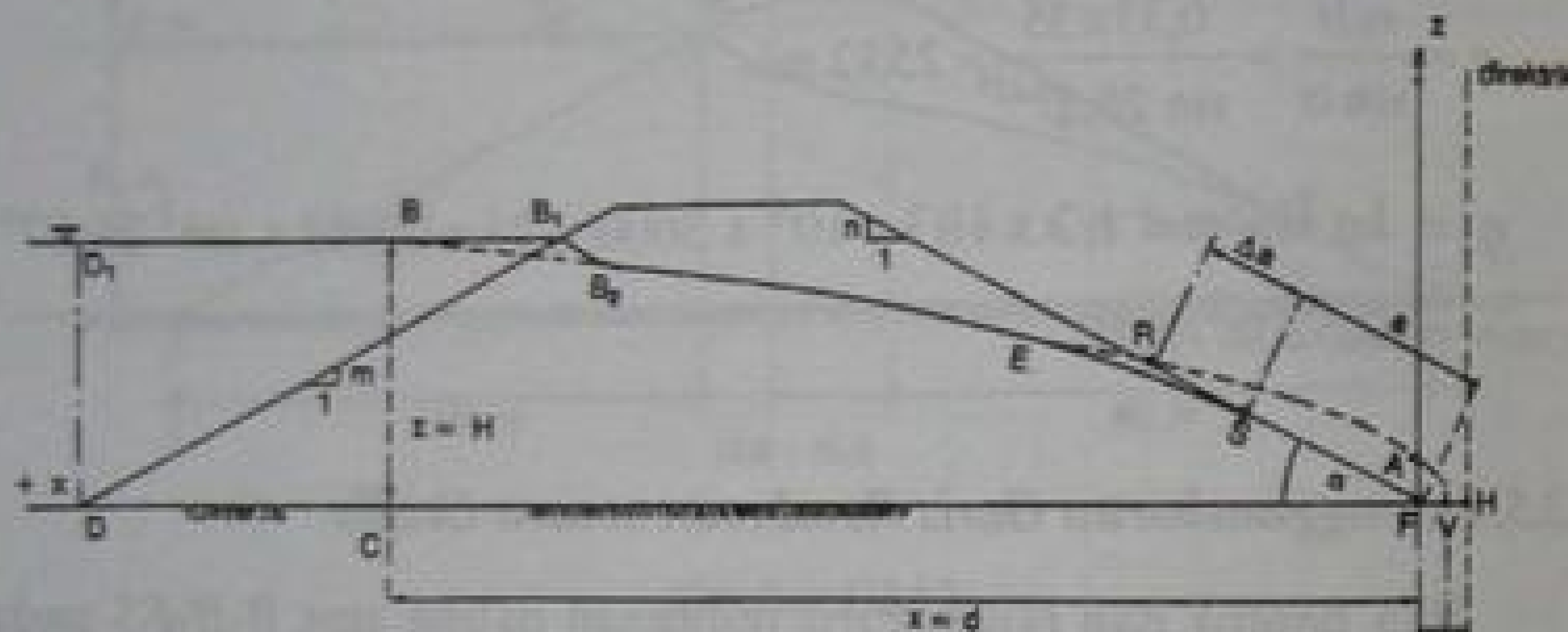
Gambar 3.39. Grafik untuk hitungan rembesan (Taylor, 1948).

Contoh soal 3.22 :

Tampang melintang sebuah bendungan diperlihatkan pada Gambar C3.12. Hitung debit rembesan yang lewat tubuh bendungan dalam $m^3/hari$, dengan cara: (a) Dupuit, (b) Schaffernak, (c) Casagrande.

dan

$$HC = 2p + x$$



Gambar 3.40 Gambar parabola rembesan secara grafis (Casagrande, 1932).

$$\sqrt{(x^2 + z^2)} = x + 2p \quad (3.134)$$
$$p = 1/2 \left\{ \sqrt{(x^2 + z^2)} - x \right\} \quad (3.135)$$
$$p = 1/2 \left\{ \sqrt{(d^2 + H^2)} - d \right\} \quad (3.136)$$
$$x = \frac{z^2 - 4p^2}{4p} \quad (3.137)$$

Dengan p yang diketahui, nilai x untuk berbagai nilai z dapat dihitung dengan menggunakan **Persamaan (3.137)**.

1. Penggambaran Parabola Dasar untuk Kemiringan Sudut Hilir $\alpha > 30^\circ$

Perpotongan parabola dasar dengan permukaan hilir bendungan, yaitu titik R (Gambar 3.40), dihitung menurut cara Casagrande, yaitu sebesar $(a + \Delta a)$ dengan $a = FS$.

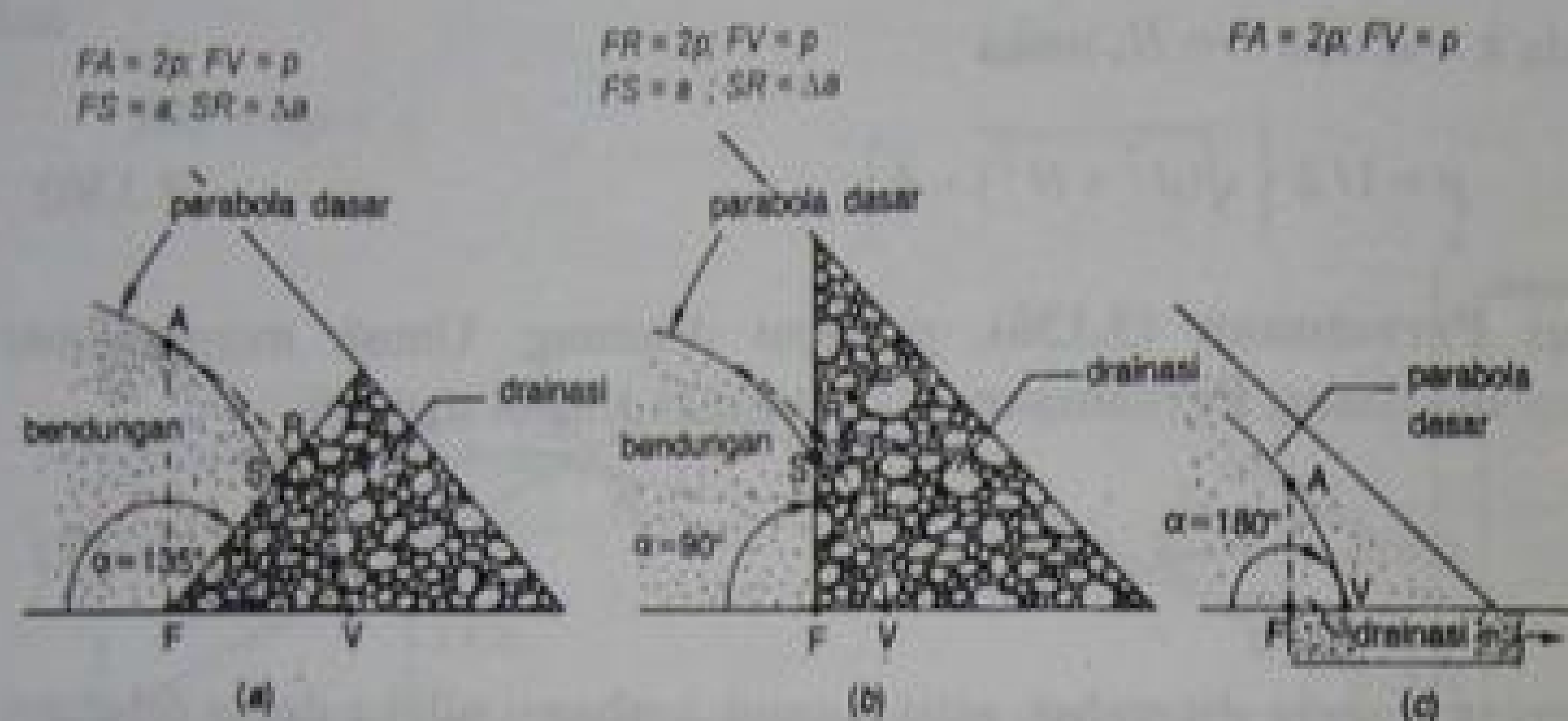
Perhatikan bahwa panjang Δa , adalah panjang SR , dengan

$$\frac{RS}{RF} = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = c$$

adalah fungsi dari α , di mana α adalah sudut kemiringan bendungan bagian hilir.

Pada bendungan Gambar 3.40, air dapat keluar melalui sisi luar hilir bendungan. Bila di bagian hilir dibangun sistem drainase

pada kakinya, seperti yang diperlihatkan dalam **Gambar 3.41a** dan **3.41b**, maka besarnya sudut kemiringan α dari permukaan air keluar berturut-turut akan sama sama dengan 90° dan 135° . Bila bangunan drainase seperti dalam **Gambar 3.41c**, sudut kemiringan α dari permukaan air keluar adalah 180° . Sudut kemiringan diukur searah jarum jam. Perhatikan bahwa, titik F adalah fokus dari parabola.

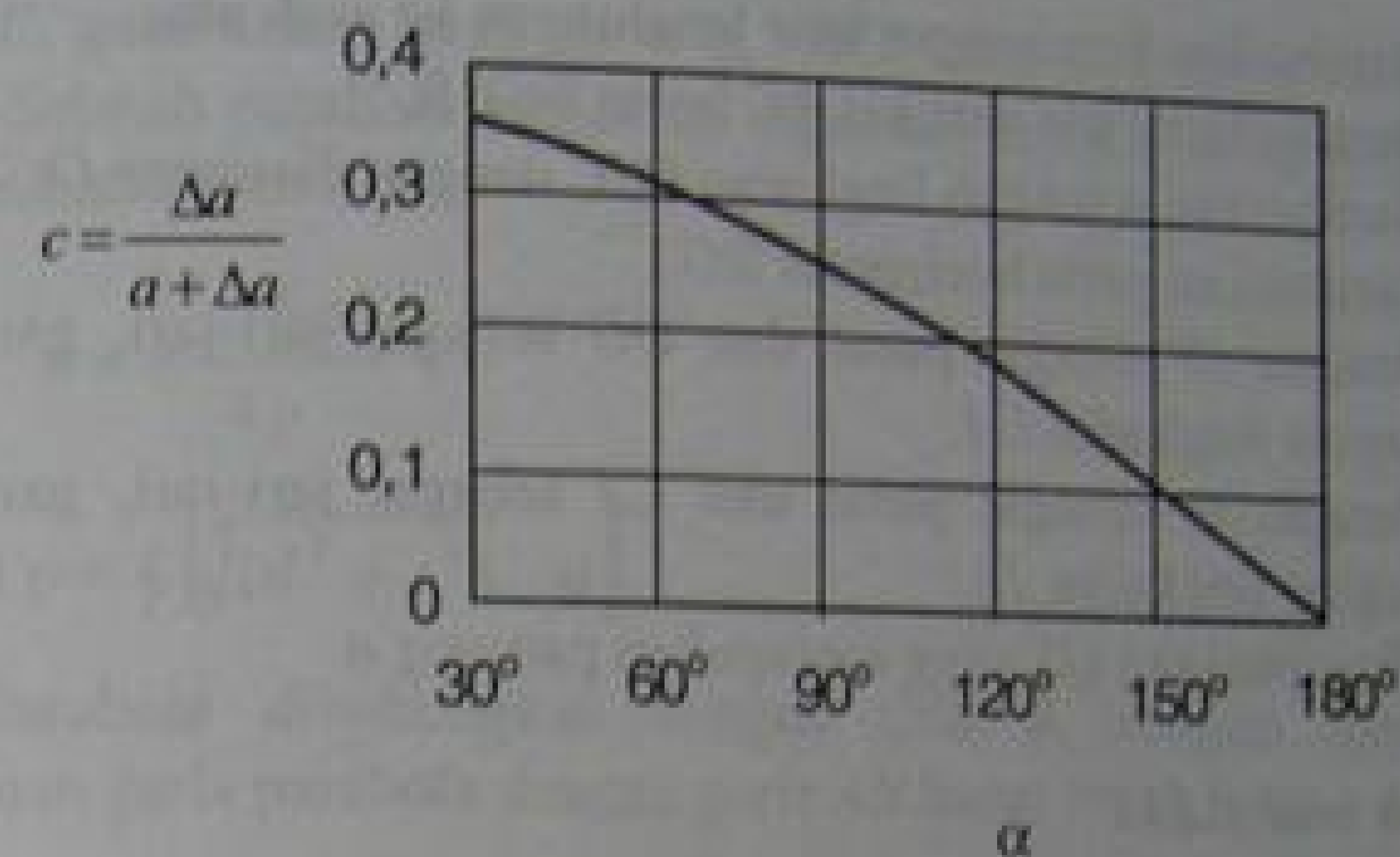


Gambar 3.41 Kemiringan sudut dengan variasi drainase.

Nilai c untuk berbagai macam α diberikan oleh Casagrande untuk sembarang kemiringan α dari 30° sampai 180° . Dengan diketahuinya sudut α yang berasal dari gambar penampang potongan bendungan, nilai c dapat ditentukan dari **Gambar 3.42**. Adapun persamaan untuk menghitung Δa adalah :

$$\Delta a = (a + \Delta a) c$$

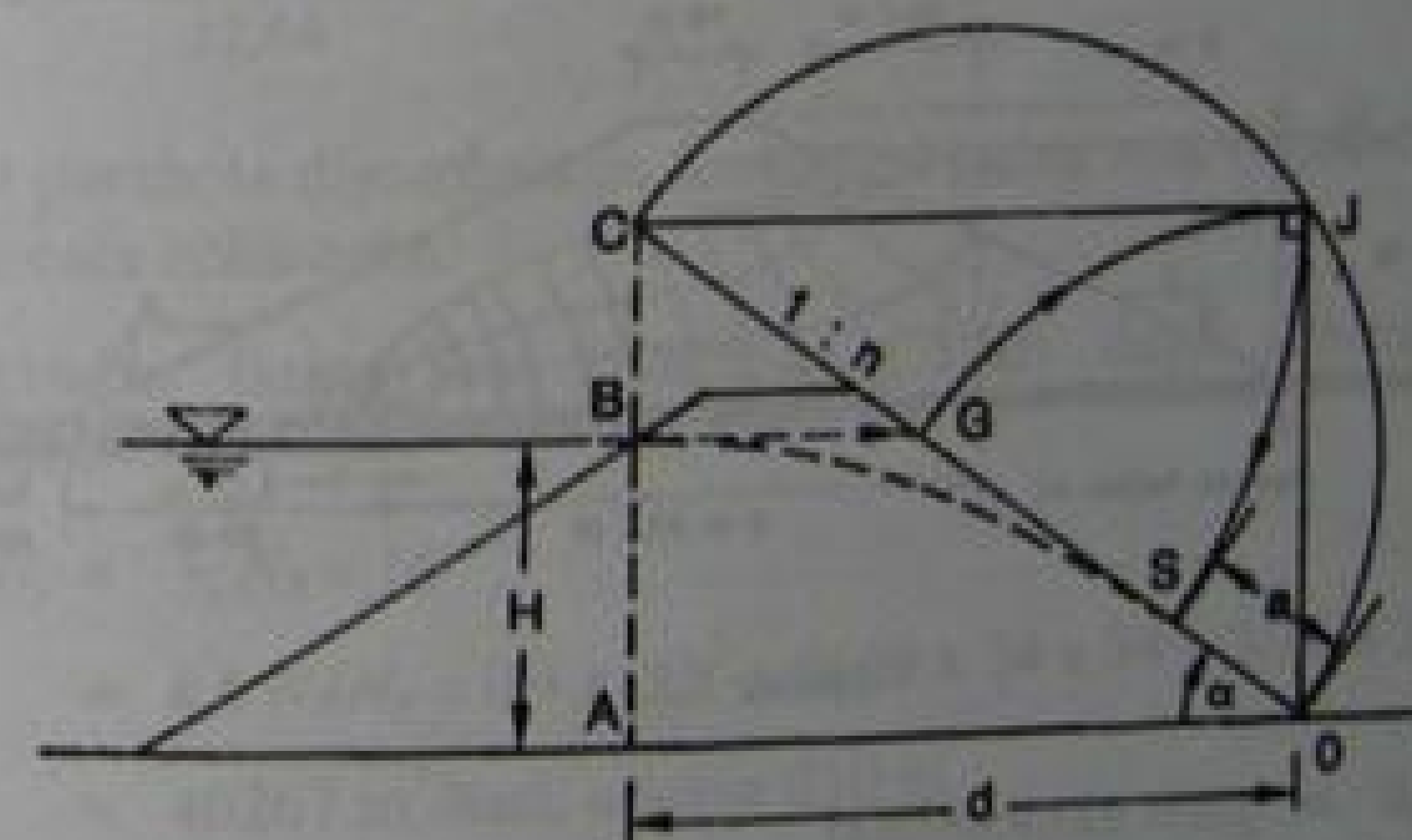
Dari Δa yang telah diperoleh ini, kemudian dapat ditentukan posisi titik S , dengan tinggi ordinat $S = a \sin \alpha$.



Gambar 3.42 Nilai c (A. Casagrande, 1937).

2. Penggambaran Parabola Dasar untuk Sudut Kemiringan Hilir $\alpha < 30^\circ$

Untuk $\alpha < 30^\circ$, posisi titik S dapat ditentukan secara grafis yang didasarkan pada **Persamaan (3.125)**. Menurut Schaffernak, untuk menentukan panjang a dilakukan langkah-langkah sebagai berikut ini (lihat **Gambar 3.43**).



Gambar 3.43 Penggambaran parabola rembesan untuk $\alpha < 30^\circ$.

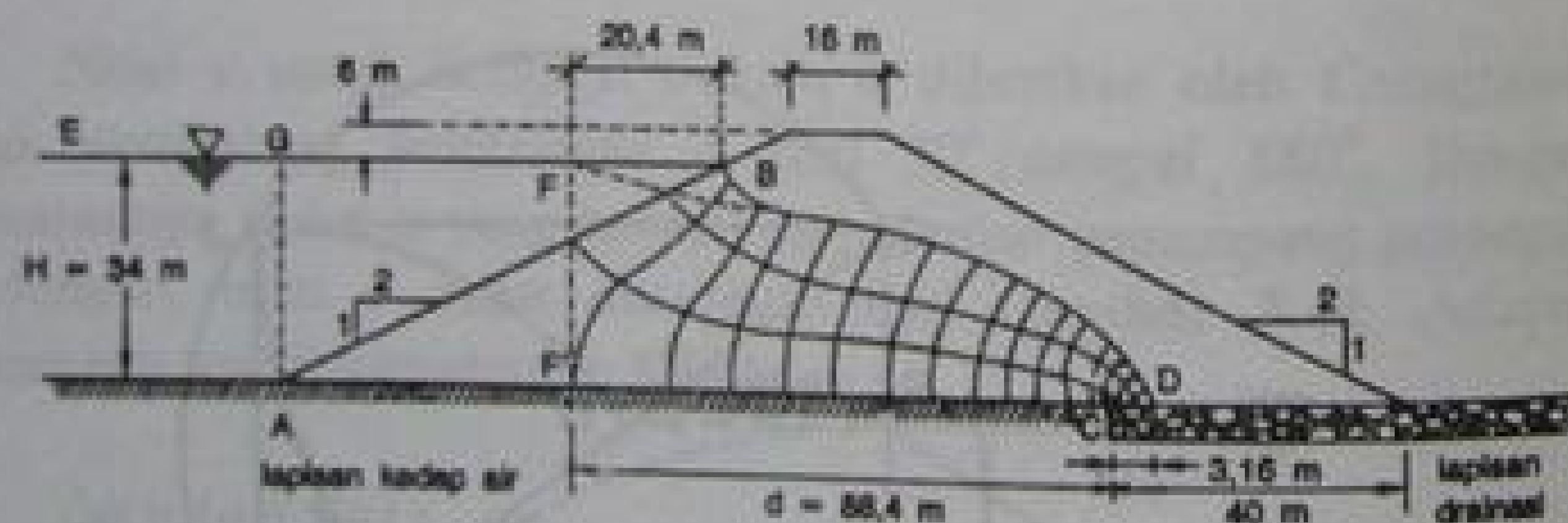
- (1) Gambarkan kemiringan hilir bendungan ke arah atas.
- (2) Gambarkan garis vertikal AC lewat titik B .
- (3) Gambarkan setengah lingkaran OJC dengan diameter OC .
- (4) Gambarkan garis horizontal BG .
- (5) Dengan O sebagai pusat dan OG sebagai jari-jari, gambarkan bagian lingkaran GJ .
- (6) Dengan C sebagai pusat dan CJ sebagai jari-jari, gambarkan bagian lingkaran JS .
- (7) Ukur panjang OS yang merupakan panjang a .

Contoh soal 3.23 :

Suatu bendungan homogen, diperlihatkan dalam **Gambar C3.13**. Jika koefisien permeabilitas tanah bahan bendungan 0,4 mm/det, hitung debit rembesan yang lewat tubuh bendungan. Diketahui lebar bendungan 210 m (tegak lurus bidang gambar).

Penyelesaian :

Untuk menentukan debit rembesan, lebih dulu digambar jaring arus. Pada Gambar C3.13:



Gambar C3.13.

AB = garis ekipotensial
 AC = lapisan kedap air yang juga merupakan garis aliran.
 BD ditentukan dengan cara Casagrande.

Pada BE , gambarkan jarak $BF = 0,3 BG$. Titik G terletak vertikal di atas A . Sebuah parabola kemudian digambar lewat F dengan fokus C menurut hubungan :

$$x = \frac{z^2 - 4p^2}{4p}$$

dengan $p = \frac{t}{2} \left\{ \sqrt{(d^2 + z^2)} - d \right\}$

Parabola dihubungkan dengan titik B , dengan mengingat pertemuan garis parabola dengan garis AB harus tegak lurus.

$$BF = 0,30 \times 68 = 20,4 \text{ m}$$

Dari sini dapat ditentukan jarak $F'C = d = 88,4 \text{ m}$.

Dengan $z = H = 34$ m

$$p = 1/2 \left\{ \sqrt{(88,4^2 + 34^2)} - 88,4 \right\} = 3,16 \text{ m} = CD$$

Diperoleh persamaan parabola :

$$x = \frac{z^2 - (6,32)^2}{12,64}$$

Setelah parabola digambarkan, kemudian jaring arus dapat ditentukan dengan cara coba-coba.

Dari gambar jaring arus (Gambar C3.13), dapat dihitung debit rembesan.

$$\begin{aligned} N_t &= 3; N_d = 16 \\ &= k h N_t / N_d = 0.4 \times 10^{-3} \times 3600 \times 24 \times 34 \times 3/16 \times 210 \\ &= 46267 \text{ m}^3/\text{hari, selebar 210 m.} \end{aligned}$$

Contoh soal 3.24 :

Tampang melintang sebuah bendungan diperlihatkan dalam Gambar C3.14. Gambarkan garis freatis pada tubuh bendungan tersebut dengan menganggap tanah bahan bendungan homogen isotropis.

Penyelesaian :

Sudut kemiringan hilir $\alpha = \arctg(15/22) = 34,29^\circ$

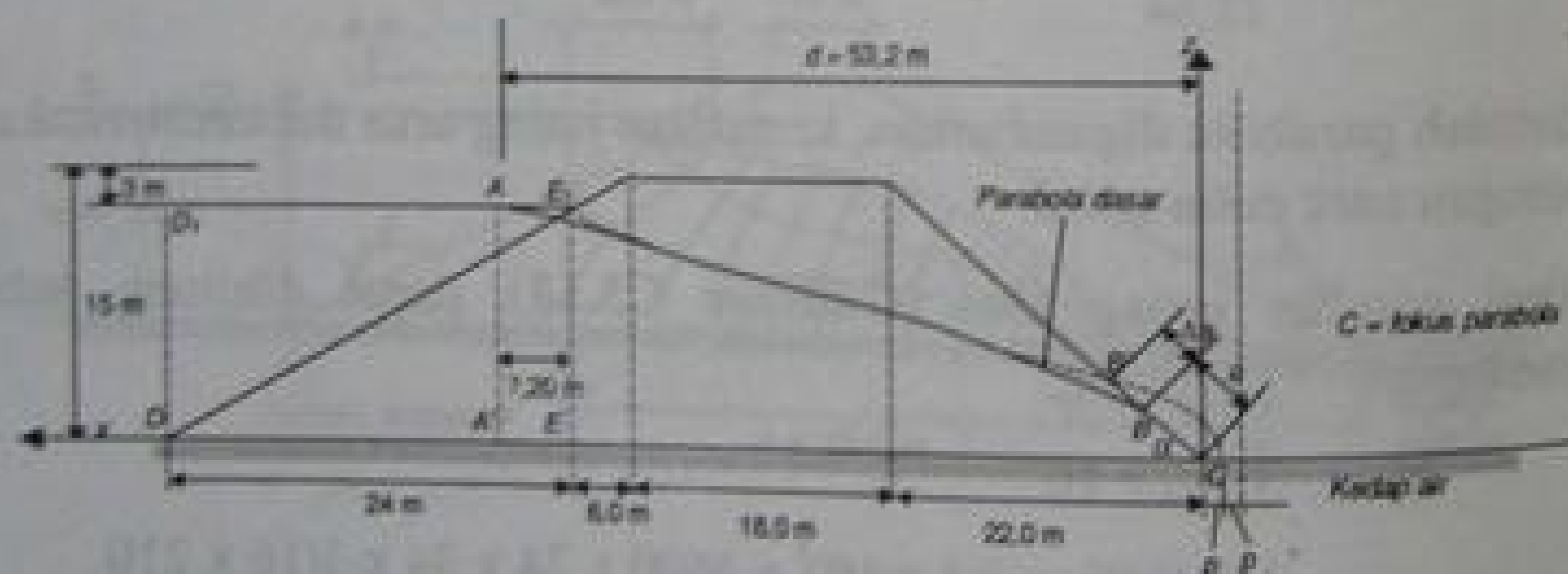
$$DE = 2 \times 12 = 24 \text{ m}; AE_1 = 0,3 \times 24 = 7,2 \text{ m}; H = 12 \text{ m}.$$

$$d = 7,2 + 6 + 18 + 22 = 53,2 \text{ m}$$

$$p = 1/2 \left\{ \sqrt{(d^2 + H^2)} - d \right\} = 1/2 \left\{ \sqrt{(53,2^2 + 12^2)} - 53,2 \right\} = 0,67 \text{ m}$$

Persamaan parabola rembesan: $x = \frac{z^2 - 4p^2}{4p}$

$$x = \frac{z^2 - 1,8}{2,68} \quad (1)$$



Gambar C3.14.

Dari persamaan di atas, parabola rembesan dapat digambarkan.

$z \text{ (m)}$	$x \text{ (m)}$
12	53,20
10	36,64
8	23,21
6	12,76

Menentukan titik potong parabola rembesan dengan lereng hilir, dilakukan sebagai berikut :

Persamaan garis BC : $z/x = 15/22$ atau

$$z = 0,68 x \quad (2)$$

Dari persamaan (1) dan (2):

$$x = \frac{0,465x^2 - 1,8}{2,68}$$

$$0,465 x^2 - 2,68 x - 1,8 = 0$$

Dari sini diperoleh $x = 6,37 \text{ m}$

$$CB' = x/\cos \alpha = 6,37/\cos 34,29^\circ = 7,71 \text{ m} = a + \Delta a$$

Dari grafik Casagrande Gambar 3.40, diperoleh $c_s = 0,35$

$$\Delta a = 0,35 \times 7,71 = 2,7 \text{ m}$$

$$a = (a + \Delta a) - \Delta a = 7,71 - 2,7 = 5,01 \text{ m}$$

Jadi $BC = 5,01 \text{ m}$

Parabola rembesan ditunjukkan oleh kurva ABC.

3.3.5.5 Debit Rembesan pada Bendungan Tanah Anisotropis

Jika permeabilitas tanah bahan bendungan anisotropis, untuk menghitung debit rembesan, maka penampang bendungan harus lebih dulu ditransformasi. Seperti yang telah dipelajari sebelumnya, nilai x_t transformasi adalah

$$x_t = \sqrt{\frac{k_z}{k_x}} x$$

Maka, seluruh hitungan harus didasarkan pada gambar transformasinya, demikian juga untuk koefisien permeabilitas ekuivalen:

$$k' = \sqrt{(k_x k_z)}$$

Contoh soal 3.25:

Sebuah bendungan urugan tanah mempunyai koefisien permeabilitas dalam arah x : $k_x = 4,5 \times 10^{-8}$ m/det dan arah z : $k_z = 1,6 \times 10^{-8}$ m/det. Gambarkan jaring arus dan hitung debit rembesan lewat tubuh bendungan. Anggaplah tanah dibawah bendungan kedap air. Hitung pula tekanan pori pada titik A, 3 m dari permukaan lapisan kedap air.

Penyelesaian :

Karena permeabilitas dalam arah x dan z berlainan, maka gambar bendungan harus ditransformasikan dengan skala yang baru. Dalam hal ini, semua ukuran panjang arah x dikalikan dengan faktor

$$\sqrt{(k_z/k_x)} = \sqrt{(1,6 \times 10^{-8} / 4,5 \times 10^{-8})} = 0,60$$

Permeabilitas ekuivalen (k') bila tanah bendungan dianggap isotropis :

$$k' = \sqrt{(k_x k_z)} = \sqrt{(4,5 \times 10^{-8} \times 1,6 \times 10^{-8})} = 2,7 \times 10^{-8} \text{ m/det}$$

Gambar bendungan setelah ditransformasi, diperlihatkan dalam Gambar C3.15b. Dari gambar tersebut dapat ditentukan:

$$N_f = 4; N_d = 18$$

$$q = k'h (N_f/N_d) = 2,7 \times 10^{-8} \times 9 \times 4/18 = 0,54 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{det.}$$

Ketinggian garis PQ dianggap sebagai elevasi referensi.

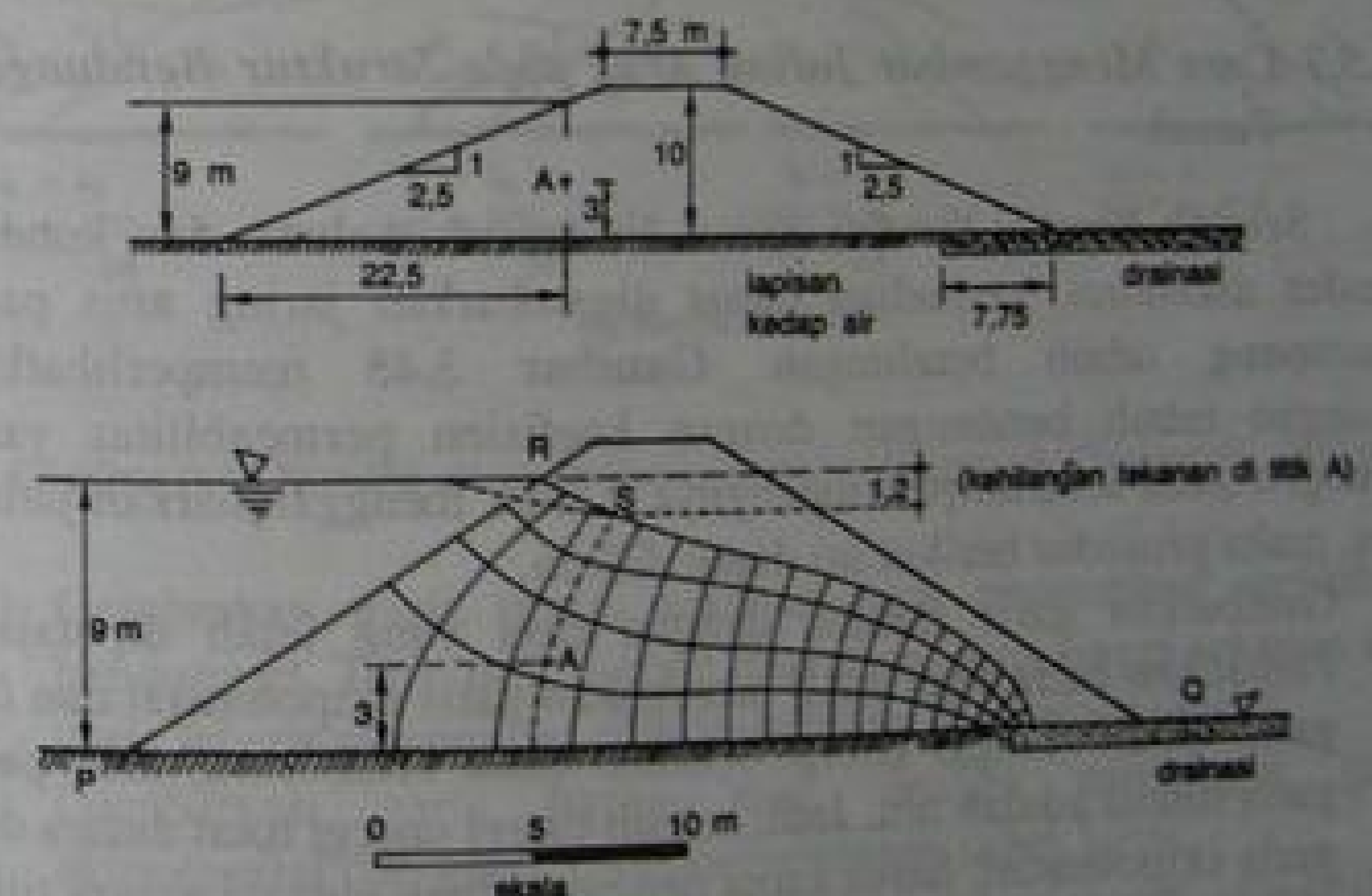
Gambarkan garis ekuipotensial lewat A.

Penurunan tinggi energi hidrolik di A = $2,4 \times 9/18 = 1,2$ m.

Jadi, tinggi energi tekanan di A = $9 - 3 - 1,2 = 4,8$ m

atau $u_A = 4,8 \gamma_w = 4,8 \times 9,81 = 47,09 \text{ kN/m}^2$

Penurunan muka air di A juga dapat ditentukan dengan mengukur jarak vertikal RS secara langsung dari gambar yang diskala.



Gambar C3.15.

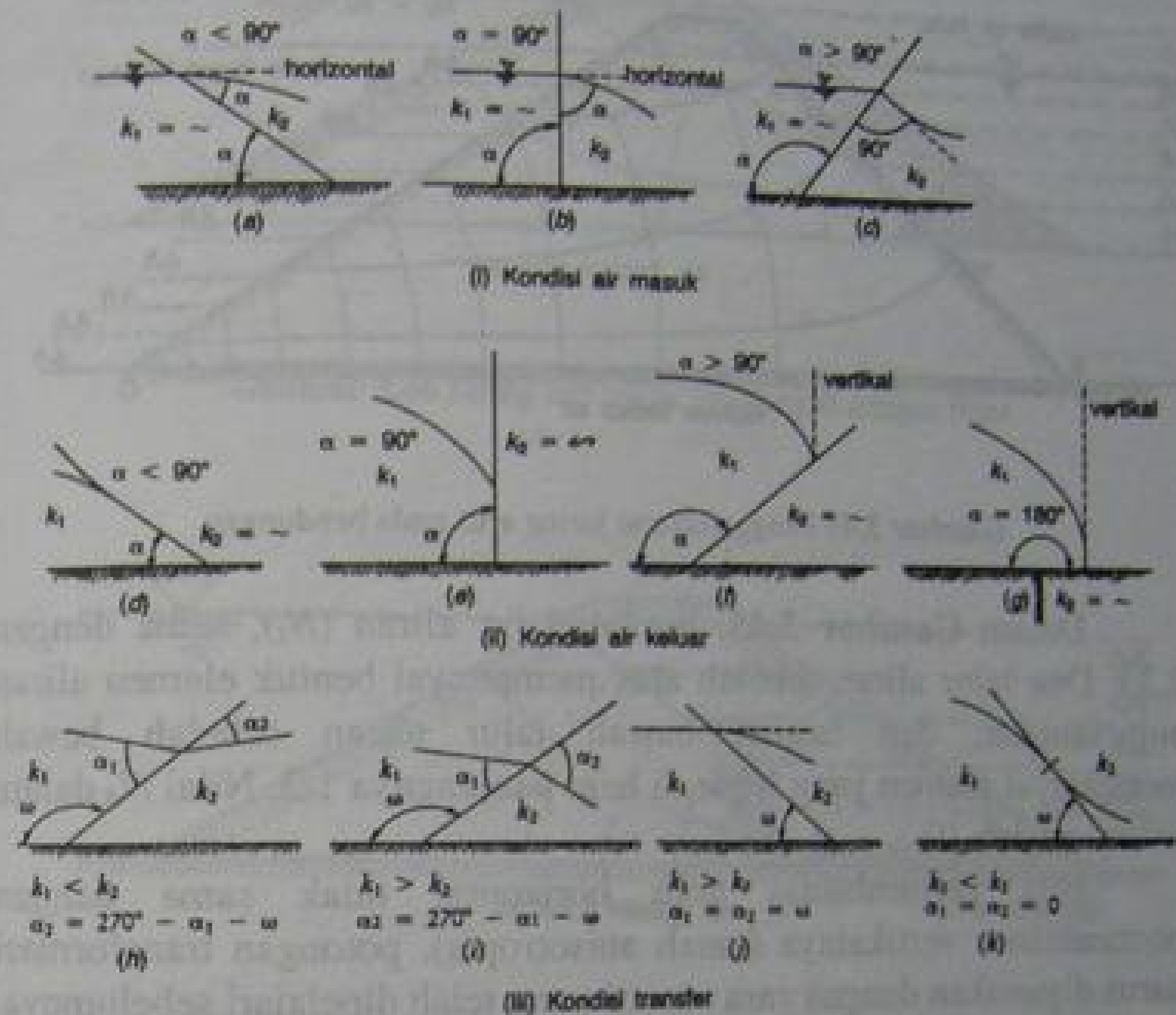
3.3.5.6 Kondisi Aliran Masuk, Keluar, dan Kondisi Transfer

Kondisi-kondisi aliran air masuk, keluar, dan kondisi transfer dari garis rembesan melalui badan bendungan, telah dianalisis oleh Casagrande (1937). Maksud dari kondisi aliran air masuk, adalah bila aliran rembesan berasal dari daerah bahan tanah dengan koefisien permeabilitas sangat besar atau $k_1 = \infty$, menuju bahan dengan permeabilitas k_2 . Dengan pengertian yang sama, untuk kondisi sebaliknya, yaitu dari bahan dengan koefisien permeabilitas k_1 , menuju ke bahan dengan $k_2 = \infty$, kondisi ini disebut dengan kondisi aliran air keluar. Kondisi-kondisi tersebut diperlihatkan dalam Gambar 3.44. Dalam gambar ini, kondisi transfer terjadi bila rembesan melewati bahan dengan nilai k yang berbeda. Dengan menggunakan Gambar 3.44, dapat ditentukan kelakuan garis freatis untuk berbagai macam potongan melintang bendungan.

3.3.5.7 Cara Menggambar Jaring Arus pada Struktur Bendungan Tanah

Setelah kondisi-kondisi aliran air masuk, keluar, dan kondisi transfer diketahui, kemudian dapat digambarkan jaring arus pada penampang tubuh bendungan. Gambar 3.45 memperlihatkan potongan tubuh bendungan dengan koefisien permeabilitas yang homogen pada seluruh penampangnya. Untuk menggambarkan jaring arus, maka prosedur berikut ini dapat diikuti.

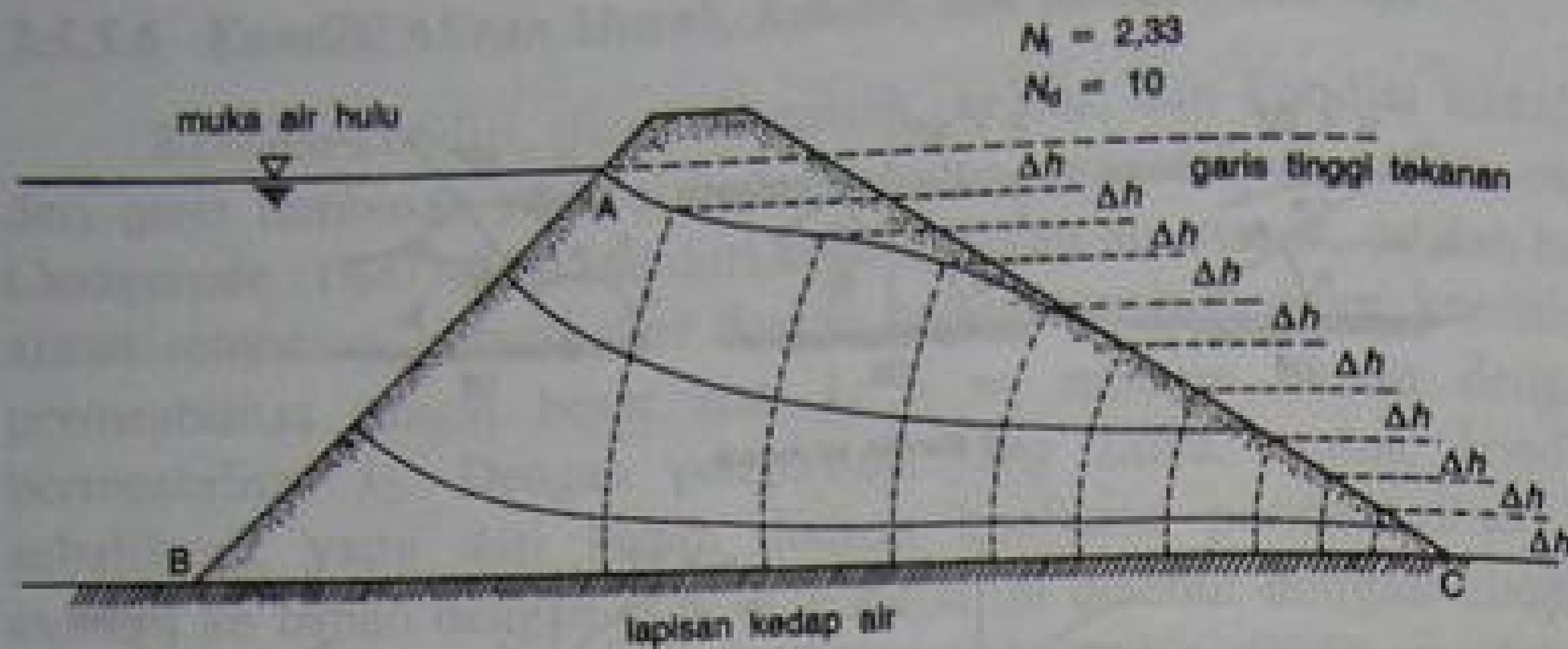
- (1) Gambarkan garis freatis, dengan cara yang telah dipelajari. Perhatikan bahwa garis AB merupakan garis ekipotensial dan BC garis aliran. Tinggi energi tekanan pada sembarang titik pada garis freatis adalah nol. Jadi, selisih tinggi energi total antara dua garis ekipotensial, harus sama dengan selisih elevasi antara titik-titik di mana garis ekipotensial berpotongan dengan garis freatis. Karena kehilangan tinggi tekanan antara dua garis ekipotensial berdekatan sama, maka dapat ditentukan penurunan ekipotensialnya (N_d). Lalu dihitung nilai $\Delta h = h/N_d$.



Gambar 3.44 Kondisi aliran rembesan pada bendungan (A. Casagrande, 1937).

- (2) Gambarkan garis tinggi tekanan pada penampang melintang bendungan. Titik-titik potong dari garis-garis tinggi tekanan dan garis freatis merupakan titik kedudukan garis ekipotensial.
- (3) Gambarkan garis jaring arus, dengan mengingat garis ekipotensial dan garis aliran berpotongan tegak lurus.
- (4) Debit rembesan yang lewat tubuh bendungannya, ditentukan dengan menggunakan persamaan :

$$q = kh \frac{N_f}{N_d}$$



Gambar 3.45 Penggambaran jaring arus pada bendungan.

Dalam Gambar 3.45, jumlah lajur aliran (N_f), sama dengan 2,33. Dua lajur aliran sebelah atas mempunyai bentuk elemen aliran bujursangkar, dan bagian bawah jalur aliran sebelah bawah mempunyai elemen yang lebar di bagi panjangnya $1/3$. Nilai N_d dalam hal ini adalah 10.

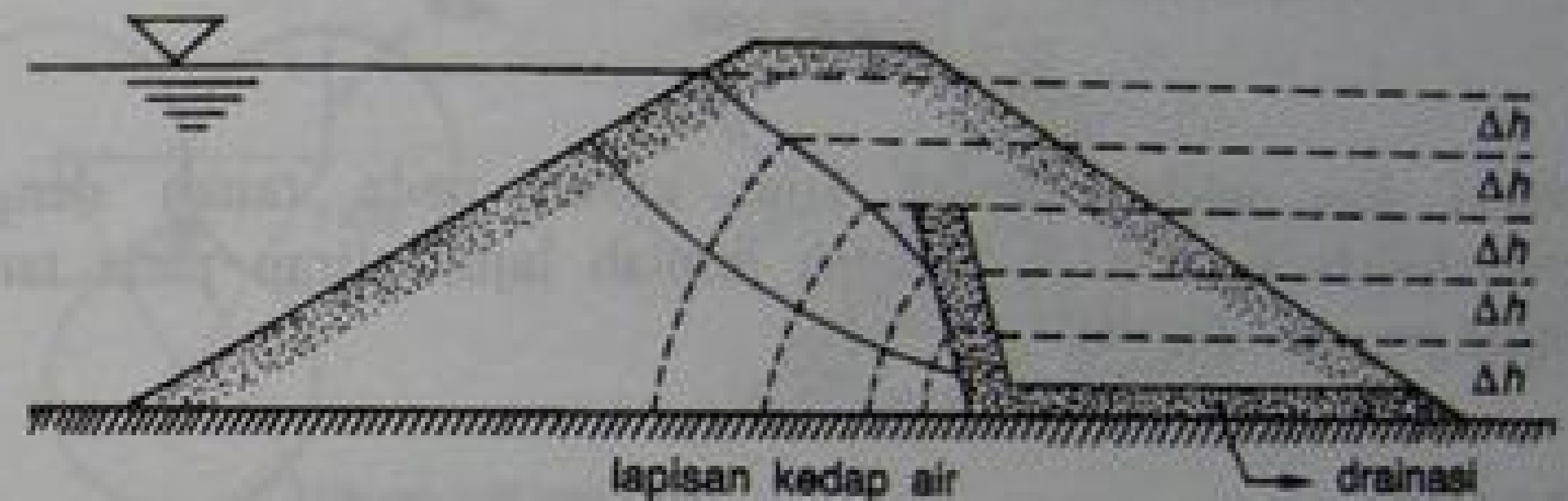
Bila permeabilitas arah horizontal tidak sama dengan permeabilitas vertikalnya (tanah anisotropis), potongan transformasi harus digunakan dengan cara seperti yang telah dipelajari sebelumnya. Kemudian jaring arus dapat digambar pada kondisi transformasinya. Debit rembesan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$q = h \sqrt{k_1 k_2} \frac{N_f}{N_d}$$

Gambar 3.46 dan Gambar 3.47 memperlihatkan beberapa contoh gambar jaring arus pada penampang bendungan. Sedangkan gambar jaring arus pada penampang bendungan yang mempunyai dua lapisan dengan nilai k yang berbeda pada lapisannya, diperlihatkan dalam Gambar 3.48. Pada sisi sebelah hulu mempunyai koefisien permeabilitas k_1 dan sebelah hilirnya k_2 , dengan $k_2 = 5 k_1$. Garis freatis yang telah digambar merupakan hasil coba-coba. Dari persamaan yang telah dipelajari sebelumnya:



Gambar 3.46 Jaring arus untuk bendungan dengan filter.



Gambar 3.47 Jaring arus pada bendungan dengan drainase tegak.

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{b_2/l_2}{b_1/l_1}$$

Jika $b_1 = l_1$ dan $k_2 = 5 k_1$, maka $b_2/l_2 = 1/5$. Dengan demikian, elemen jaring arus berbentuk bujursangkar digambarkan dalam setengah bagian badan bendungan, dan pada setengah bagian yang lain (bagian hilir badan bendungan), elemen jaring arus mempunyai lebar dibagi panjang = $1/5$. Debit rembesan dihitung dengan persamaan :

$$q = k_1 \frac{h}{N_d} N_{f(1)} = k_2 \frac{h}{N_d} N_{f(2)}$$

mempunyai kemampuan drainase yang cukup tinggi, ukuran butiran D_{15} dari tanah filter harus lebih dari 4 atau 5 ukuran butiran D_{15} dari tanah yang dilindungi.

$$\frac{D_{15}}{D_{15}} \geq 4 \text{ sampai } 5$$

Kelompok teknisi Amerika (*U.S Corps of Engineers*) menambahkan persyaratan, bahwa nilai banding D_{50} dari tanah filter dan tanah yang dilindungi maksimum harus 25.

$$\frac{D_{50f}}{D_{50s}} \leq 25$$

Ketebalan dari lapisan filter dapat ditentukan dari hukum Darcy. Filter yang terdiri dari dua lapisan atau lebih dengan gradasi yang berbeda, dapat juga digunakan dengan lapisan terhalus diletakkan pada daerah hulu dari susunan filternya.

BAB IV

TEGANGAN EFEKTIF

4.1 PENGERTIAN

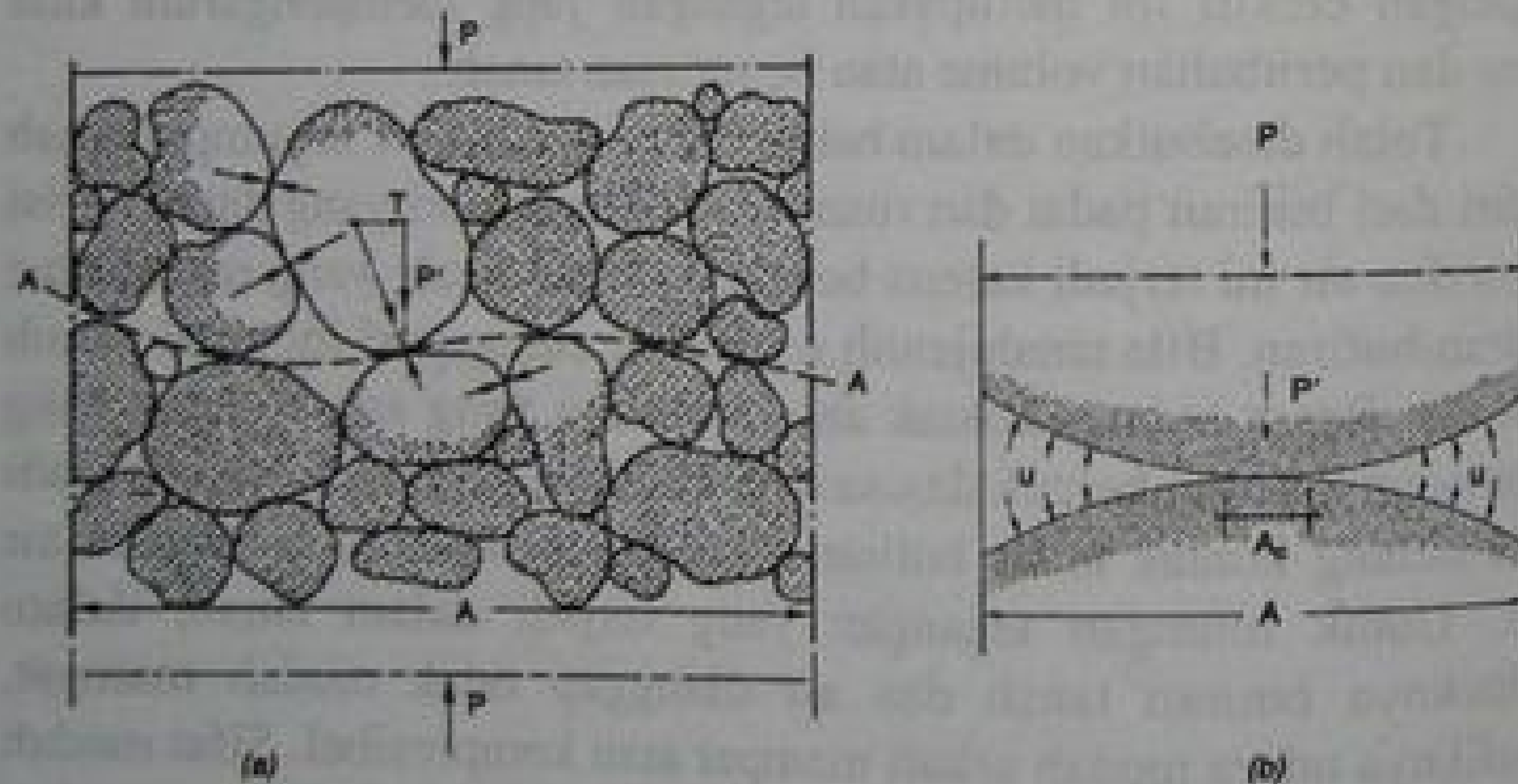
Bila tanah mengalami tekanan yang diakibatkan oleh beban, seperti beban fondasi, maka angka pori tanah akan berkurang. Selain itu, tekanan akibat beban fondasi juga dapat mengakibatkan perubahan-perubahan sifat mekanik tanah yang lain, seperti menambah tahanan geser tanah.

Jika tanah berada di dalam air, tanah dipengaruhi oleh gaya angkat ke atas sebagai akibat tekanan air hidrostatik. Berat tanah yang terendam ini, disebut *berat tanah efektif*, sedang tegangan yang terjadi akibat berat tanah efektif di dalam tanah, disebut *tegangan efektif*. Tegangan efektif ini merupakan tegangan yang mempengaruhi kuat geser dan perubahan volume atau penurunan tanah.

Telah disebutkan dalam bab sebelumnya bahwa segumpal tanah terdiri dari butiran padat dan ruang pori. Ruang pori yang dapat berisi udara dan air ini terjadi karena bentuk partikel tanah yang merupakan butiran-butiran. Bila tanah jenuh sempurna, ruang pori ini terisi penuh oleh air. Besar bidang kontak antara butiran yang satu dengan yang lainnya tergantung bentuk dan susunan butiran. Tegangan yang terjadi pada bidang kontak antar butiran akan dipengaruhi oleh tekanan air pori. Untuk hitungan tegangan yang terjadi dalam tanah, dalam prakteknya butiran tanah dan air dianggap tidak mudah mampat, sebaliknya udara mudah sekali mampat atau kompresibel. Sifat mudah mampat tanah akan bergantung pada susunan dari butiran padat. Dalam tanah yang jenuh, karena air dianggap tak mudah mampat, pengurangan volume hanya terjadi kalau sejumlah air meninggalkan ruang pori. Untuk tanah yang kering atau jenuh sebagian,

pengurangan volume biasanya akibat dari berkurangnya udara yang terdesak keluar dari ruang pori yang dapat memberikan perubahan susunan butiran. Volume tanah secara keseluruhan dapat berubah akibat adanya perubahan susunan yang lama, ke dalam susunan yang baru. Perubahan yang terjadi, dapat dengan cara menggeser atau menggelinding. Dengan demikian, terjadi pula perubahan gaya-gaya yang bekerja di antara butiran.

Tegangan geser hanya dapat ditahan oleh butiran-butiran tanah, yaitu oleh gaya-gaya yang berkembang pada bidang singgung antar butiran. Tegangan normal yang bekerja, ditahan oleh tanah melalui penambahan gaya antar butirnya. Jika tanah dalam keadaan jenuh sempurna, air yang mengisi ruang pori dapat juga menahan tegangan normal, dengan akibatnya akan terjadi kenaikan tekanan air pori. Pada tanah granuler, seperti tanah pasir dan kerikil, secara fisik tegangan efektif kadang-kadang disebut *tegangan intergranuler*. Akan tetapi, hal ini sebetulnya tidak sama dengan tegangan kontak antar butiran. Luas bidang kontak antar butiran sangat kecil, dimana untuk butiran bulat kontak antar butirnya berupa sebuah titik.



Gambar 4.1 (a) Gaya antar butiran pada segumpal tanah.
(b) Kontak antar butiran (Skempton, 1960).

Terzaghi (1923), memberikan prinsip tegangan efektif yang bekerja pada segumpal tanah. Prinsip tegangan efektif hanya berlaku pada tanah yang jenuh sempurna, yaitu :

- (1) Tegangan normal total (σ) pada suatu bidang di dalam massa tanah, yaitu tegangan akibat berat tanah total termasuk air dalam ruang pori, per satuan luas, yang arahnya tegak lurus.
- (2) Tekanan pori (u), disebut juga dengan tekanan netral yang bekerja ke segala arah sama besar, yaitu tekanan air yang mengisi rongga di antara butiran padat.
- (3) Tegangan normal efektif (σ') pada suatu bidang di dalam massa tanah, yaitu tegangan yang dihasilkan dari beban berat butiran tanah per satuan luas bidangnya.

Hubungan dari ketiganya adalah :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (4.1)$$

Prinsip ini dapat diterangkan dengan model fisik sebagai berikut:

Ditinjau suatu bidang AA di dalam tanah yang jenuh sempurna. Bidang ini melewati titik-titik pada bidang singgung di antara butiran (Gambar 4.1). Pada kenyataannya, bidang AA ini merupakan bidang bergelombang sangat kecil tergantung besar butiran. Gaya normal P yang bekerja pada luasan A , ditahan oleh gaya antar butiran dan sebagian lagi oleh tekanan air pori. Besar dan arah gaya-gaya yang bekerja pada bidang kontak butiran sangatlah acak. Akan tetapi, secara pendekatan, untuk setiap titik bidang singgung di bidang AA, gaya-gaya tersebut dapat dipisahkan menurut komponen arah normal (P') dan arah tangensial (T) pada arah dari bidang nyatanya yang secara pendekatan sama dengan bidang AA. Tegangan normal efektif atau tegangan vertikal efektif diartikan sebagai jumlah komponen P' di dalam luasan A , dibagi luas A , atau

$$\sigma' = \frac{\sum P'}{A} \quad (4.2)$$

Tegangan normal total diberikan oleh persamaan:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (4.3)$$

Jika titik singgung dianggap terletak di antara butiran, tekanan air pori akan bekerja pada bidang di seluruh luasan A . Persamaan kesetimbangan dalam arah normal bidang AA , adalah:

$$P = \Sigma P' + uA \quad (4.4)$$

atau

$$\frac{P}{A} = \frac{\Sigma P'}{A} + u \quad (4.5)$$

Persamaan ini sama dengan,

$$\sigma = \sigma' + u \quad (4.6a)$$

atau tegangan efektif:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (4.6b)$$

Tekanan air pori bekerja ke segala arah sama besar dan akan bekerja pada seluruh bidang permukaan butiran, tapi dianggap tidak mengubah volume butiran. Kesalahan anggapan bidang kontak atau bidang singgung antar butiran, sangat kecil, hingga dapat diabaikan. Harus dimengerti bahwa σ' tidak memberikan tegangan kontak yang benar antara dua butiran. Tegangan kontak antara dua butiran, dalam kenyataannya adalah sangat lebih tinggi yaitu P'/A_c , dengan A_c adalah luas kontak antara butiran. Pada butiran mineral lempung, mungkin tidak terjadi kontak langsung, akibat partikel lempung yang terselubung oleh lapisan air serapan (*adsorbed water*). Dalam hal ini dianggap bahwa gaya antar partikel dapat diteruskan lewat kekentalan yang tinggi dari air serapan yang mengelilingi butiran. Bila dilihat pada gaya-gaya yang terjadi diantara butiran, gaya vertikal total atau beban P dapat dipandang sebagai jumlah dari gaya kontak antar butiran ditambah gaya hidrostatik $(A - A_c)u$ di dalam rongga pori (Gambar 4.1b). Karena tegangan netral hanya dapat bekerja pada

rongga pori, maka untuk memperoleh tegangan netral u harus dikalikan dengan luas rongga $(A - A_c)$, atau

$$P = \Sigma P' + (A - A_c) u \quad (4.7)$$

dengan A adalah luas kotor total dan A_c adalah luas kontak antar butiran. Bila Persamaan (4.7) dibagi dengan luas kotor A untuk memperoleh persamaan tegangan efektif yang disarankan oleh Skempton (1960):

$$\frac{P}{A} = \frac{\Sigma P'}{A} + \left(\frac{A - A_c}{A} \right) u \quad (4.8)$$

$$\sigma = \sigma' + \left(1 - \frac{A_c}{A} \right) u \quad (4.9)$$

$$\sigma' = \sigma - (1 - a) u \quad (4.10)$$

dengan a adalah luas kontak antar partikel per satuan luas kotor tanah. Untuk meninjau tegangan efektif akibat berat tanah yang ada di atasnya, ditinjau suatu massa tanah yang berada dalam bidang horizontal dan dengan muka air tanah di permukaan tanah tersebut (Gambar 4.2). Tegangan vertikal total (σ_v), yaitu tegangan normal pada bidang horizontal pada kedalaman z sama dengan berat seluruh material (padat + air) per satuan luas:

$$\sigma_v = \gamma_{sat} z \quad (4.11)$$

dengan z adalah kedalaman yang ditinjau dan γ_{sat} adalah berat volume tanah jenuh. Tekanan air pori pada sembarang kedalaman akan berupa tekanan hidrostatik, karena ruang pori di antara butiran saling berhubungan. Karena itu, pada kedalaman z , tekanan air pori (u) adalah:

$$u = \gamma_w z \quad (4.12)$$



Gambar 4.2 Tegangan efektif pada suatu lapisan tanah.

Menurut Persamaan (4.1), tegangan vertikal efektif (σ_v') pada kedalaman z adalah

$$\sigma_v' = \sigma_v - u \quad (4.13)$$

$$\begin{aligned} &= z \gamma_{sat} - z \gamma_w \\ &= (\gamma_{sat} - \gamma_w) z = \gamma' z \end{aligned} \quad (4.14)$$

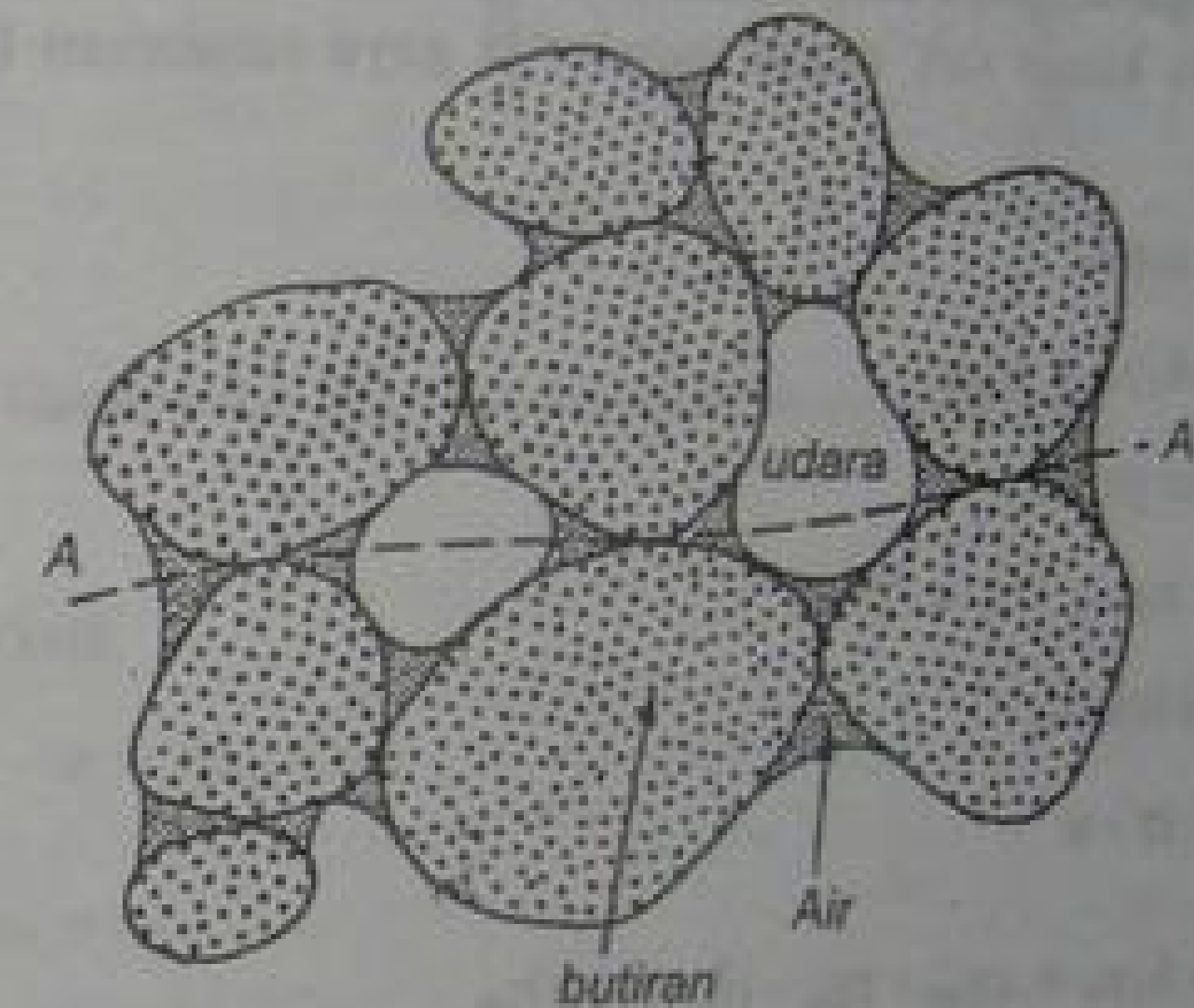
dengan γ' adalah berat volume apung tanah (berat volume efektif atau berat volume tanah terendam).

4.2 TEGANGAN EFEKTIF PADA TANAH TAK JENUH

Bila tanah tidak jenuh sempurna, maka rongga-rongga tanah akan terisi oleh air dan udara (Gambar 4.3). Tekanan air pori (u_w) harus selalu lebih kecil daripada tegangan yang terjadi dalam udara (u_a), akibat tarikan permukaan. Karena tanah tidak jenuh, pori udara akan membentuk saluran yang sambung-menyambung melalui ruang

di antara butiran, sedang air pori akan terkonsentrasi pada daerah sekitar kontak antar partikel. Karena itu, sembarang bidang yang bergelombang yang ditarik mendekati mendatar, akan melewati bagian air dan bagian udara. Bishop (1955) memberikan persamaan hubungan tegangan total (σ) dan tegangan efektif (σ') untuk tanah tak jenuh sebagai berikut:

$$\sigma = \sigma' + u_a - X(u_a - u_w) \quad (4.15)$$



Gambar 4.3 Susunan tanah tak jenuh.

dengan X adalah parameter yang ditentukan secara eksperimental, yang mempunyai hubungan secara langsung dengan derajat kejenuhan tanah. Sedang u_w adalah tekanan air di dalam ruang pori dan u_a adalah tekanan udara dalam pori. Untuk tanah jenuh $S=1$ dan $X=1$. Untuk tanah kering sempurna $S=0$ dan $X=0$. Persamaan (4.15) akan sama dengan Persamaan (4.1), bila $S=1$.

4.3 PENGARUH GAYA REMBESAN PADA TEGANGAN EFEKTIF

Jika air mengalir dengan gradien hidrolis tertentu di dalam tanah, seperti yang diperlihatkan dalam **Gambar 4.4**, maka pengaruh perbedaan tinggi tekanan akan menimbulkan gaya pada butiran tanah. Arah gaya rembesan ini searah dengan aliran (lihat bab 3).

Ditinjau kondisi aliran air di dalam tanah, seperti pada **Gambar 4.4**. Akan dihitung tegangan efektif yang bekerja pada titik A oleh akibat pengaruh gaya rembesan, di mana arah aliran divariasikan.

Pada kasus (a), tanah menderita gaya rembesan ke atas. Pada titik A:

Tegangan total:

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

Tekanan air pori:

$$u = z \gamma_w + (h_1 + \Delta h) \gamma_w$$

Tegangan efektif:

$$\sigma' = \sigma - u$$

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

atau

$$\sigma' = z \gamma' - \Delta h \gamma_w \quad (4.16)$$

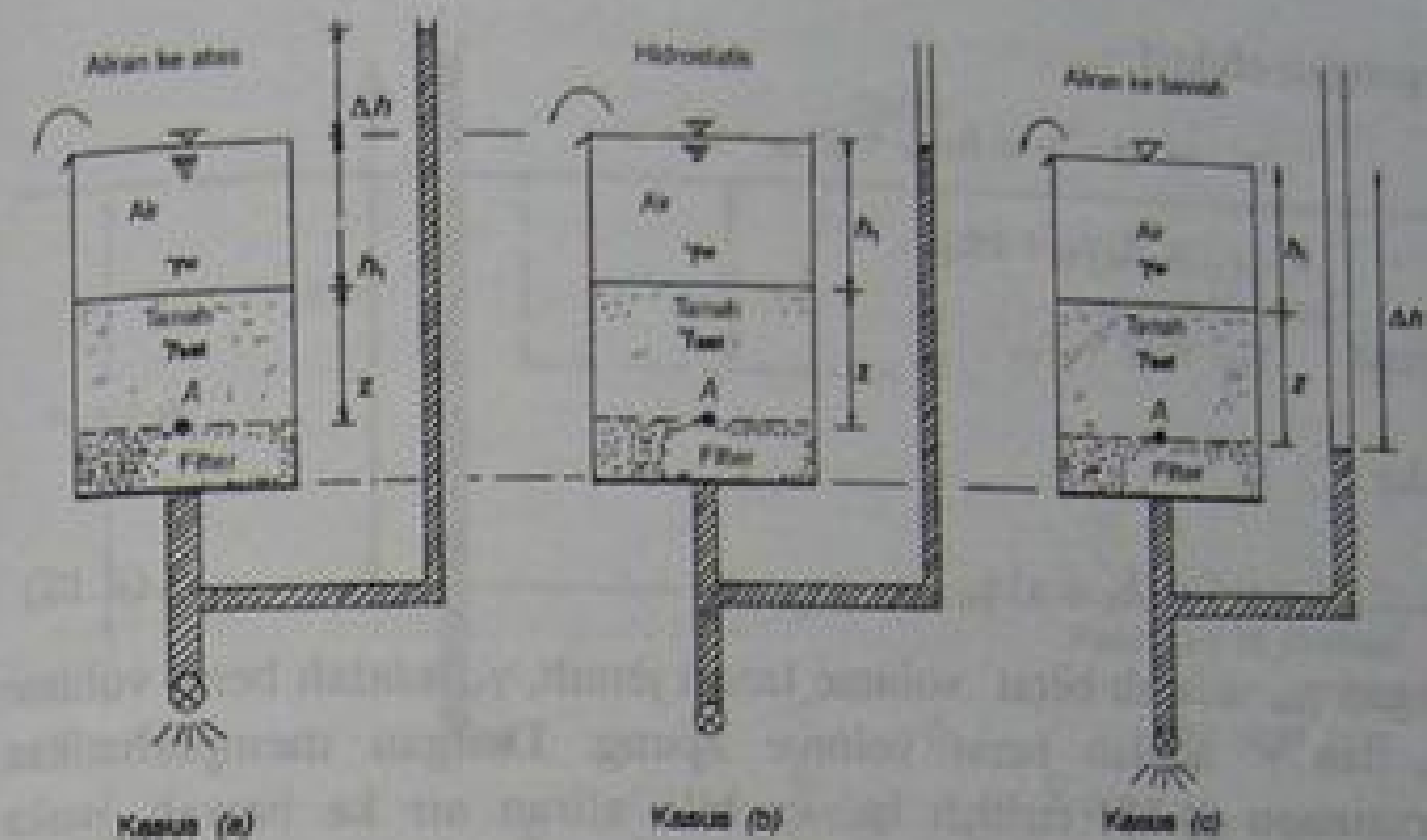
Pada kasus (b), tidak ada gaya rembesan ($\Delta h = 0$) atau tekanan air hidrostatik. Pada titik A:

Tegangan total:

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

Tekanan air pori:

$$u = (h_1 + z) \gamma_w$$



Gambar 4.4 Tegangan efektif akibat gaya rembesan.

Tegangan efektif:

$$\sigma' = \sigma - u = z \gamma_{sat} - z \gamma_w$$

karena $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$,

maka

$$\sigma' = z \gamma' \quad (4.17)$$

Pada kasus (c) terjadi aliran arah ke bawah yang menekan butiran tanah dengan tinggi tekanan air sebesar $-(h_1 + z)$. Pada titik A:

Tegangan total:

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

Tekanan air pori:

$$u = 0$$

Tegangan efektif:

$$\begin{aligned}\sigma' &= \sigma - u = h_1 \gamma_w + z \gamma_{sat} - 0 \\ &= h_1 \gamma_w + z \gamma_{sat}\end{aligned}$$

karena $\gamma_{sat} = \gamma' + \gamma_w$,

maka

$$\sigma' = z\gamma' + (h_1 + z) \gamma_w \quad (4.18)$$

dengan γ_{sat} adalah berat volume tanah jenuh, γ_w adalah berat volume air, dan γ' adalah berat volume apung. Dengan memperhatikan **Persamaan (4.18)** terlihat bahwa bila aliran air ke bawah, maka tegangan efektif bertambah.

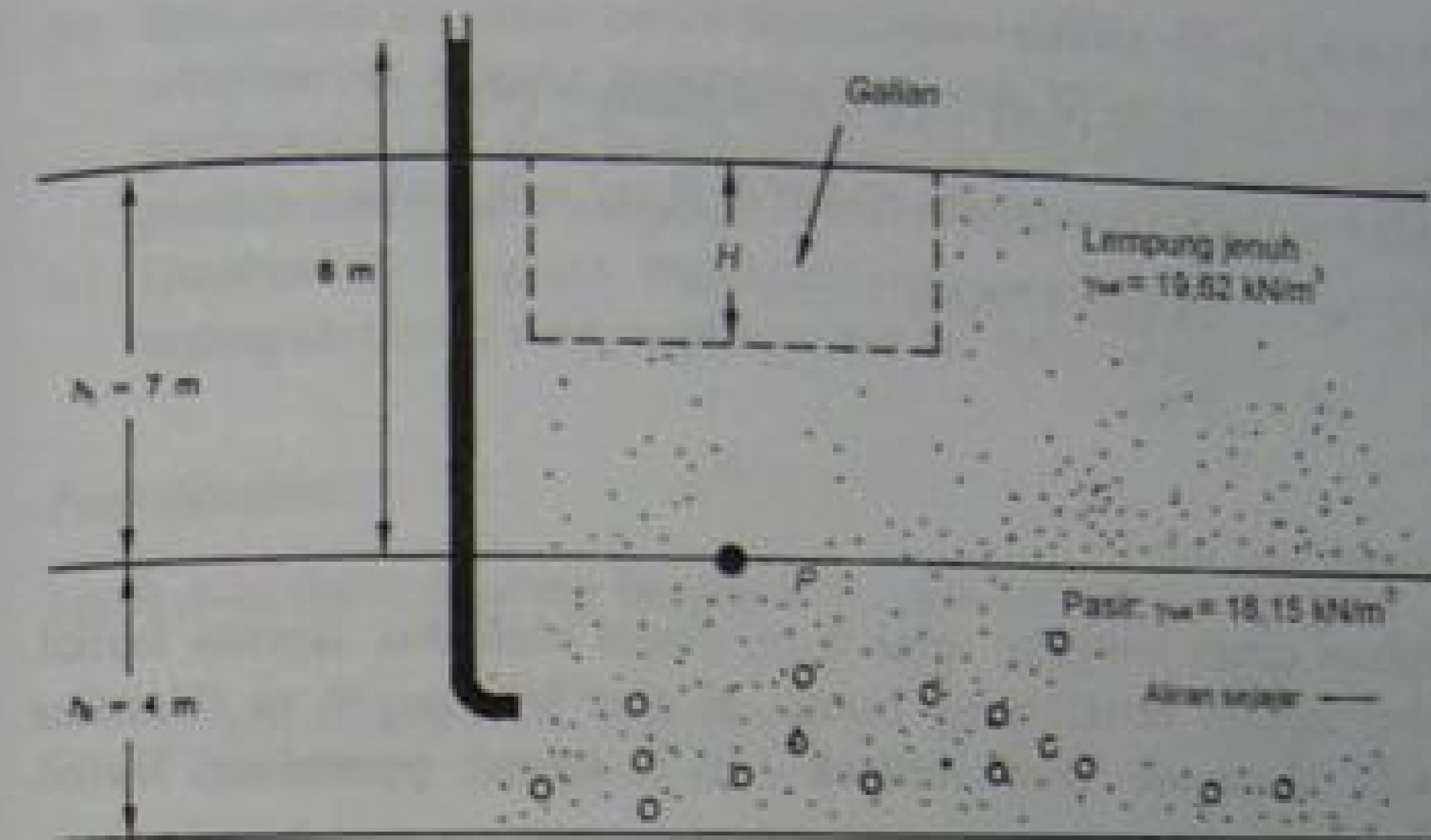
Contoh soal 4.1:

Lapisan tanah lempung tebal 7 m terletak di atas lapisan tanah pasir tebal 4 m (**Gambar C4.1**). Dalam lapisan pasir terdapat tekanan artesis setinggi 8 m. Kalau lempung mempunyai berat volume jenuh $\gamma_{sat} = 19,62 \text{ kN/m}^3$ dan dianggap dalam keadaan jenuh seluruhnya, hitung tegangan efektif di titik *P*, dan hitung pula kedalaman galian maksimum pada tanah lempung sehingga terhindar dari bahaya tanah mengapung (*heave*). Diketahui pula berat volume jenuh tanah pasir $\gamma_{sat} = 18,15 \text{ kN/m}^3$.

Penyelesaian:

Tegangan efektif di titik *P* (pada dasar lempung terdapat tekanan artesis setinggi $h = 8 \text{ m}$), sebelum ada galian:

$$\begin{aligned}\sigma_p' &= (h_1 \gamma_{sat})_{lempung} - h \gamma_w \\ &= (7 \times 19,62) - (8 \times 9,81) = 58,86 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



Gambar C4.1.

Misalnya kedalaman galian = H

Pengurangan tekanan akibat tanah galian

$$= H \gamma_{sat} = H \times 19,62 = 19,62 H$$

Tekanan tanah setebal 7 m = $h_1 \times \gamma_{sat} = 7 \times 19,62 = 137,34 \text{ kN/m}^2$

Pada kondisi kritis, tekanan artesis = tekanan lapisan lempung tersisa. Maka dapat dibentuk persamaan sebagai berikut :

$$h \gamma_w = 137,34 - 19,62 H$$

$$8 \times 9,81 = 137,34 - 19,62 H$$

$$H = 3 \text{ m}$$

Jadi, kedalaman galian maksimum agar tak terjadi bahaya tanah mengapung (*heave*) adalah 3 m.

Dapat pula diselesaikan dengan cara sebagai berikut:

Pada titik *P*:

$$\sigma_p' = (7 - H) \gamma_{sat} - u$$

$$= (7 - H)19,62 - 8 \times 9,81 = 58,86 - 19,62 H$$

Pada kondisi kritis tegangan efektif di P , $\sigma_p' = 0$, maka

$$0 = 58,86 - 19,62 H$$

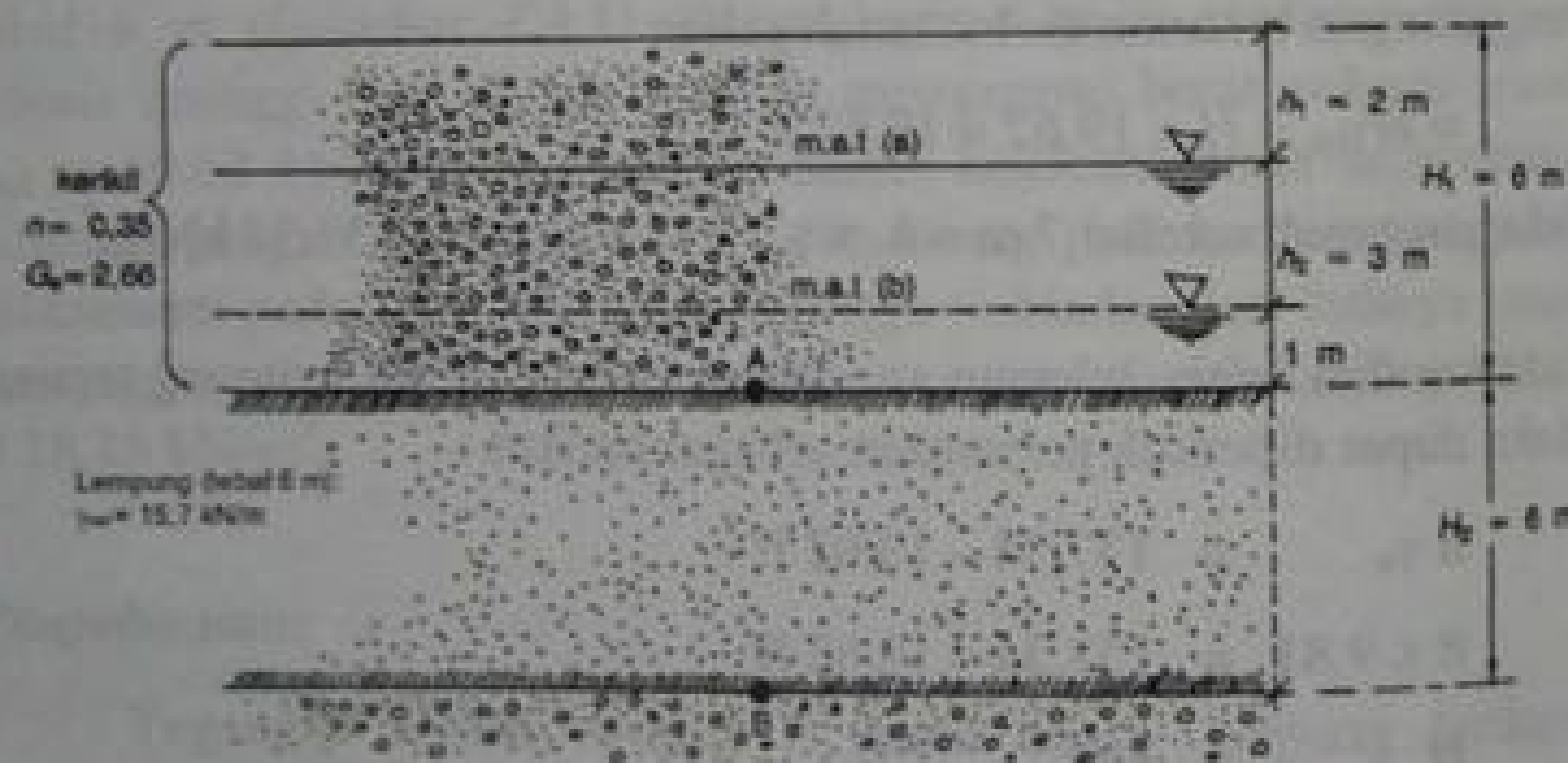
$$H = 3 \text{ m}$$

Contoh soal 4.2:

Lapisan tanah lempung tebal 6 m, diapit oleh dua lapisan kerikil. Tebal lapisan kerikil yang berada di atas lempung 6 m (Gambar C4.2). Muka air tanah terletak 2 m di bawah permukaan kerikil. Diketahui:

kerikil: $n = 0,35$; $G_s = 2,66$

lempung: $\gamma_{sat} = 15,70 \text{ kN/m}^3$



Gambar C4.2.

- (a) Tentukan tegangan efektif pada permukaan atas dan bawah dari lapisan lempung.

- (b) Bila muka air tanah turun mendadak sebesar 3 m dari muka air sebelumnya, hitung tegangan total dan tegangan efektif pada permukaan atas dan bawah lapisan lempung untuk waktu jangka pendek dan jangka panjang.
- (c) Gambarkan diagram tegangan yang menunjukkan perubahan tegangan efektif dari jangka pendek ke jangka panjang.

Penyelesaian :

Lebih dulu perlu dihitung besarnya γ_{sat} dan γ_d dari lapisan kerikil.

$$e = \frac{n}{1 - n} = \frac{0,35}{1 - 0,35} = 0,54$$

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{2,66 \times 9,81}{1 + 0,54} = 16,95 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \gamma_w = \frac{2,66 + 0,54}{1 + 0,54} 9,81 = 20,38 \text{ kN/m}^3$$

(a) Keadaan sebelum penurunan muka air tanah

Pada permukaan atas lapisan lempung (titik A), lapisan kerikil yang tidak terendam air dianggap kering:

Tegangan total:

$$\sigma_A = (2 \times 16,95) + (4 \times 20,38) = 115,42 \text{ kN/m}^2$$

Tegangan efektif:

$$\begin{aligned} \sigma_A' &= \sigma_A - u_A \\ &= 115,42 - (4 \times 9,81) \\ &= 76,18 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Pada sisi bawah lapisan lempung (titik B)

Tegangan:

$$\sigma_B = 115,42 + (6 \times 15,70) = 209,62 \text{ kN/m}^2$$

Tegangan efektif:

$$\begin{aligned}\sigma_B' &= \sigma_B - u_B \\ &= 209,62 - (10 \times 9,81) \\ &= 111,52 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

(b) Keadaan sesudah penurunan muka air

(b.1) Untuk jangka pendek atau kondisi tak terdrainase (*undrained*)

Dalam jangka pendek, akibat adanya penurunan muka air tanah pada lapisan kerikil, terjadi tambahan beban oleh berat lapisan kerikil yang semula terendam air menjadi tidak terendam. Tekanan air pori mula-mula pada titik A: $u_A = 4 \gamma_w = 39,24 \text{ kN/m}^2$ dan pada titik B: $u_B = (4 + H_2) \gamma_w = 98,1 \text{ kN/m}^2$, akan turun berangsur-angsur sampai mencapai tekanan pori yang baru, yaitu pada kondisi setelah muka air turun 3 m (pada kedudukan yang baru: $u_A = 1 \times \gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^2$ dan $u_B = 7 \times \gamma_w = 68,67 \text{ kN/m}^2$). Waktu yang dibutuhkan untuk penurunan tekanan air pori sebagai akibat menghamburnya air pori keluar dari lapisan lempung ke lapisan kerikil, memerlukan waktu yang lama. Hal ini disebabkan oleh permeabilitas lempung sangat kecil. Oleh karena itu, dalam jangka pendek atau waktu $t = 0$, relatif belum ada penghamburan tekanan air pori dari lapisan lempung. Karena ada tambahan beban dari lapisan kerikil akibat penurunan air, maka tekanan air pori pada tanah lempung akan bertambah sebesar tambahan beban. Sehingga pada jangka pendek tekanan air pori pada tanah lempung akan sebesar:

$$u_{A\text{total}} = u_{A(\text{awal})} + \Delta\sigma' \text{ dan } u_{B\text{total}} = u_{B(\text{awal})} + \Delta\sigma'$$

dengan $\Delta\sigma'$ adalah tambahan tegangan oleh lapisan kerikil dari kondisi terendam menjadi tidak terendam. Jadi, dalam jangka pendek kondisi pembebanan identik dengan pembebanan pada kondisi tak terdrainase

(*undrained*), yaitu tegangan efektif tidak berubah, karena tambahan tekanan akibat beban akan sama dengan tambahan tekanan air pori ($\Delta u = \Delta\sigma'$). Untuk menghitung besarnya tambahan tegangan, ditinjau tegangan efektif pada titik A. Telah dihitung tegangan efektif pada titik A mula-mula $\sigma_A' = 76,18 \text{ kN/m}^2$. Setelah penurunan muka air sedalam 3 meter, bila lapisan kerikil yang tidak terendam air dianggap kering, tegangan efektif di titik A:

$$\sigma_A' = 5 \gamma_d + 1 \gamma' = 5 \times 16,95 + 1(20,38 - 9,81) = 95,32 \text{ kN/m}^2$$

Selisih tegangan efektif, sebelum dan sesudah muka air turun:

$$\Delta\sigma_A' = 95,32 - 76,18 = 19,14 \text{ kN/m}^2$$

Jadi, segera setelah penurunan muka air, akan terjadi tambahan tekanan air pori sebesar $\Delta u = \Delta\sigma_A' = 19,14 \text{ kN/m}^2$. Tegangan total pada titik A (dengan σ_A' awal = $76,18 \text{ kN/m}^2$), adalah

$$\begin{aligned}\sigma_A &= \sigma_A' + (u_o + \Delta u) \\ &= 76,18 + (4 \times 9,81 + 19,14) \\ &= 134,56 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan total pada titik B (dengan σ_B' awal = $111,52 \text{ kN/m}^2$):

$$\begin{aligned}\sigma_B &= \sigma_B' + (u_o + \Delta u) \\ &= 111,52 + (10 \times 9,81 + 19,14) \\ &= 228,76 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan efektif di titik B tetap, yaitu σ_B' awal = $111,52 \text{ kN/m}^2$.

(b.2) Untuk jangka panjang atau kondisi terdrainase (*drained*)

Pada waktu jangka panjang kelebihan tekanan air pori (*excess pore pressure*) nol. Pada keadaan ini, tekanan air pori sama dengan tekanan hidrostatik, yaitu tekanan air sebesar tinggi muka air tanahnya. Karena itu,

pada titik A:

$$\sigma_A = 5\gamma_d + 1\gamma_{sat} = (5 \times 16,95) + (1 \times 20,38) = 105,13 \text{ kN/m}^2$$

$$u_A = 1\gamma_w = 1 \times 9,81 = 9,81 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_A' = \sigma_A - u_A = 105,13 - 9,81 = 95,32 \text{ kN/m}^2$$

pada titik B:

$$\sigma_B = (5\gamma_d + 1\gamma_{sat})_{kerikil} + (H_2\gamma_{sat})_{lempung}$$

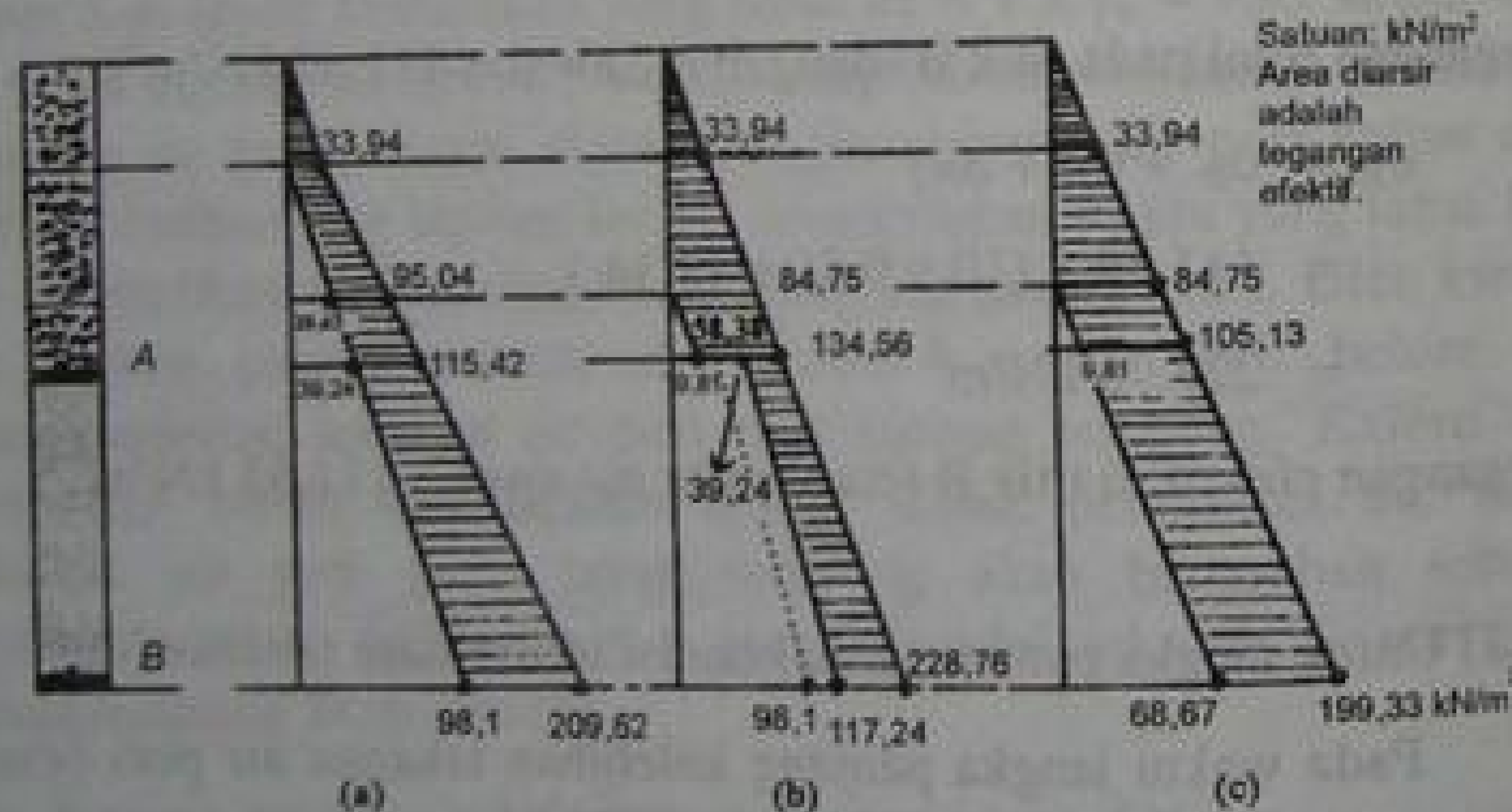
$$= (5 \times 16,95 + 1 \times 20,38) + (6 \times 15,70)$$

$$= 199,33 \text{ kN/m}^2$$

$$u_B = 7\gamma_w = 7 \times 9,81 = 68,67 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_B' = \sigma_B - u_B = 199,33 - 68,67 = 130,66 \text{ kN/m}^2$$

(c) Gambar diagram tekanan

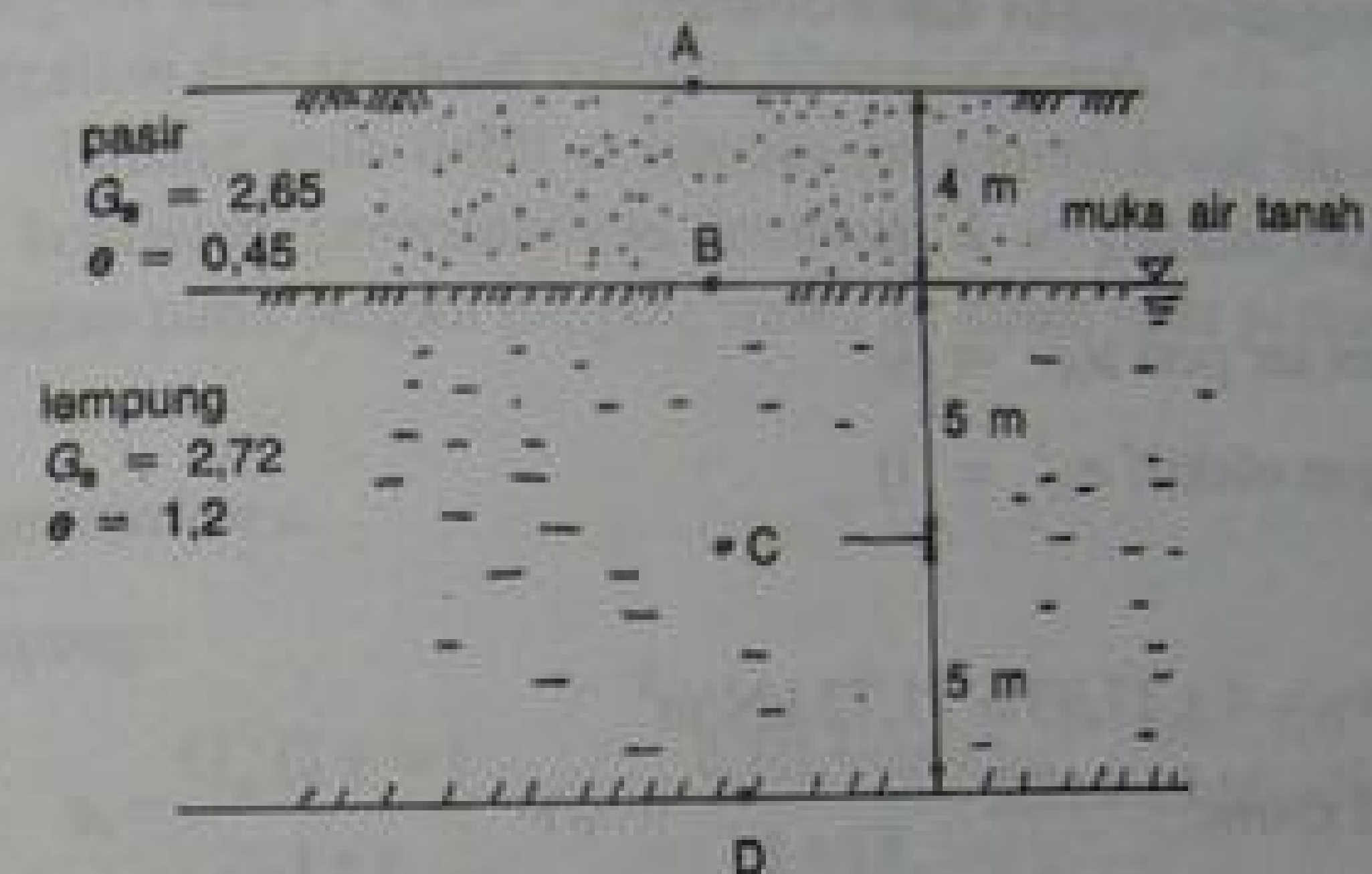


Gambar C4.3 (a) Kondisi awal sebelum muka air turun
(b) Kondisi jangka pendek setelah muka air turun
(c) Kondisi jangka panjang setelah muka air turun.

Contoh soal 4.3:

Profil tanah seperti pada Gambar C4.4. Hitung tegangan total, tekanan air pori dan tegangan efektif pada titik-titik A, B, C, dan D, jika diketahui pasir dengan $G_s = 2,65$, $e = 0,45$, dan lempung $G_s = 2,72$ dan $e = 1,2$.

Penyelesaian:



Gambar C4.4.

Untuk Tanah Pasir

Di atas muka air tanah dianggap dalam kondisi kering, maka

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{2,65 \times 9,81}{1 + 0,45} = 17,93 \text{ kN/m}^3$$

Untuk Tanah Lempung

Kedudukan muka air tanah menunjukkan lempung dalam kondisi jenuh. Tapi perlu diingat bahwa walaupun tanah lempung berada di atas muka air tanah, lempung juga dapat dalam kondisi

jenuh. Hal ini karena pengaruh tekanan kapiler, sehingga air terisap ke atas melebihi ketinggian air tanah. Berat volume jenuh lempung:

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \gamma_w = \frac{2,72 + 1,2}{1 + 1,2} 9,81 = 17,48 \text{ kN/m}^3$$

Berat volume apung:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 17,48 - 9,81 = 7,67 \text{ kN/m}^3$$

Dari sini tegangan-tegangan dapat dihitung.

Titik A:

$$\text{Tegangan total } \sigma_A = 0$$

$$\text{Tekanan air pori } u_A = 0$$

$$\text{Tegangan efektif } \sigma_A' = 0$$

Titik B:

$$\sigma_B = 4\gamma_d = 4 \times 17,93 = 71,72 \text{ kN/m}^2$$

$$u_B = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_B' = \sigma_B - u_B = 71,72 - 0 = 71,72 \text{ kN/m}^2$$

Titik C:

$$\sigma_C = 5\gamma_{sat} + 4\gamma_d = (5 \times 17,48) + (4 \times 17,93) = 159,12 \text{ kN/m}^2$$

$$u_C = 5\gamma_w = 5 \times 9,81 = 49,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_C' = \sigma_C - u_C = 159,12 - 49,05 = 110,07 \text{ kN/m}^2$$

Titik D:

$$\sigma_D = 10\gamma_{sat} + 4\gamma_d = (10 \times 17,48) + (4 \times 17,93) = 246,52 \text{ kN/m}^2$$

$$u_D = 10\gamma_w = 10 \times 9,81 = 98,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_D' = \sigma_D - u_D = 246,52 - 98,1 = 148,42 \text{ kN/m}^2$$

Contoh soal 4.4:

Lapisan lempung berlanau dengan tebal 8 m, terletak di atas lapisan kerikil yang menderita tekanan artesis. Sebuah pipa ditancapkan dalam lapisan kerikil, air naik ke atas sampai mencapai 2 m di atas permukaan lapisan lempung yang mempunyai berat jenis 2,7, kadar air 40 %, dan angka pori $e = 1,1$. Sebuah fondasi dengan kedalaman 2 m direncanakan akan dibangun pada lapisan lempung. Tekanan pada dasar fondasi adalah merata sebesar 150 kN/m². Hitunglah faktor aman terhadap bahaya mengapung pada saat akhir penggalian dan sesudah fondasi dibangun penuh.

Hitung pula debit rembesan (m³/tahun) lewat lapisan lempung jika koefisien permeabilitas lempung $k = 3 \times 10^{-6}$ m/detik, bila dianggap pada jangka panjang muka air tanah pada permukaan tanah.

Penyelesaian :

Lempung:

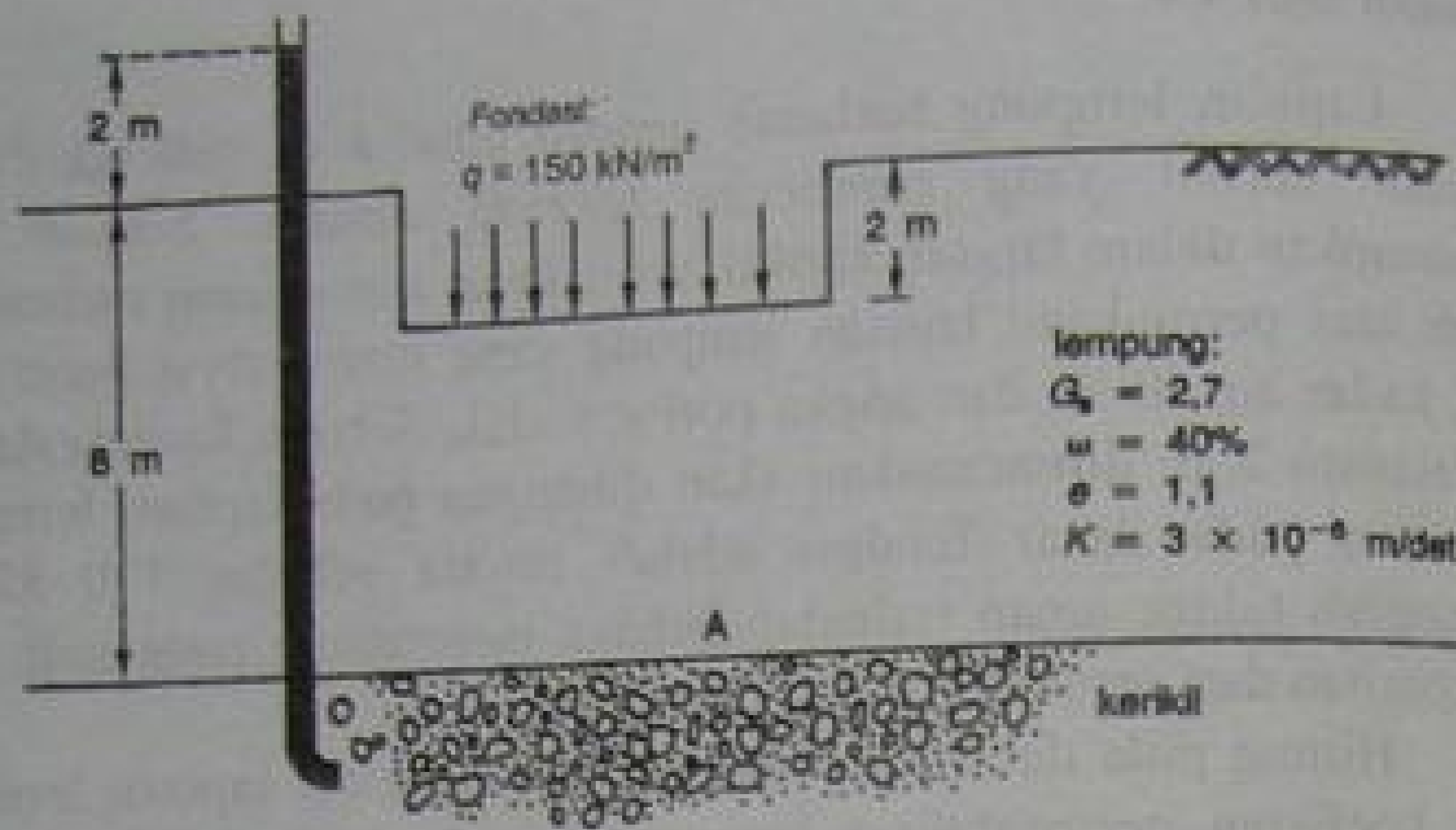
$$\gamma_b = \frac{G_s (1 + w)}{1 + e} \gamma_w = \frac{2,7(1 + 0,4)}{1 + 1,1} 9,81 = 17,66 \text{ kN/m}^3$$

Berat lapisan lempung yang tidak ter gali untuk fondasi per satuan luas:

$$6 \times \gamma_b \times 1 = 6 \times 17,66 \times 1 = 105,96 \text{ kN}$$

Keadaan saat akhir penggalian (tanpa beban fondasi), di titik A, gaya tekanan ke atas oleh tekanan artesis per satuan luas = $10 \times \gamma_w \times 1 = 98,1 \text{ kN}$.

$$\text{Faktor aman} = \frac{\text{Gaya ke bawah}}{\text{Gaya ke atas}} = \frac{105,96}{98,1} = 1,08$$



Gambar C4.5.

Ditinjau kondisi setelah beban fondasi bekerja penuh sebesar 150 kN/m²

$$\text{Berat fondasi persatuan luas} = 150 \times 1 = 150,0 \text{ kN}$$

$$\text{Berat sisa lapisan lempung per satuan luas} = 105,96 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya ke bawah} = 255,96 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor aman terhadap bahaya mengapung} = \frac{255,96}{98,1} = 2,61$$

Untuk menghitung debit rembesan lewat lapisan lempung, telah diketahui letak muka air tanah di permukaan tanah lempung.

$$\text{Tinggi tekanan air di lapisan lempung} = 8 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi tekanan air di lapisan kerikil} = 10 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi energi energi yang hilang} = 10 - 8 = 2 \text{ m}$$

$$\text{Debit rembesan } q = kiA \text{ dengan } i = \Delta h/L = 2/8$$

$$\text{Debit per satuan luas (luas} = A = 1 \text{ m}^2\text{):}$$

$$q = 3 \times 10^{-6} \times 2/8 \times 1 \times 3600 \times 24 \times 365 = 23,7 \text{ m}^3/\text{tahun per m}^2 \text{ luas.}$$

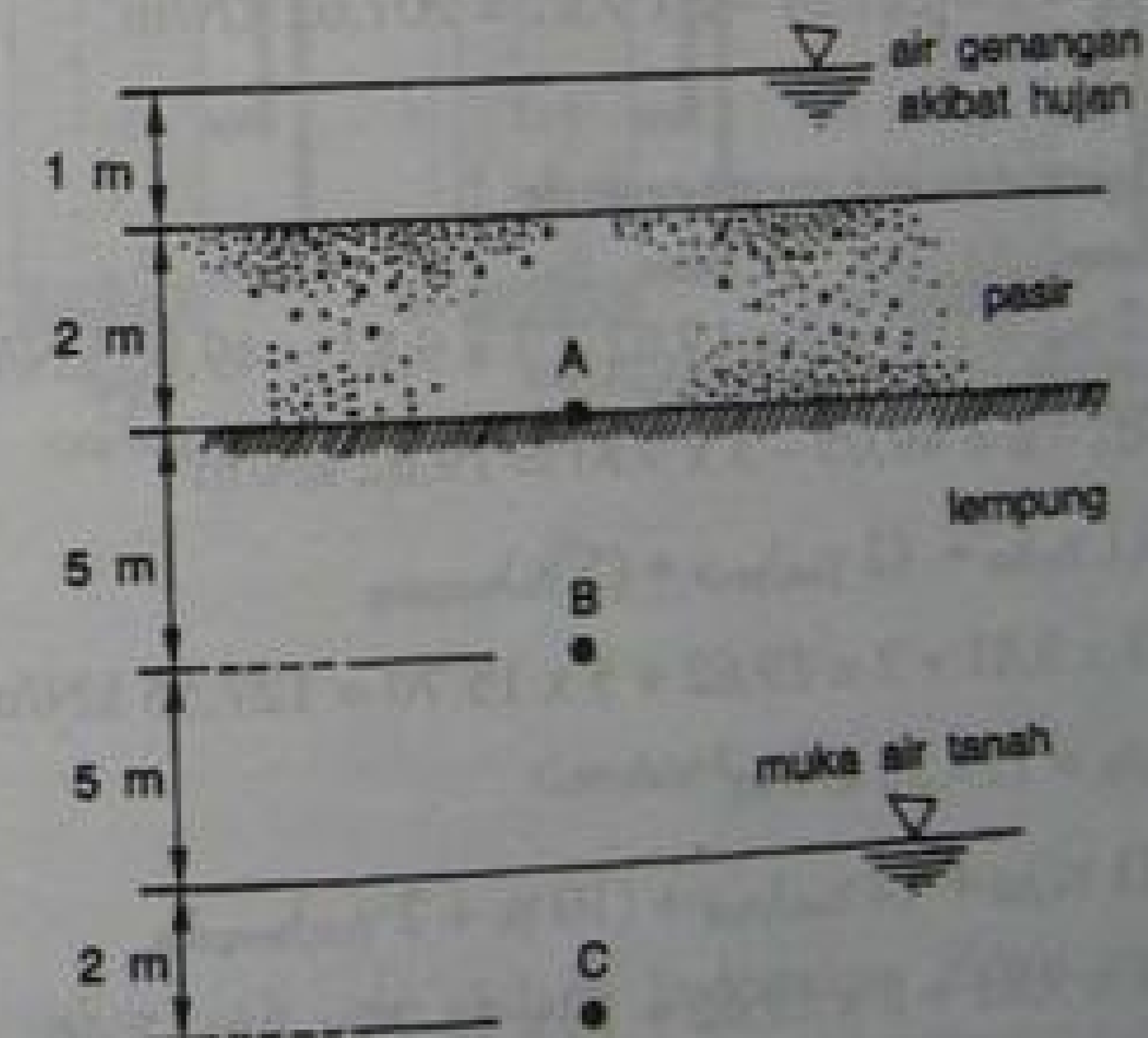
Contoh soal 4.5:

Profil tanah seperti yang terlihat pada Gambar C4.6. Tanah pasir dengan berat volume kering $\gamma_d = 17,66 \text{ kN/m}^3$ dan berat volume jenuh $\gamma_{sat} = 19,62 \text{ kN/m}^3$. Tanah lempung dengan berat volume basah, $\gamma_w = 15,70 \text{ kN/m}^3$ dan $\gamma_{sat} = 17,46 \text{ kN/m}^3$. Akibat hujan, air menggenang setinggi 1 m di atas permukaan tanah pasir. Hitung tegangan total dan tegangan afektif pada titik A, B, dan C, sebelum dan sesudah hujan.

Penyelesaian :

Air genangan akan menyebabkan tanah pasir berkurang berat volumenya, yaitu menjadi berat volume terendamnya. Besarnya berat volume efektif :

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) = 19,62 - 9,81 = 9,81 \text{ kN/m}^3$$



Gambar C4.6.

Untuk tanah lempung, karena permeabilitasnya yang kecil, dalam waktu yang pendek diperkirakan air hujan hanya meresap pada bagian kecil dari lapisan atasnya. Jadi, dalam hal ini berat volumenya dapat dianggap tetap. Hitungan tegangan total dan tegangan efektif adalah sebagai berikut :

(a) *Sebelum hujan.*

$$\text{Di A : } \sigma_A = \sigma_A' = 2 \times \gamma_d = 2 \times 17,66 = 35,32 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Di B : } \sigma_B = \sigma_B' &= (2 \times \gamma_d)_{\text{pasir}} + (5 \times \gamma_b)_{\text{lempung}} \\ &= 2 \times 17,66 + 5 \times 15,70 = 113,82 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

(Tanah lempung di atas muka air tanah dianggap tak jenuh air)

$$\begin{aligned} \text{Di C : } \sigma_C &= (2 \times \gamma_d)_{\text{pasir}} + (10 \gamma_b + 2 \gamma_{\text{sat}})_{\text{lempung}} \\ &= 2 \times 17,66 + 10 \times 15,70 + 2 \times 17,46 = 227,24 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_C' &= \sigma_C - u = 227,24 - 2 \times 9,81 = 207,62 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

(b) *Sesudah hujan dan air menggenang*

$$\begin{aligned} \text{Di A : } \sigma_A &= 2 \gamma_{\text{sat}} + 1 \gamma_w = 2 \times 19,62 + 1 \times 9,81 = 49,05 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_A' &= \sigma_A - u = 49,05 - 3 \times 9,81 = 19,62 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Di B : } \sigma_B &= (1 \gamma_w)_{\text{air}} + (2 \gamma_{\text{sat}})_{\text{pasir}} + (5 \gamma_b)_{\text{lempung}} \\ &= 1 \times 9,81 + 2 \times 19,62 + 5 \times 15,70 = 127,55 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_B' &= \sigma_B = 127,55 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

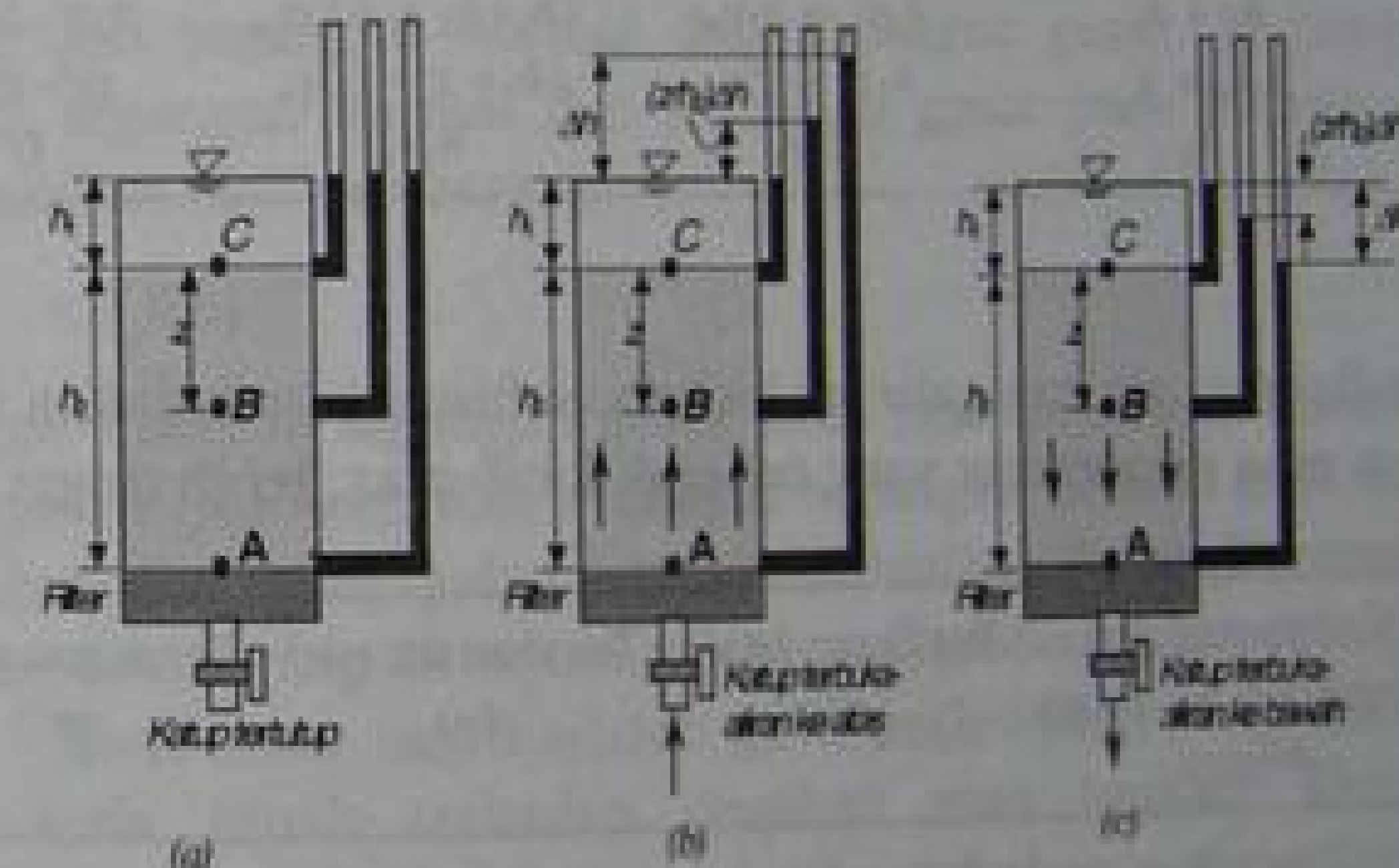
$$\begin{aligned} \text{Di C : } \sigma_C &= (1 \gamma_w)_{\text{air}} + (2 \gamma_{\text{sat}})_{\text{pasir}} + (10 \gamma_b + 2 \gamma_{\text{sat}})_{\text{lempung}} \\ &= 1 \times 9,81 + 2 \times 19,62 + 10 \times 15,70 + 2 \times 17,46 \\ &= 240,97 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_C' &= \sigma_C - u_C = 240,97 - 2 \times 9,81 = 221,35 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Contoh soal 4.6:

Diketahui tanah dalam kondisi terendam air seperti ditunjukkan dalam **Gambar C4.7**. Kondisi permukaan air ditunjukkan dalam gambar tersebut. Kedudukan permukaan air di dalam bejana dianggap konstan. Tentukan tegangan total, tekanan air pori dan tegangan efektif pada titik-titik A, B dan C.

Penyelesaian:

Hitungan dilakukan dalam bentuk tabel dan diagram tekanan dapat dilihat pada **Gambar C4.7**.



Gambar C4.7.

Kondisi (a), air dalam kedudukan tidak mengalir karena kedudukan muka air di dalam pipa-pipa piezometer sama.

Titik	Kedalaman dari permukaan air dalam bejana	Tegangan total (σ)	Tekanan air pori (u)	Tegangan efektif (σ')
A	$h_1 + h_2$	$h_1\gamma_w + h_2\gamma_{sat}$	$(h_1 + h_2)\gamma_w$	$h_2\gamma'$
B	$h_1 + z$	$h_1\gamma_w + z\gamma_{sat}$	$(h_1 + z)\gamma_w$	$z\gamma'$
C	h_1	$h_1\gamma_w$	$h_1\gamma_w$	0

Kondisi (b), air mengalir ke atas, karena kedudukan muka air di dalam pipa piezometer yang terletak lebih bawah, lebih tinggi.

Titik	Kedalaman dari permukaan air dalam bejana	Tegangan total (σ)	Tekanan air pori (u)	Tegangan efektif (σ')
A	$h_1 + h_2$	$h_1\gamma_w + h_2\gamma_{sat}$	$(h_1 + h_2 + \Delta h)\gamma_w$	$h_2\gamma' - \Delta h\gamma_w$
B	$h_1 + z$	$h_1\gamma_w + z\gamma_{sat}$	$(h_1 + z + iz)\gamma_w$	$z\gamma' - iz\gamma_w$
C	h_1	$h_1\gamma_w$	$h_1\gamma_w$	0

Kondisi (c), air mengalir ke bawah, sehingga kedudukan muka air di dalam pipa piezometer yang terletak lebih atas, lebih tinggi.

Titik	Kedalaman dari permukaan air dalam bejana	Tegangan total (σ)	Tekanan air pori (u)	Tegangan efektif (σ')
A	$h_1 + h_2$	$h_1\gamma_w + h_2\gamma_{sat}$	$(h_1 + h_2 - \Delta h)\gamma_w$	$h_2\gamma' + \Delta h\gamma_w$
B	$h_1 + z$	$h_1\gamma_w + z\gamma_{sat}$	$(h_1 + z - iz)\gamma_w$	$z\gamma' + iz\gamma_w$
C	h_1	$h_1\gamma_w$	$h_1\gamma_w$	0

BAB V

KUAT GESER TANAH

5.1 UMUM

Parameter kuat geser tanah diperlukan untuk analisis-analisis kapasitas dukung tanah, stabilitas lereng, dan gaya dorong pada dinding penahan tanah. Menurut teori Mohr (1910) kondisi keruntuhan suatu bahan terjadi oleh akibat adanya kombinasi keadaan kritis dari tegangan normal dan tegangan geser. Hubungan fungsi antara tegangan normal dan tegangan geser pada bidang runtuhnya, dinyatakan oleh persamaan:

$$\tau = f(\sigma) \quad (5.1)$$

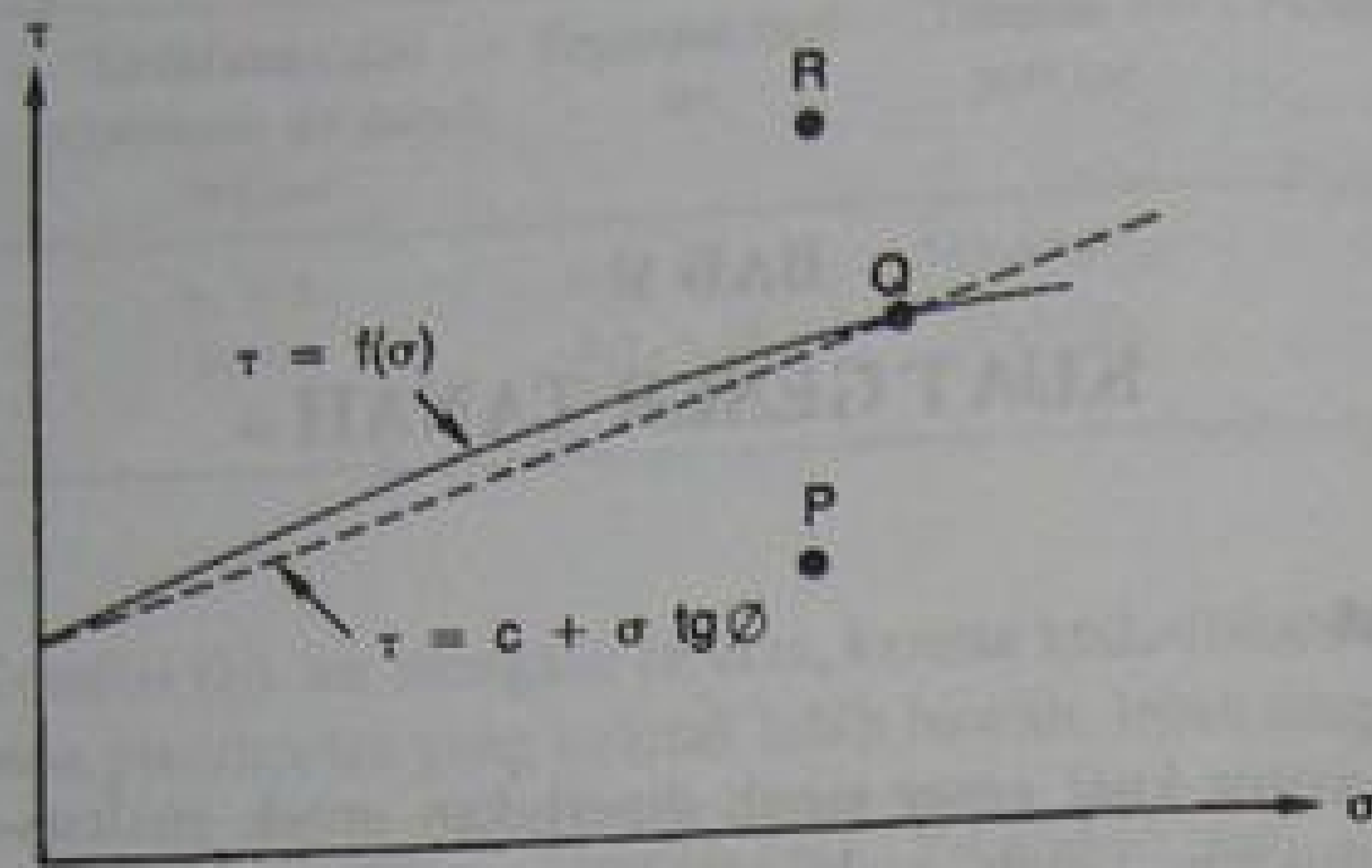
dengan τ adalah tegangan geser pada saat terjadinya keruntuhan atau kegagalan (*failure*), dan σ adalah tegangan normal pada saat kondisi tersebut. Garis kegagalan yang didefinisikan dalam Persamaan (5.1), adalah kurva yang ditunjukkan dalam Gambar 5.1.

Kuat geser tanah adalah gaya perlawanan yang dilakukan oleh butir-butir tanah terhadap desakan atau tarikan. Dengan dasar pengertian ini, bila tanah mengalami pembebanan akan ditahan oleh:

- (1) Kohesi tanah yang bergantung pada jenis tanah dan kepadatannya, tetapi tidak tergantung dari tegangan normal yang bekerja pada bidang geser.
- (2) Gesekan antara butir-butir tanah yang besarnya berbanding lurus dengan tegangan normal pada bidang gesernya.

Coulomb (1776) mendefinisikan $f(\sigma)$ sebagai:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (5.2)$$



Gambar 5.1 Kriteria kegagalan Mohr dan Coulomb.

dengan:

- τ = kuat geser tanah (kN/m^2)
- c = kohesi tanah (kN/m^2)
- φ = sudut gesek dalam tanah atau sudut gesek intern (derajat)
- σ = tegangan normal pada bidang runtuh (kN/m^2)

Persamaan (5.2) ini disebut kriteria keruntuhan atau kegagalan Mohr-Coulomb, di mana garis selubung kegagalan dari persamaan tersebut dilukiskan dalam Gambar 5.1.

Pengertian mengenai keruntuhan suatu bahan dapat diterangkan sebagai berikut (Gambar 5.1): Jika tegangan-tegangan baru mencapai titik P, keruntuhan tanah akibat geser tidak akan terjadi. Keruntuhan geser akan terjadi jika tegangan-tegangan mencapai titik Q yang terletak pada garis selubung kegagalan (*failure envelope*). Kedudukan tegangan yang ditunjukkan oleh titik R tidak akan pernah terjadi, karena sebelum tegangan yang terjadi mencapai titik R, bahan sudah mengalami keruntuhan. Tegangan-tegangan efektif yang terjadi di dalam tanah sangat dipengaruhi oleh tekanan air pori. Terzaghi (1925) mengubah persamaan Coulomb dalam bentuk tegangan efektif sebagai berikut:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' \quad (5.3)$$

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$

dengan:

- c' = kohesi tanah efektif (kN/m^2)
- σ' = tegangan normal efektif (kN/m^2)
- u = tekanan air pori (kN/m^2)
- φ' = sudut gesek dalam tanah efektif (derajat)

Persamaan (5.2) menghasilkan data yang relatif tidak tepat, nilai-nilai c dan φ yang diperoleh sangat tergantung dari jenis pengujian yang dilakukan. Persamaan (5.3) menghasilkan data untuk nilai-nilai c' dan φ' yang relatif lebih tepat.

Kuat geser tanah juga bisa dinyatakan dalam bentuk tegangan-tegangan efektif σ_1' dan σ_3' pada saat keruntuhan terjadi. σ_1' adalah tegangan utama mayor efektif dan σ_3' adalah tegangan utama minor efektif. Lingkaran Mohr dalam bentuk lingkaran tegangan, dengan koordinat-koordinat τ dan σ' , dilihat dalam Gambar 5.2. Persamaan tegangan geser, dinyatakan oleh:

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_1' - \sigma_3') \sin 2\theta \quad (5.4)$$

$$\sigma = \frac{1}{2} (\sigma_1' + \sigma_3') + \frac{1}{2} (\sigma_1' - \sigma_3') \cos 2\theta \quad (5.5)$$

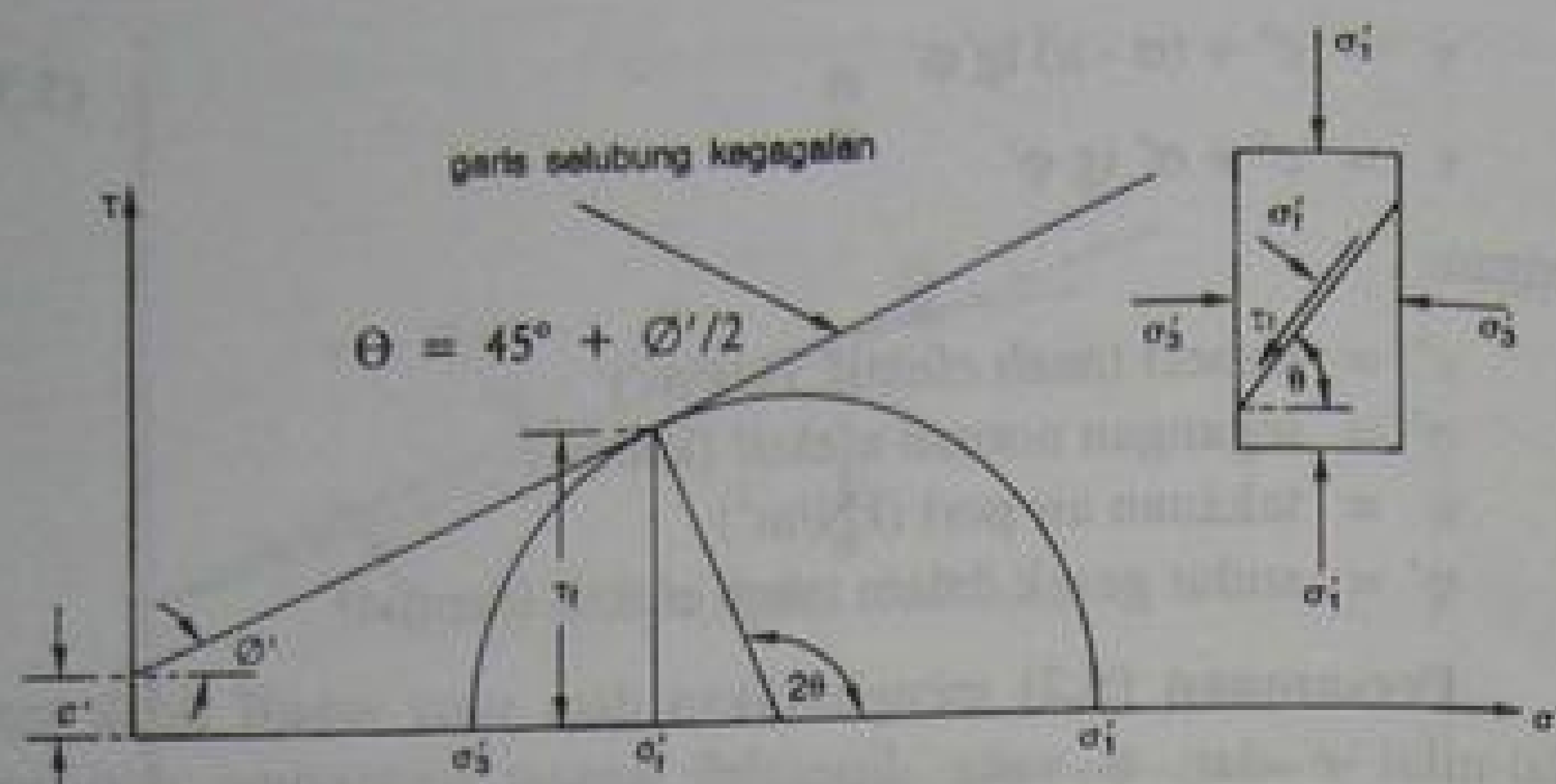
dengan θ adalah sudut teoretis antara bidang horizontal dengan bidang runtuh, yang besarnya:

$$\theta = 45^\circ + \varphi'/2 \quad (5.6)$$

Dari Gambar 5.2 hubungan antara tegangan utama efektif saat keruntuhan dan parameter kuat geser juga dapat diperoleh. Besarnya nilai parameter kuat geser, dapat ditentukan dari persamaan-persamaan:

$$\sin \varphi' = \frac{\frac{1}{2} (\sigma_1' - \sigma_3')}{c \operatorname{ctg} \varphi' + \frac{1}{2} (\sigma_1' + \sigma_3')} \quad (5.7)$$

$$(\sigma_1' - \sigma_3') = 2c \cos \varphi' + (\sigma_1' + \sigma_3') \sin \varphi' \quad (5.8)$$



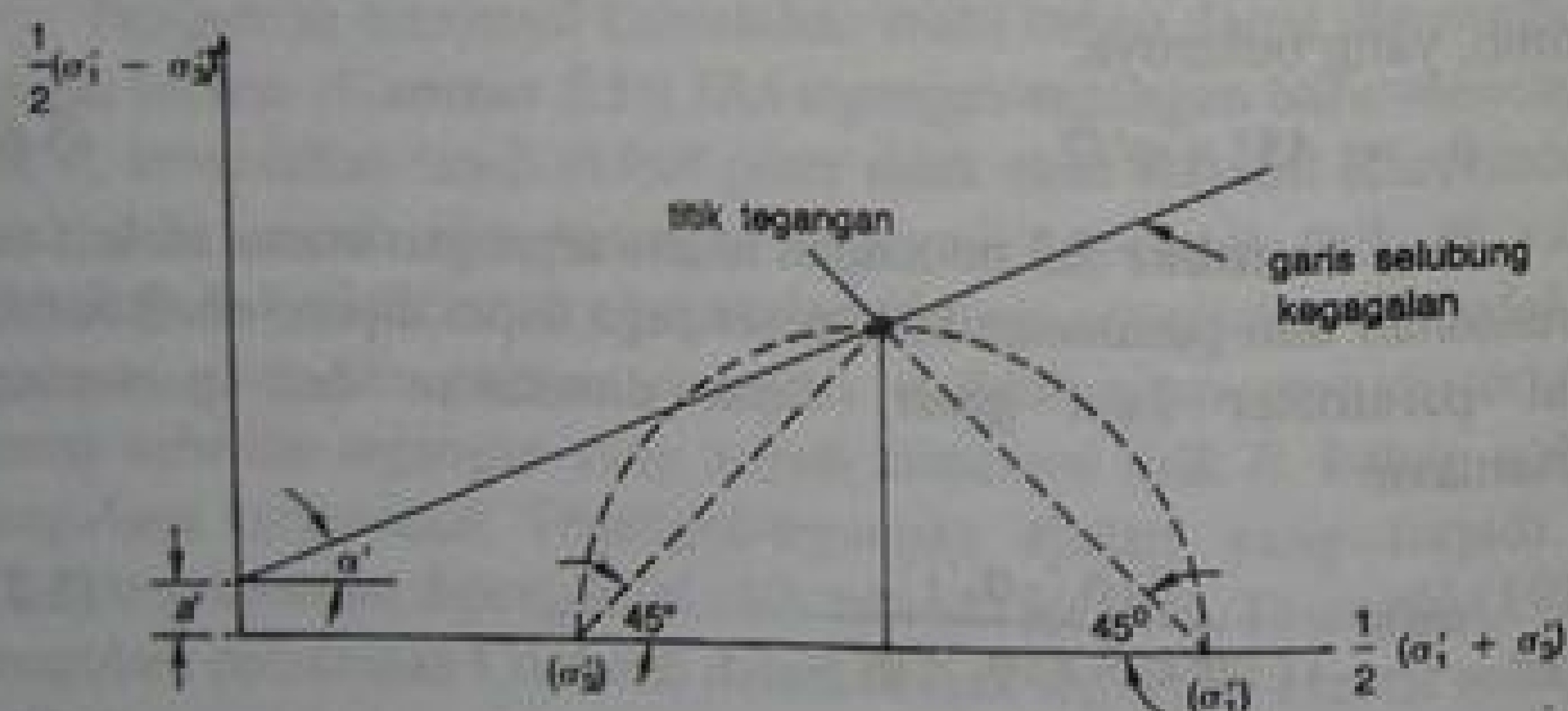
Gambar 5.2 Lingkaran Mohr.

Persamaan (5.8) digunakan untuk kriteria keruntuhan atau kegagalan menurut Mohr-Coulomb.

Bila kedudukan tegangan-tegangan digambarkan dalam koordinat-koordinat $p - q$, dengan

$$p = \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') \text{ dan } q = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')$$

sembarang kedudukan tegangan dapat ditunjukkan oleh sebuah titik tegangan sebagai ganti dari lingkaran Mohr (lihat Gambar 5.3).



Gambar 5.3 Kondisi tegangan yang mewakili.

Pada Gambar 5.3, garis selubung kegagalan ditunjukkan oleh persamaan:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') = a' + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') \tan \alpha' \quad (5.9)$$

dengan a' dan α' adalah parameter modifikasi dari kuat gesernya. Parameter c' dan ϕ' diperoleh dari persamaan:

$$\phi' = \arcsin(\tan \alpha') \quad (5.10)$$

$$c' = \frac{a'}{\cos \phi'} \quad (5.11)$$

Garis-garis yang menghubungkan titik-titik tegangan membuat sudut 45° dengan garis horizontal (Gambar 5.3), dan memotong sumbu horizontal pada titik yang mewakili tegangan-tegangan utama σ_1' dan σ_3' . Perlu diingat bahwa $\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$.

Untuk mempelajari kuat geser tanah, istilah-istilah berikut ini sering dipakai, yaitu:

Kelebihan tekanan pori (*excess pore pressure*), adalah kelebihan tekanan air pori akibat dari tambahan tekanan yang mendadak.

Tekanan overburden adalah tekanan pada suatu titik di dalam tanah akibat dari berat material tanah dan air yang ada di atas titik tersebut.

Tekanan overburden efektif adalah tekanan akibat beban tanah dan air di atasnya, dikurangi tekanan air (pori).

Tanah *normally consolidated* (terkonsolidasi normal) adalah tanah di mana tegangan efektif yang membebani pada waktu sekarang, adalah nilai tegangan maksimum yang pernah dialaminya.

Tanah *overconsolidated* (terkonsolidasi berlebihan) adalah tanah di mana tegangan efektif yang pernah membebani pada waktu lampau, lebih besar daripada tegangan efektif yang bekerja pada waktu sekarang.

Tekanan prakonsolidasi (*preconsolidation pressure*) adalah nilai tekanan maksimum yang pernah dialami oleh tanah tersebut.

Nilai banding *overconsolidation* (*overconsolidation ratio* = *OCR*) adalah nilai banding antara tekanan prakonsolidasi dengan tekanan *overburden* efektif yang ada sekarang. Jadi, bila *OCR* = 1, tanah dalam kondisi *normally consolidated*, dan bila *OCR* > 1, tanah dalam kondisi *overconsolidated*.

Istilah-istilah yang berhubungan dengan konsolidasi tanah akan diuraikan dalam bab konsolidasi (buku Mekanika Tanah II).

5.2 UJI KUAT GESER TANAH

Parameter kuat geser tanah ditentukan dari uji-uji laboratorium pada benda uji yang diambil dari lapangan yaitu dari hasil pengeboran tanah yang dianggap mewakili. Tanah yang diambil dari lapangan harus diusahakan tidak berubah kondisinya, terutama pada contoh asli (*undisturbed*), di mana masalahnya adalah harus menjaga kadar air dan susunan tanah di lapangannya supaya tidak berubah. Pengaruh kerusakan contoh benda uji akan berakibat fatal terutama pada pengujian tanah lempung. Umumnya, contoh benda uji diperoleh baik dengan kondisi terganggu atau tidak asli (*disturbed-sample*) maupun di dalam tabung contoh (*undisturbed-sample*). Pada pengambilan tanah benda uji dengan tabung, biasanya kerusakan contoh tanah relatif lebih kecil.

Kuat geser tanah dari benda uji yang diperiksa di laboratorium, biasanya dilakukan dengan besar beban yang ditentukan lebih dulu dan dikerjakan dengan menggunakan tipe peralatan yang khusus. Beberapa faktor yang mempengaruhi besarnya kuat geser tanah yang diuji di laboratorium, adalah:

- (1) Kandungan mineral dari butiran tanah.
- (2) Bentuk partikel.
- (3) Angka pori dan kadar air.
- (4) Sejarah tegangan yang pernah dialami.

- (5) Tegangan yang ada di lokasi (di dalam tanah).
- (6) Perubahan tegangan selama pengambilan contoh dari dalam tanah.
- (7) Tegangan yang dibebankan sebelum pengujian.
- (8) Cara pengujian.
- (9) Kecepatan pembebanan.
- (10) Kondisi drainase yang dipilih, drainase terbuka (*drained*) atau drainase tertutup (*undrained*).
- (11) Tekanan air pori yang ditimbulkan.
- (12) Kriteria yang diambil untuk penentuan kuat geser.

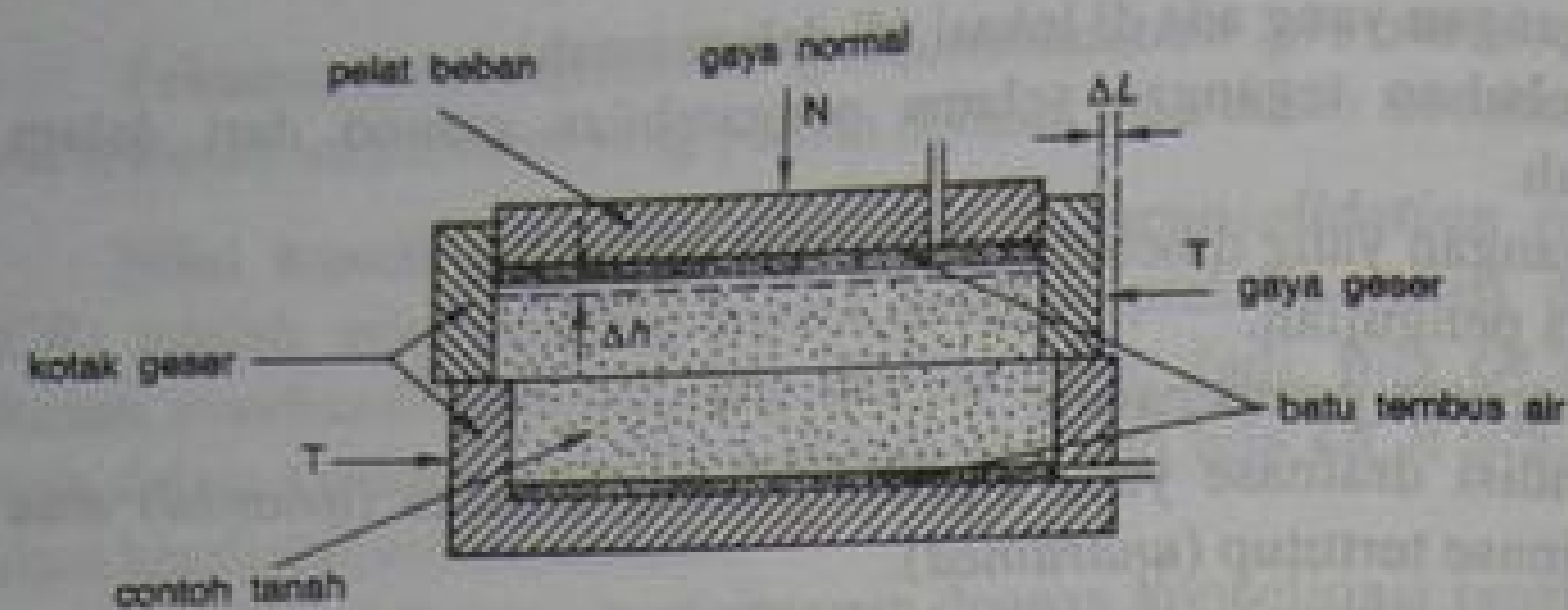
Butir (1) sampai (5) ada hubungannya dengan kondisi aslinya yang tak dapat dikontrol, tetapi dapat dinilai dari hasil pengamatan lapangan, pengukuran, dan kondisi geologi. Butir (6) tergantung dari kualitas benda uji dan penanganan benda uji dalam persiapan pengujian. Sedangkan butir (7) sampai (12) tergantung dari cara pengujian yang dipilih.

Ada beberapa cara untuk menentukan kuat geser tanah, antara lain:

- (1) Uji geser langsung (*direct shear test*).
- (2) Uji triaksial (*triaxial test*).
- (3) Uji tekan bebas (*unconfined compression test*).
- (4) Uji geser kipas (*vane shear test*).

5.2.1 Uji Geser Langsung (Direct Shear Test)

Diagram skematis dari alat uji geser langsung diperlihatkan pada **Gambar 5.4**. Peralatan pengujian meliputi kotak geser dari besi, yang berfungsi sebagai tempat benda uji. Kotak geser tempat benda uji dapat berbentuk bujursangkar maupun lingkaran, dengan luas kira-kira 19,35 cm² sampai 25,8 cm² dengan tinggi 2,54 cm (1"). Kotak terpisah menjadi 2 bagian yang sama. Tegangan normal pada benda uji diberikan dari atas kotak geser. Gaya geser diterapkan pada setengah bagian atau dari kotak geser, untuk memberikan geseran pada tengah-tengah benda uji.



Gambar 5.4 Alat uji geser langsung.

Pada benda uji yang kering, kedua batu tembus air (*porous*) tidak diperlukan. Selama pengujian, perpindahan (ΔL) akibat gaya geser dari setengah bagian atau kotak geser dan perubahan tebal (Δh) benda uji dicatat.

Alat uji geser langsung dapat berbentuk bujur sangkar. Kotak pengujian dapat bervariasi dari yang luasnya $100 \times 100 \text{ mm}^2$ sampai $300 \times 300 \text{ mm}^2$. Kotak geser dengan ukuran yang besar digunakan untuk uji tanah dengan butiran yang berdiameter lebih besar.

Terdapat beberapa batasan atau kekurangan dalam uji geser langsung, antara lain:

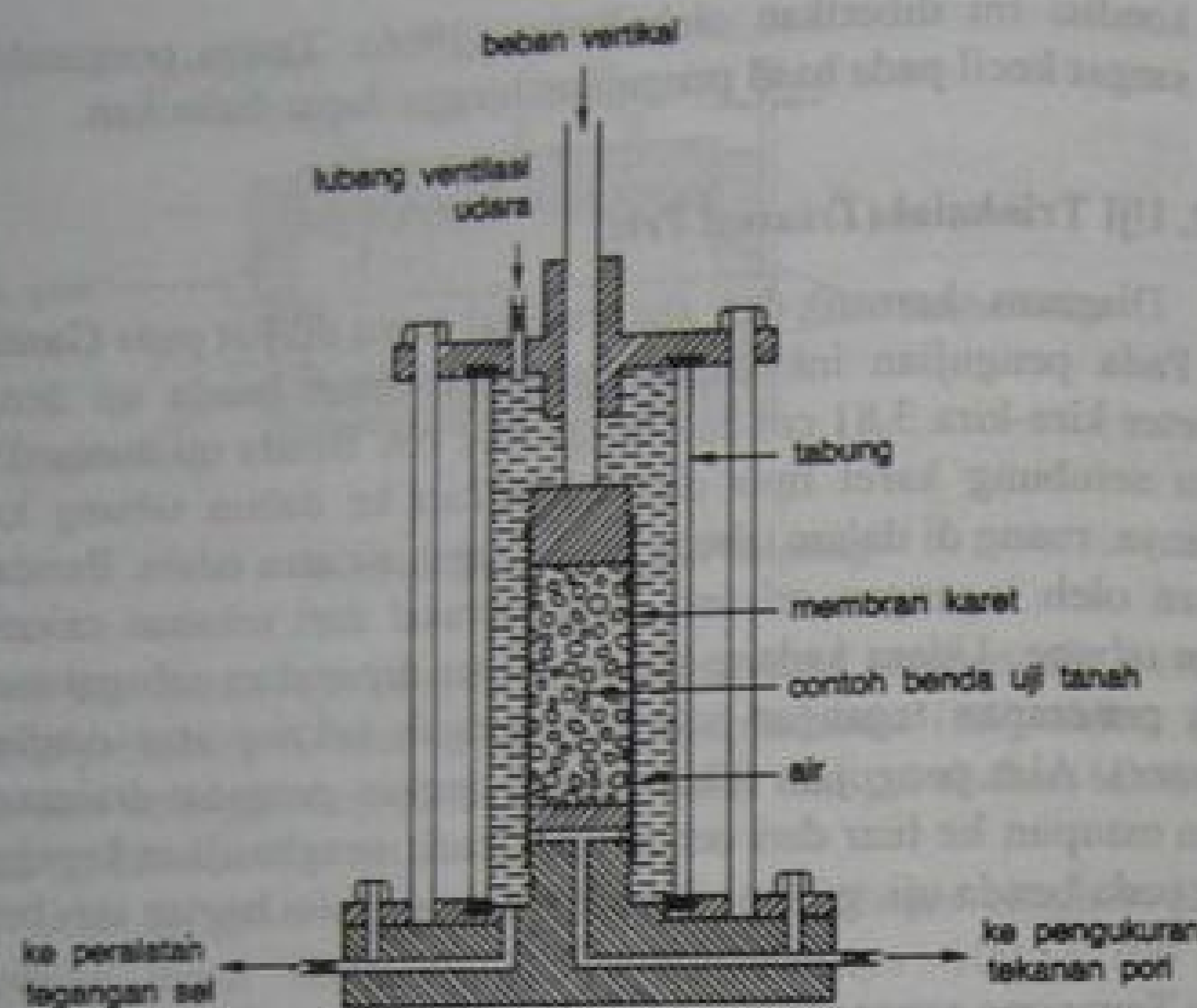
- (1) Tanah benda uji dipaksa untuk mengalami keruntuhan (*failure*) pada bidang yang telah ditentukan sebelumnya.
- (2) Distribusi tegangan pada bidang kegagalan tidak *uniform*.
- (3) Tekanan air pori tidak dapat diukur.
- (4) Deformasi yang diterapkan pada benda uji hanya terbatas pada gerakan maksimum sebesar alat geser langsung dapat digerakkan.
- (5) Pola tegangan pada kenyataannya adalah sangat kompleks dan arah dari bidang-bidang tegangan utama berotasi ketika regangan geser ditambah.
- (6) Drainase tidak dapat dikontrol, kecuali hanya dapat ditentukan kecepatan penggeserannya.
- (7) Luas bidang kontak antara tanah di kedua setengah bagian kotak geser berkurang ketika pengujian berlangsung. Koreksi mengenai

kondisi ini diberikan oleh Petley (1966). Tetapi pengaruhnya sangat kecil pada hasil pengujian, hingga dapat diabaikan.

5.2.2. Uji Triaksial (*Triaxial Test*)

Diagram skematik dari alat triaksial dapat dilihat pada Gambar 5.5. Pada pengujian ini, dapat digunakan tanah benda uji dengan diameter kira-kira 3,81 cm dan tinggi 7,62 cm. Benda uji dimasukkan dalam selubung karet tipis dan diletakkan ke dalam tabung kaca. Biasanya, ruang di dalam tabung diisi dengan air atau udara. Benda uji ditekan oleh tegangan sel (σ_3), yang berasal dari tekanan cairan di dalam tabung. Udara kadang-kadang dapat digunakan sebagai media untuk penerapan tegangan selnya (tegangan kekang atau *confining pressure*). Alat pengujian dihubungkan dengan pengatur drainase ke dalam maupun ke luar dari benda uji. Untuk menghasilkan kegagalan geser pada benda uji, gaya aksial dikerjakan melalui bagian atas benda uji.

Tegangan-tegangan yang bekerja pada benda uji dinotasikan σ_1 , σ_2 dan σ_3 . Tegangan σ_1 disebut *tegangan utama mayor* (*major principal stress*), tegangan σ_3 disebut *tegangan utama minor* (*minor principal stress*). Tegangan utama tengah (*intermediate principal stress*) $\sigma_2 = \sigma_3$, merupakan tegangan kekang atau tegangan sel (*confining stress*). Karena tinjauannya hanya dua dimensi, tegangan σ_2 sering tidak diperhitungkan. Tegangan yang terjadi dari selisih σ_1 dan σ_3 atau $(\sigma_1 - \sigma_3)$ disebut *tegangan deviator* (*deviator stress*) atau beda tegangan (*stress difference*). Regangan aksial diukur selama penerapan tegangan deviator. Perlu diperhatikan bahwa penambahan regangan akan menambah tampang melintang benda uji. Karena itu, koreksi penampang benda uji dalam menghitung tegangan deviator harus dilakukan. Jika penampang benda uji awal A_0 , maka luas penampang benda uji (A) pada regangan tertentu selama pengujian adalah:



Gambar 5.5 Alat uji triaksial.

$$A = A_0 \frac{1 - \frac{\Delta V}{V_0}}{1 - \frac{\Delta L}{L_0}} \quad (5.12)$$

dengan V_0 adalah volume awal, ΔV adalah perubahan volume, L_0 adalah panjang benda uji awal, dan ΔL adalah perubahan panjangnya. Untuk menentukan besarnya kuat geser tanah, tanah dengan kondisi kering maupun jenuh dapat digunakan. Jika katup drainase dibiarkan terbuka selama penerapan tegangan sel maupun tegangan deviatornya, volume air yang mengalir ke luar dari benda uji yang jenuh selama pengujian, akan memberikan nilai perubahan volume benda uji. Pada pengujian katup drainase terbuka atau pengujian *drained* (terdrainase)

ini, tegangan total akan sama dengan tegangan efektif. Jadi, tegangan utama mayor efektif $\sigma_1' = \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$, sedang tegangan utama minor efektif $\sigma_3' = \sigma_3$ dan selanjutnya tegangan utama tengah $\sigma_2' = \sigma_3'$. Pada saat keruntuhan terjadi, tegangan utama mayor efektif sama dengan $\sigma_1 + \Delta\sigma$, dengan $\Delta\sigma$ adalah tegangan deviator pada saat keruntuhan terjadi, sedang tegangan utama minor efektif adalah σ_3' (indeks f menunjukkan tegangan pada saat terjadi keruntuhan dan f singkatan dari *failure*)

Uji triaksial dapat dilaksanakan dengan tiga cara:

- (1) Uji triaksial *Unconsolidated-Undrained* (tak terkonsolidasi-tak terdrainase) (UU).
- (2) Uji triaksial *Consolidated-Undrained* (terkonsolidasi-tak terdrainase) (CU).
- (3) Uji triaksial *consolidated-drained* (terkonsolidasi-terdrainase) (CD).

Penjelasan dari masing-masing tipe pengujian adalah sebagai berikut:

Pada uji triaksial *Unconsolidated-Undrained* atau *Quick-test* (pengujian cepat), benda uji yang umumnya berupa lempung mula-mula dibebani dengan penerapan tegangan sel (tegangan kekang), kemudian dibebani dengan beban normal, melalui penerapan tegangan deviator ($\Delta\sigma$) sampai mencapai keruntuhan. Pada penerapan tegangan deviator selama penggeseran, air tidak diizinkan keluar dari benda uji. Jadi, selama pengujian, katup drainase ditutup. Karena pada pengujian air tidak diizinkan mengalir ke luar, beban normal tidak ditransfer ke butiran tanahnya. Keadaan tanpa drainase ini menyebabkan adanya kelebihan tekanan pori (*excess pore pressure*) dengan tidak ada tahanan geser hasil perlawanan dari butiran tanah.

Pada uji triaksial *Consolidated-Undrained* atau *Consolidated Quick Test* (uji terkonsolidasi cepat), benda uji mula-mula dibebani dengan tegangan sel tertentu dengan mengizinkan air mengalir ke luar dari benda uji sampai konsolidasi selesai. Tahap selanjutnya, tegangan deviator diterapkan dengan katup drainase dalam keadaan tertutup sampai benda uji mengalami keruntuhan. Karena katup drainase

tertutup, volume benda uji tidak berubah selama penggeseran. Pada pengujian dengan cara ini, akan terjadi kelebihan tekanan air pori dalam benda uji. Pengukuran tekanan air pori dapat dilakukan selama pengujian berlangsung.

Pada uji triaksial *Consolidated-Drained*, mula-mula tegangan sel tertentu diterapkan pada benda uji dengan katup drainase terbuka sampai konsolidasi selesai. Setelah itu, dengan katup drainase tetap terbuka, tegangan deviator diterapkan dengan kecepatan yang rendah sampai benda uji runtuh. Kecepatan pembebanan yang rendah dimaksudkan agar dapat menjamin tekanan air pori nol selama proses penggeseran. Pada kondisi ini seluruh tegangan selama proses pengujian ditahan oleh gesekan antar butiran tanah.

Pada uji kuat geser tanah, bila terdapat air di dalam tanah, pengaruh-pengaruh seperti: jenis pengujian, permeabilitas, kadar air, akan sangat menentukan nilai-nilai kohesi (c) dan sudut gesek dalam (ϕ). Nilai-nilai kuat geser yang rendah terjadi pada pengujian dengan cara *Unconsolidated-Undrained*. Pada tanah lempung yang jenuh air nilai sudut gesek dalam (ϕ) dapat mencapai nol, sehingga pada pengujian hanya diperoleh nilai kohesinya.

Parameter-parameter kuat geser yang diukur dengan menggunakan ketiga cara pengujian di atas, hanya relevan untuk kasus-kasus di mana kondisi drainase di lapangan sesuai dengan kondisi drainase di laboratorium. Kuat geser tanah pada kondisi drainase terbuka (*drained*) tidak sama besarnya bila diuji pada kondisi tak drainase (*undrained*). Kondisi tak drainase (*undrained*) dapat digunakan untuk kondisi pembebanan cepat pada tanah permeabilitas rendah, sebelum konsolidasi terjadi. Kondisi terdrainase (*drained*) dapat digunakan untuk tanah dengan permeabilitas rendah hanya sesudah konsolidasi di bawah tambahan tegangan totalnya telah betul-betul selesai. Kuat geser tanah yang berpermeabilitas rendah, secara berangsur-angsur berubah dari kuat geser *undrained* menjadi kuat geser *drained* selama kejadian konsolidasi. Pada tanah yang berpermeabilitas tinggi, kondisi terdrainase (*drained*) hanya relevan bila tiap tambahan tegangan yang diterapkan pada waktu singkat, diikuti oleh menghamburnya seluruh kelebihan tekanan air pori. Sehingga, tambahan tegangan secara cepat

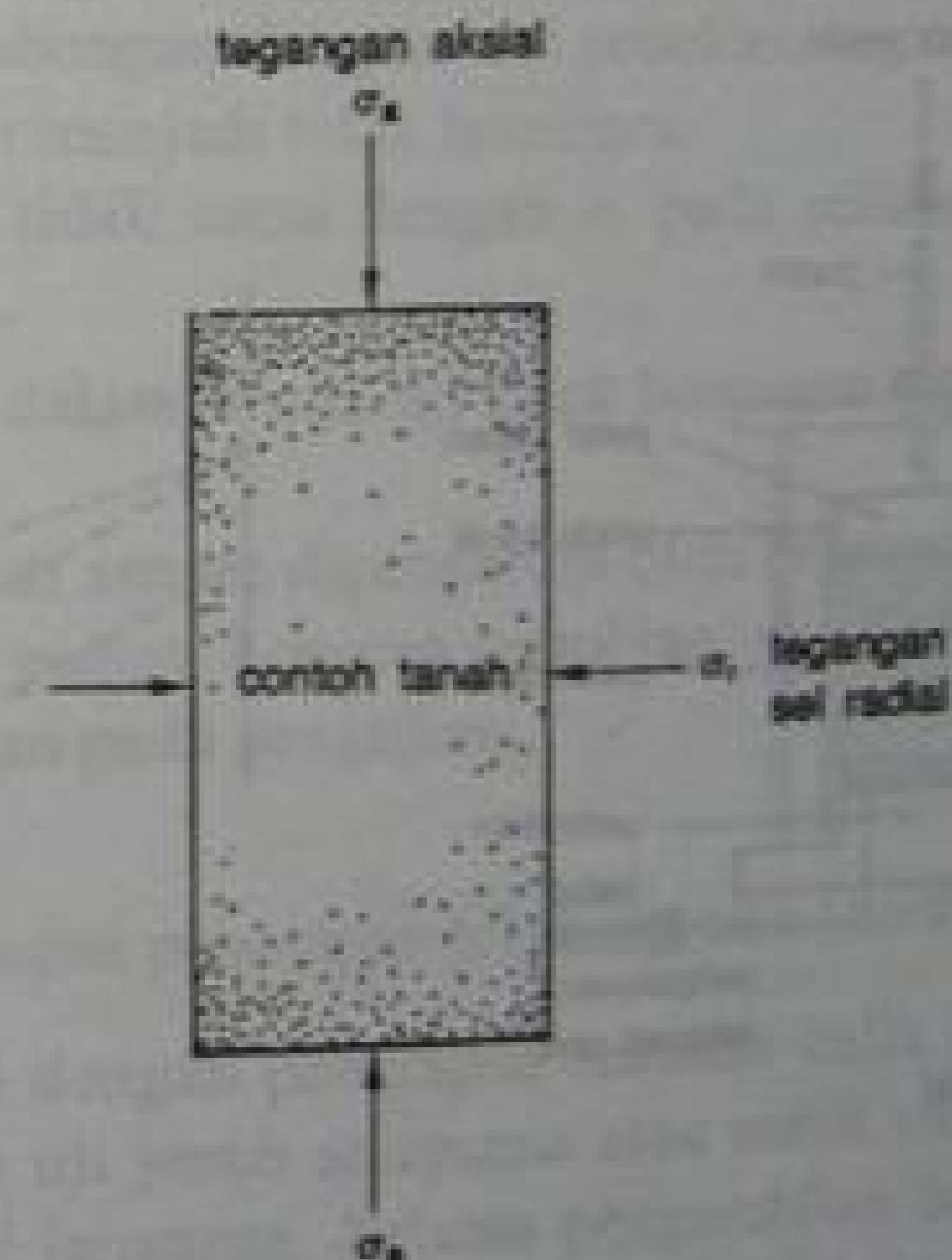
tidak mengakibatkan timbulnya kelebihan tekanan air pori dalam tanah.

Untuk maksud tertentu, proses pembebanan pada benda uji dalam tabung triaksial dapat divariasikan dalam beberapa cara, yaitu (lihat Gambar 5.6):

(a) Uji kompresi aksial (*axial compression*)

- (1) Tegangan sel radial σ_r konstan dan tegangan aksial σ_a ditambah. Ini adalah prosedur pengujian yang diuraikan di atas.
- (2) Tegangan aksial σ_a konstan dan tegangan sel radial σ_r dikurangi.
- (3) Tegangan utama rata-rata konstan dan tegangan radial dikurangi.

Dalam uji triaksial tekan/kompresi pada kondisi *drained*, tegangan aksial σ_a sama dengan tegangan utama efektif mayor σ_1' , dan tegangan radial σ_r sama dengan tegangan utama efektif minor σ_3' yang sama dengan tegangan utama tengah σ_2' . Untuk pengujian tipe butir (3), tegangan utama rata-rata $(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')/3$, ditahan konstan, atau



Gambar 5.6 Variasi uji triaksial.

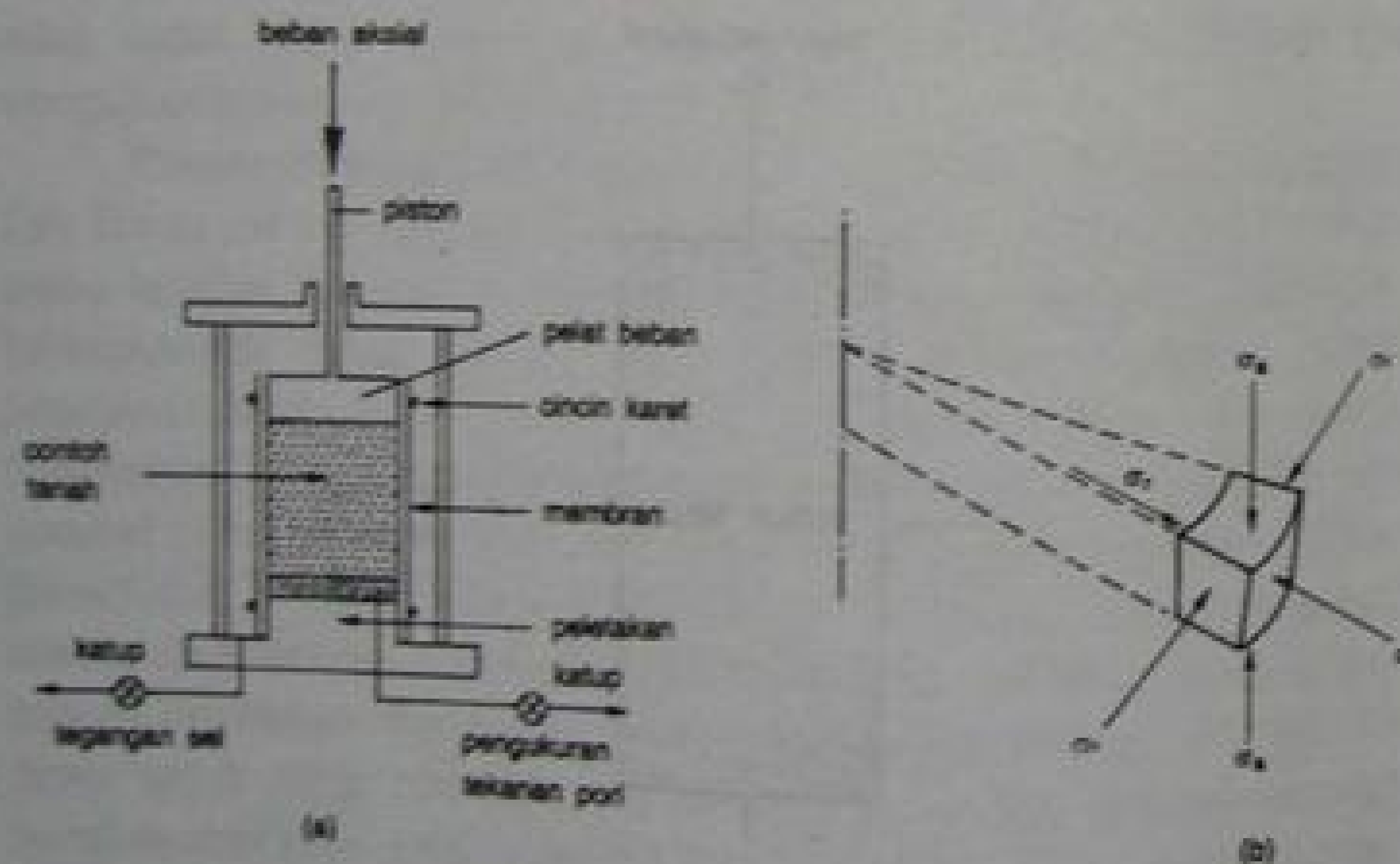
dengan kata lain, $\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3' = J = \sigma_1' + 2\sigma_r$ ditahan konstan oleh penambahan σ_r dan σ_r dikurangi.

(b) Pengujian dengan perpanjangan aksial (*axial extension*)

- (1) Tegangan radial σ_r konstan dan tegangan aksial dikurangi.
- (2) Tegangan aksial σ_z konstan dan tegangan radial σ_r ditambah.
- (3) Tegangan utama rata-rata konstan dan tegangan radial ditambah.

Untuk seluruh pengujian dengan perpanjangan aksial dengan tipe *drained*, pada kondisi kegagalan, σ_r sama dengan tegangan utama efektif minor σ_3' , dan σ_z sama dengan tegangan utama efektif mayor σ_1' yang besarnya akan sama dengan tegangan utama tengah efektif σ_2' .

Dalam uji triaksial dengan pembebanan aksial (triaksial kompresi), ada tiga anggapan yang berkenaan dengan distribusi tegangan-tegangan hasil dari regangan aksialnya (Gambar 5.7), yaitu:



Gambar 5.7 (a) Skema uji triaksial tekan.
(b) Kondisi tegangan dalam benda uji.

- (1) Kondisi tegangan-tegangan dianggap sama besar (homogen) ke seluruh benda uji. Ini berarti bahwa tegangan yang terjadi pada setiap titik di dalam benda uji dianggap sama. Hasil dari anggapan ini adalah tegangan aksial σ_z sama dengan beban aksial total yang diterapkan pada benda uji dibagi dengan luasnya. Tegangan radial σ_r sama dengan tegangan sel (tegangan keliling) akibat cairan dan ini merupakan tegangan utama.
- (2) Tegangan σ_θ dianggap sebagai tegangan utama tengah (*intermediate principal stress*). Anggapan ini penting karena pada teori Mohr-Coulomb, tegangan utama tengah dianggap tidak mempunyai pengaruh pada saat keruntuhan.
- (3) Deformasi pada benda uji dianggap homogen. Karena itu, benda uji dianggap tetap berbentuk silinder ketika terjadi deformasi.

Penyelidikan yang dilakukan terhadap benda uji yang digunakan dalam uji triaksial menunjukkan kondisi sebagai berikut:

- (1) Karena adanya gesekan pada bagian bawah dan atas dari benda uji yang berhubungan dengan besi penekan, tegangan yang terjadi pada benda uji menjadi tidak homogen.
- (2) Besarnya σ_θ tidak sama dengan σ_r pada seluruh titik di dalam benda uji.
- (3) Deformasi di dalam benda uji tidak homogen dalam kebanyakan kasusnya.
- (4) Hasil pengujian sangat dipengaruhi oleh beberapa faktor seperti: gesekan pada piston, bocoran membran, dan kecepatan regangan yang diterapkan pada pengujian.

(c) Uji triaksial dengan penerapan tekanan balik (*back pressure*)

Uji triaksial dengan penerapan tekanan balik dilakukan untuk meyakinkan benda uji jenuh sempurna atau untuk menirukan kondisi tekanan air pori di lapangan. Selama pengambilan benda uji, derajat kejenuhan mungkin menurun tidak 100% lagi karena kemungkinan berkurangnya kadar air maupun karena pengembangan contoh benda

uji akibat terlepas dari beban yang dialaminya di dalam tanah. Selain itu, contoh tanah yang dipadatkan, sering mempunyai derajat kejenuhan yang kurang dari 100% pula. Dalam kedua kasus di atas, pada uji triaksial, diberikan tekanan balik yang dimaksudkan untuk mendorong udara ke dalam larutan air porinya.

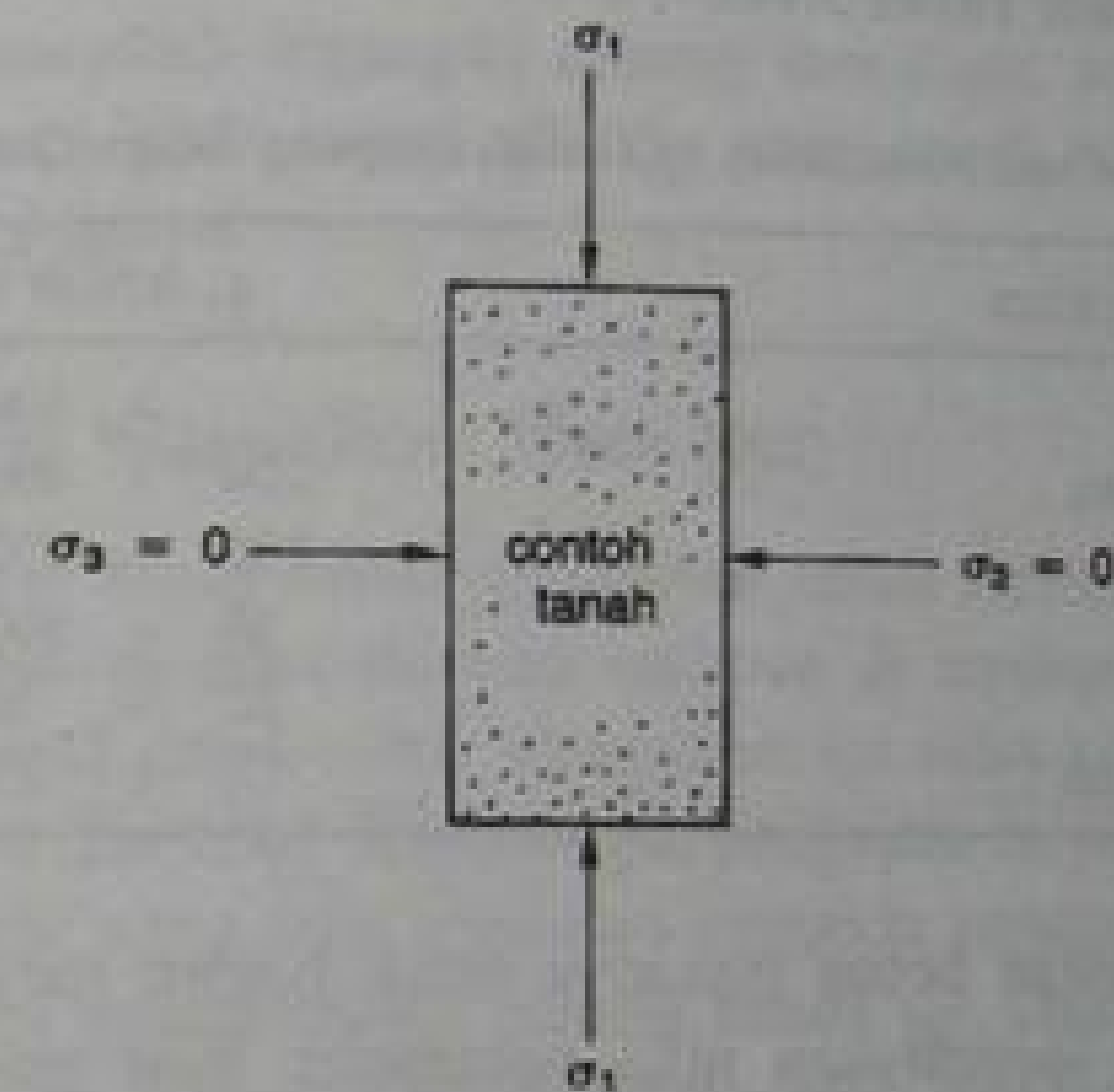
Penerapan tekanan balik dilakukan dengan mengerjakan tekanan air pori buatan ke dalam benda uji dari salah satu ujung peletakan alat triaksial. Dalam pengujian dengan drainase terbuka (*drained*), hubungan dengan saluran tekanan balik tetap terbuka selama pengujian. Drainase terjadi dari perlawanan dengan tekanan balik. Dalam pengujian *consolidated undrained*, hubungan dengan saluran tekanan balik ditutup pada akhir dari tahap pengkonsolidasian, yaitu sebelum penerapan tegangan deviator. Nilai-nilai estimasi kuat geser tanah yang diperoleh dari uji triaksial dapat dilihat pada Tabel 5.1a.

Tabel 5.1a Nilai-nilai estimasi sudut gesek dalam (ϕ) dari hasil uji triaksial (Bowles, 1977)

Jenis tanah	Macam uji triaksial		
	UU	CU	CD
Kerikil			
Ukuran sedang	40° – 55°	–	40° – 55°
Berpasir	35° – 50°	–	35° – 50°
Pasir			
Kering dan tidak padat	28,5° – 34°	–	–
Jenuh dan tidak padat	28,5° – 34°	–	–
Kering dan padat	35° – 46°	–	43° – 50°
Jenuh dan padat	1° – 2° kurang daripada pasir kering dan padat	–	43° – 50°
Lanau atau pasir-berlanau			
Tidak padat	20° – 22°	–	27° – 30°
Padat	25° – 30°	–	30° – 35°
Lempung	0° (jika jenuh)	14° – 20°	20° – 42°

5.2.3 Uji Tekan Bebas (Unconfined Compression Test)

Uji tekan bebas termasuk hal yang khusus dari uji triaksial *unconsolidated-undrained* (tak terkonsolidasi-tak terdrainase). Gambar skematik dari prinsip pembebanan dalam percobaan ini dapat dilihat pada Gambar 5.8. Kondisi pembebanan sama dengan yang terjadi pada uji triaksial, hanya tegangan selnya nol ($\sigma_3 = 0$).



Gambar 5.8 Skema uji tekan bebas.

Pengujian ini hanya cocok untuk jenis tanah lempung jenuh, di mana pada pembebanan cepat, air tidak sempat mengalir ke luar dari benda uji. Pada lempung jenuh, tekanan air pori dalam benda uji pada awal pengujian negatif (tegangan kapiler). Tegangan aksial yang diterapkan di atas benda uji berangsur-angsur ditambah sampai benda uji mengalami keruntuhan. Pada saat keruntuhannya, karena $\sigma_3 = 0$ maka:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_f = \Delta\sigma_f = q_u$$

dengan q_u adalah kuat tekan bebas (*unconfined compression strength*). Secara teoritis, nilai $\Delta\sigma_f$ pada lempung jenuh seharusnya sama seperti

yang diperoleh dari pengujian-pengujian triaksial *unconsolidated, undrained* dengan benda uji yang sama. Jadi,

$$c_u = \frac{q_u}{2} \quad (5.13)$$

di mana s_u atau c_u adalah kuat geser *undrained* dari tanahnya. Hubungan konsistensi dengan kuat tekan bebas tanah lempung diperlihatkan dalam Tabel 5.1b.

Tabel 5.1b Hubungan kuat tekan bebas (q_u) tanah lempung dengan konsistensinya

Konsistensi	q_u (kN/m ²)
Lempung keras	> 400
Lempung sangat kaku	200 – 400
Lempung kaku	100 – 200
Lempung sedang	50 – 100
Lempung lunak	25 – 50
Lempung sangat lunak	< 25

Hasil uji tekan bebas biasanya tidak begitu meyakinkan bila digunakan untuk menentukan nilai parameter kuat geser tanah tak jenuh. Dalam praktek, untuk mengusahakan agar kuat geser *undrained* yang diperoleh dari hasil uji tekan bebas mendekati sama dengan hasil uji triaksial pada kondisi keruntuhan, beberapa hal harus dipenuhi, antara lain (Holtz dan Kovacs, 1981):

- (1) Benda uji harus 100% jenuh, kalau tidak, akan terjadi desakan udara di dalam ruang pori yang menyebabkan angka pori (e) berkurang sehingga kekuatan benda uji bertambah.
- (2) Benda uji tidak boleh mengandung retakan atau kerusakan yang lain. Dengan kata lain benda uji harus utuh dan merupakan lempung homogen. Dalam praktek, sangat jarang lempung *overconsolidated* dalam keadaan utuh, dan bahkan sering terjadi pula lempung *normally consolidated* mempunyai retakan-retakan.
- (3) Tanah harus terdiri dari butiran sangat halus. Tegangan kekang efektif (*effective confining pressure*) awal adalah tekanan kapiler

residu yang merupakan fungsi dari tekanan pori residu ($-u_r$). Hal ini berarti bahwa penentuan kuat geser tanah dari uji tekan bebas hanya cocok untuk tanah lempung.

- (4) Proses pengujian harus berlangsung dengan cepat sampai contoh tanah mencapai keruntuhan. Pengujian ini merupakan uji tegangan total dan kondisinya harus tanpa drainase selama pengujian berlangsung. Jika waktu yang dibutuhkan dalam pengujian terlalu lama, penguapan dan pengeringan benda uji akan menambah tegangan kekang dan dapat menghasilkan kuat geser yang lebih tinggi. Waktu yang cocok biasanya sekitar 5 sampai 15 menit.

5.2.4 Uji Geser Kipas (*Vane Shear Test*)

Uji geser kipas dapat digunakan untuk menentukan kuat geser *undrained* baik di laboratorium maupun di lapangan pada lempung jenuh yang tidak retak-retak. Pengujian ini tidak cocok untuk selain dari jenis tanah tersebut. Khususnya, pengujian ini sangat cocok untuk lempung lunak, yang kuat gesernya mungkin berubah oleh penanganan pada waktu pengambilan contoh benda uji. Hasil pengujian tidak meyakinkan jika lempung mengandung pasir atau lanau.

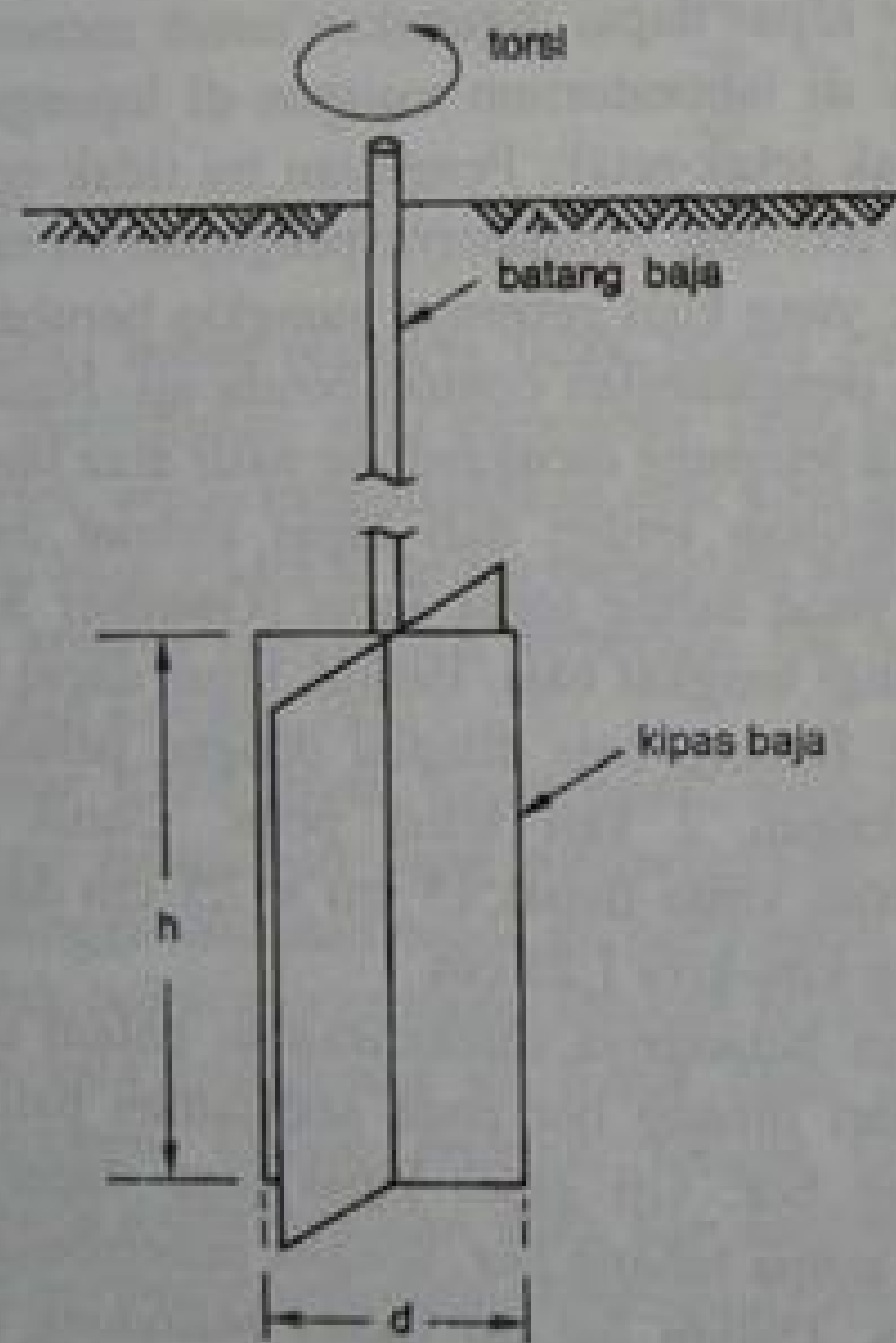
Alat pengujian terdiri dari kipas terbuat dari baja antikorosi dengan 4 plat yang saling tegak lurus (Gambar 5.9), terletak pada ujung dari batang/ tongkat baja. Bentuk kipas dapat berupa segiempat atau trapesium. Batang baja dilapisi dengan pelumas. Panjang dari kipas sama dengan 2 kali lebar pelat. Untuk kipas berbentuk segiempat, ukuran kipas dapat 15 cm x 7,5 cm dan 10 cm x 5 cm. Diameter batang kira-kira 1,25 cm.

Kipas dan batangnya ditekankan di dalam tanah lempung di bawah dasar dari lubang bor pada kedalaman paling sedikit 3 kali diameter lubang bor. Uji geser kipas juga dapat digunakan pada lempung lunak tanpa lubang bor, dengan penembusan kipas langsung ke dalam tanah. Dalam hal ini bahan pelindung diperlukan untuk melindungi baling-baling selama proses penembusan. Putaran dikerjakan berangsur-angsur pada ujung puncak batangnya dengan

peralatan tertentu, sampai lempung tergeser akibat rotasi dari kipasnya. Kecepatan rotasi harus dalam interval 6° sampai 12° per menit. Jika diinginkan, hubungan antara tenaga puntiran dan rotasi dapat dicatat selama pengujian. Untuk bentuk kipas empat persegi panjang seperti pada Gambar 5.9, kuat geser *undrained* dapat ditentukan dari persamaan:

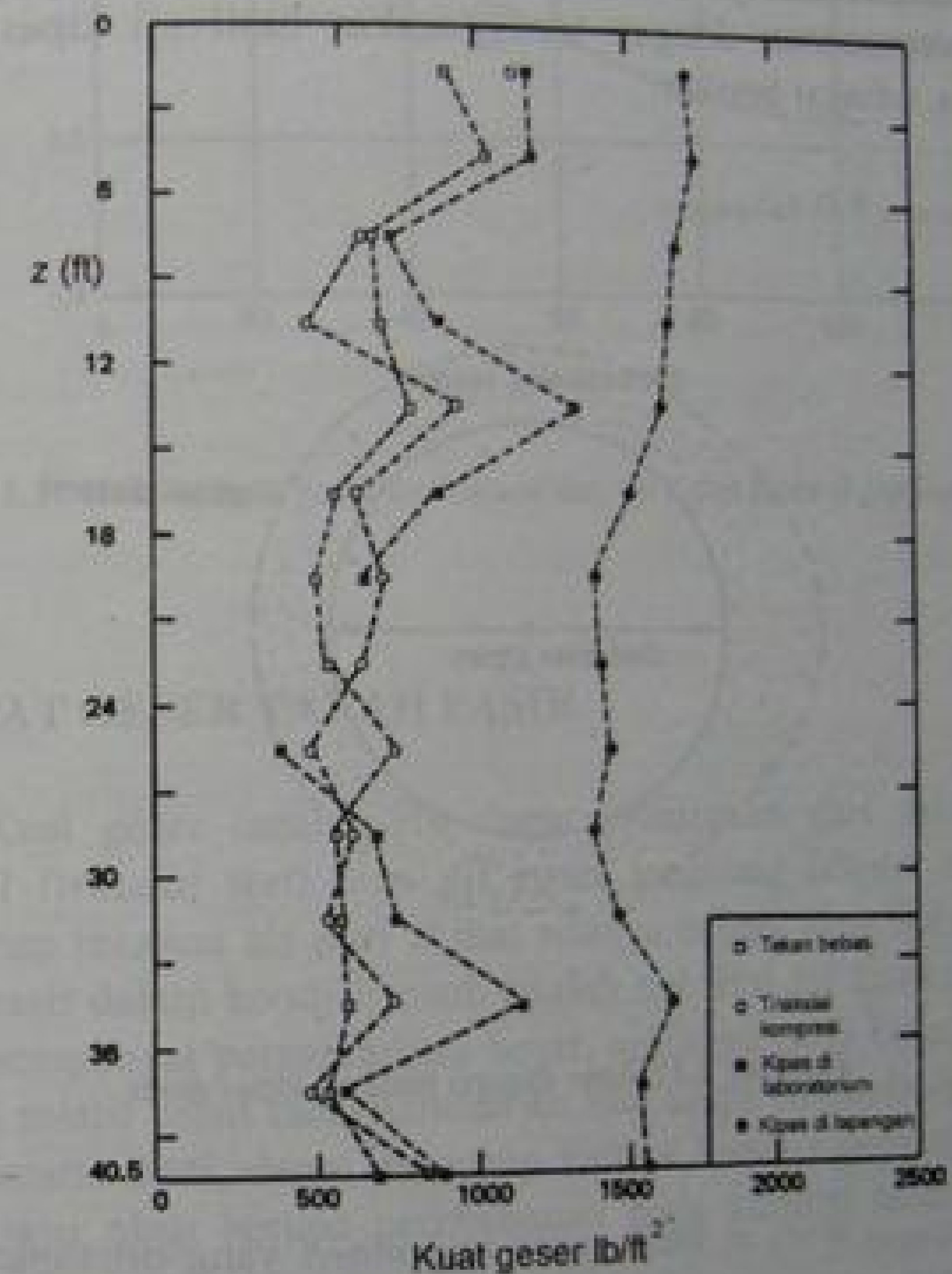
$$s_u = \frac{T}{\pi \left[\frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right]} \quad (5.14)$$

dengan $s_u = c_u$ = kohesi/kuat geser *undrained*, T = puntiran pada saat kegagalan, d = lebar seluruh kipas dan h = tinggi kipas. Kuat geser biasanya ditentukan pada interval kedalaman yang dianggap penting.



Gambar 5.9 Alat uji geser kipas.

Studi yang mendetail dalam menentukan hubungan kuat geser *undrained* yang diperoleh dari uji geser kipas di laboratorium dan di lapangan, uji triaksial kondisi *undrained* dan uji tekan bebas, telah dilakukan oleh Arman *et.al* (1975). Hasil pengujiannya dapat dilihat pada Gambar 5.10.

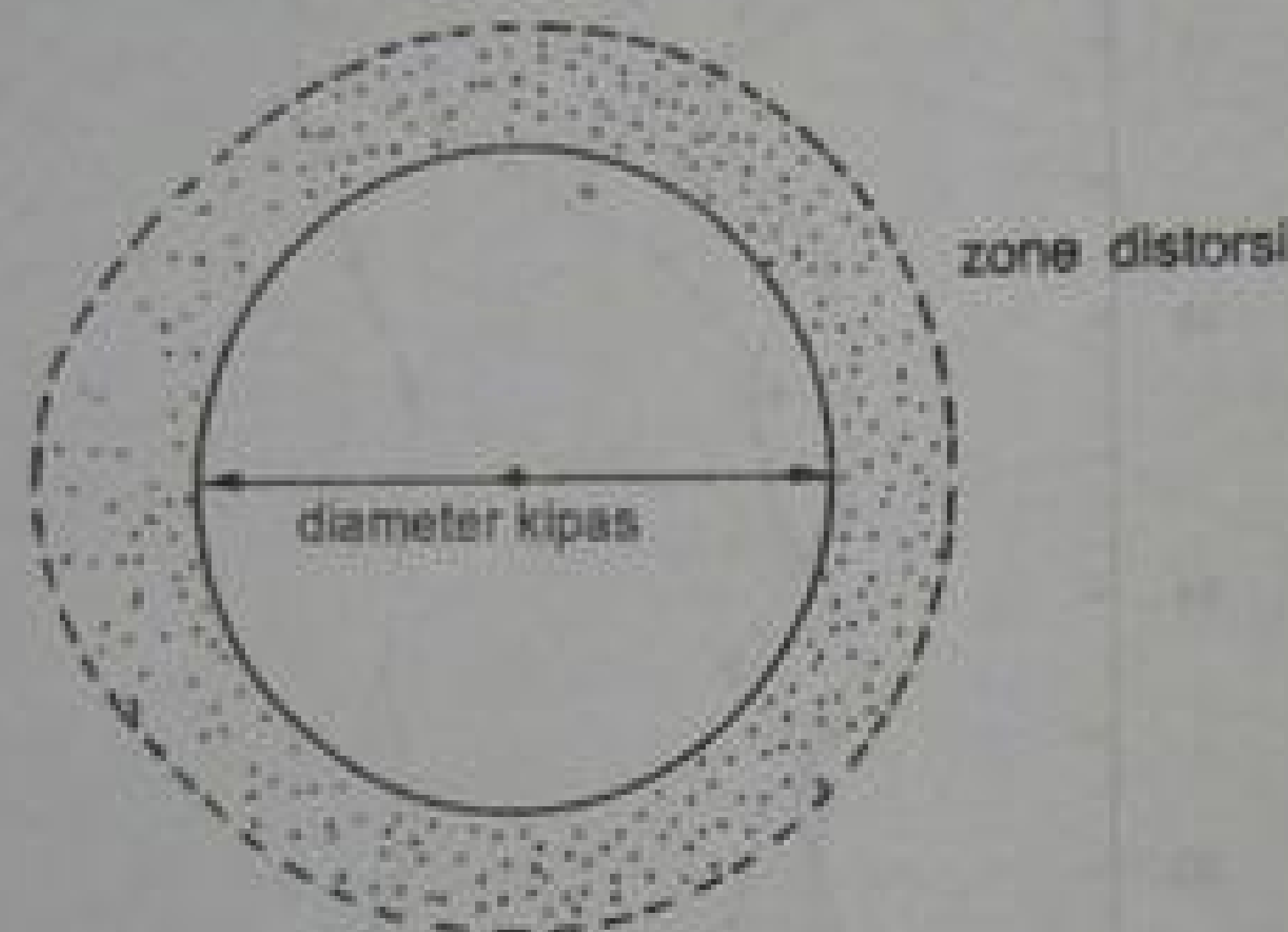


Gambar 5.10 Hubungan kedalaman dan kuat geser *undrained* dari berbagai tipe pengujian (Arman dkk., 1975).

Di sini dapat dilihat bahwa kuat geser *undrained* yang diperoleh dari uji geser kipas di lapangan lebih besar daripada kuat geser *undrained* yang diperoleh dari pengujian-pengujian yang lain. Hal ini

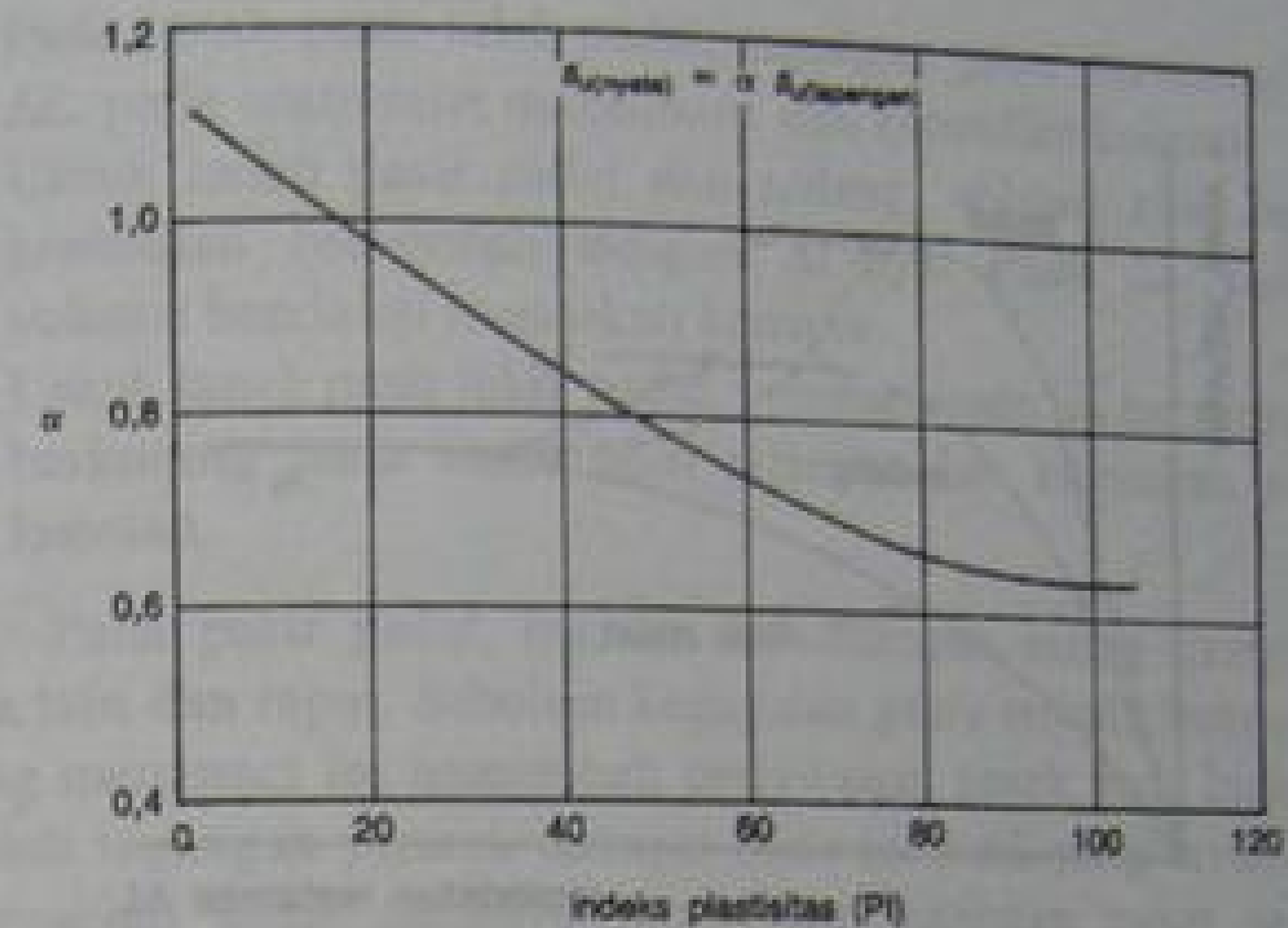
disebabkan oleh zone geser terjadi di luar bidang kegagalan dari kipas (Gambar 5.11). Perluasan bidang kegagalan tergantung dari tipe dan kohesi tanahnya (Arman *et.al.* 1975). Bjerrum (1972), dalam penelitian pada longsor lereng membuktikan bahwa kuat geser *undrained* yang diperoleh dari uji geser kipas di lapangan terlalu tinggi. Karena itu, Bjerrum (1972) mengusulkan persamaan kuat geser untuk perencanaan dengan menggunakan hasil uji kipas geser di lapangan, sebagai berikut:

$$s_u(\text{nyata}) = \alpha \cdot s_u(\text{lapangan}) \quad (5.15)$$



Gambar 5.11 Zone distorsi pada uji kipas geser.

dengan $s_u(\text{nyata}) = c_u$ = kuat geser *undrained* yang diterapkan dalam perencanaan. $s_u(\text{lapangan})$ adalah kuat geser *undrained* yang diperoleh dari uji geser kipas di lapangan dan α adalah faktor koreksi yang tergantung dari besarnya indeks plastisitas dari lempung. Faktor koreksi tersebut ditunjukkan dalam Gambar 5.12.



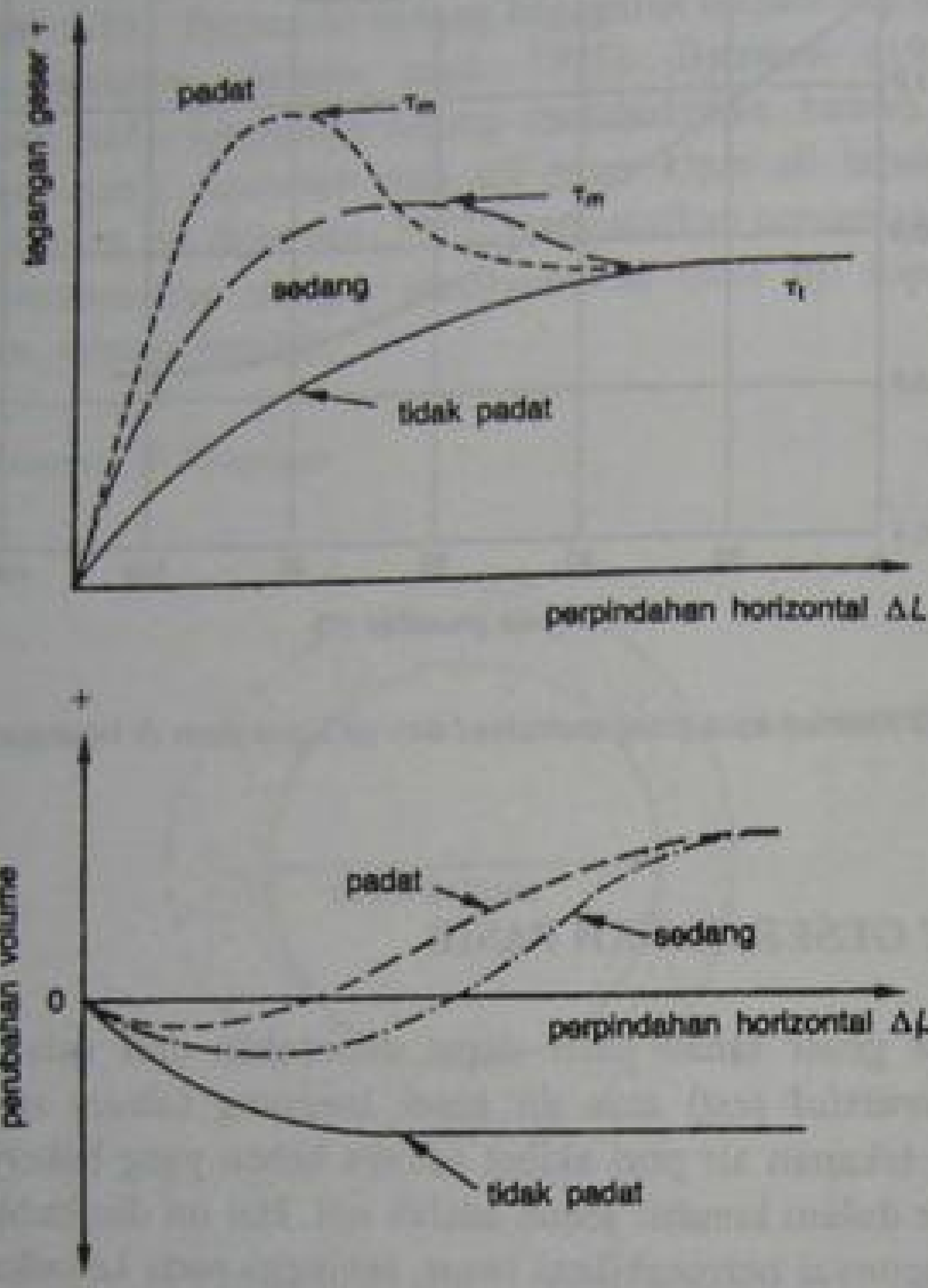
Gambar 5.12 Koreksi kuat geser *undrained* dari uji kipas geser di lapangan (Bjerrum, 1972).

5.3 KUAT GESER TANAH PASIR

Kuat geser tanah pasir dapat ditentukan dari salah satu uji triaksial (*triaxial test*) atau uji geser langsung (*direct shear test*). Kelebihan tekanan air pori akibat adanya beban yang bekerja di atas tanah pasir dalam kondisi jenuh adalah nol. Hal ini disebabkan tanah pasir mempunyai permeabilitas besar, sehingga pada kenaikan beban, air pori relatif cepat menghambur ke luar tanpa menimbulkan tekanan yang berarti. Jadi, dapat dianggap bahwa kondisi pembebanan pada tanah pasir akan berupa pembebanan pada kondisi terdrainase atau *drained*.

5.3.1 Uji Geser Langsung pada Tanah Pasir

Gambar 5.13 memperlihatkan sifat khusus dari hasil uji geser langsung pada tanah pasir tidak padat, sedang, dan padat. Dari Gambar 5.13 dapat dilihat bahwa:



Gambar 5.13 Hasil uji geser langsung pada tanah pasir.

- (1) Pada tanah pasir padat dan sedang, tegangan geser bertambah oleh perpindahan akibat geser ΔL , pada suatu nilai yang maksimum τ_m dan berkurang ke nilai yang mendekati konstan pada nilai τ_f pada perpindahan akibat geser yang besar. Tegangan yang konstan (τ_f) ini merupakan tegangan geser batas (ultimit).

- (2) Pada tanah pasir tidak padat, tegangan geser bertambah dengan ΔL , pada suatu nilai maksimum, dan kemudian konstan.
- (3) Untuk tanah pasir padat dan sedang, volume awal berkurang, kemudian bertambah dengan ΔL -nya. Pada ΔL yang besar, volume benda uji mendekati konstan.
- (4) Untuk tanah pasir tidak padat, volume benda uji berangsur-angsur berkurang pada suatu nilai tertentu dan kemudian mendekati konstan.

Pada pasir padat, butiran berhubungan saling mengunci satu sama lain dan rapat. Sebelum kegagalan geser terjadi, hubungan yang saling mengunci ini menambah perlawanan gesek pada bidang geser. Setelah tegangan puncak tercapai pada nilai ΔL yang rendah, tingkat penguncian antar butirnya turun dan tegangan geser selanjutnya berkurang. Pengurangan tingkat penguncian antar butir menghasilkan penambahan volume contoh benda uji selama geseran berlangsung. Kadang-kadang benda uji menjadi cukup mengembang sehingga meluap dari tempatnya. Pada kondisi ini tegangan geser menjadi konstan, yaitu pada nilai tegangan batasnya. Derajat hubungan saling mengunci antar butir akan sangat besar pada tanah-tanah pasir yang bergradasi baik dengan bentuk butiran yang bersudut. Dalam keadaan ini, pasir akan mempunyai kuat geser yang tinggi. Pada pasir yang tidak padat, derajat penguncian antar butir kecil, sehingga kenaikan tegangan geser secara berangsur-angsur akan menghasilkan suatu nilai yang menuju nilai tegangan batas, dengan tidak ada nilai tegangan geser puncak. Tiap kenaikan tegangan geser, akan diikuti oleh pengurangan volume benda uji. Pada tegangan vertikal dan tegangan sel yang sama, nilai tegangan geser batas dan angka pori untuk pasir tidak padat dan tanah pasir padat mendekati sama. Benda uji tanah pasir dikatakan pada nilai banding pori kritis, jika tercapai keadaan volume benda uji yang tetap tak berubah pada proses penggeseran. Pada tanah pasir, hanya kuat geser dari pengujian *drained*, relevan digunakan dalam praktek. Nilai kuat geser ϕ' ($c' = 0$) pada masing-masing kondisi pasir diperlihatkan pada Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Sudut gesek dalam ϕ' untuk tanah pasir

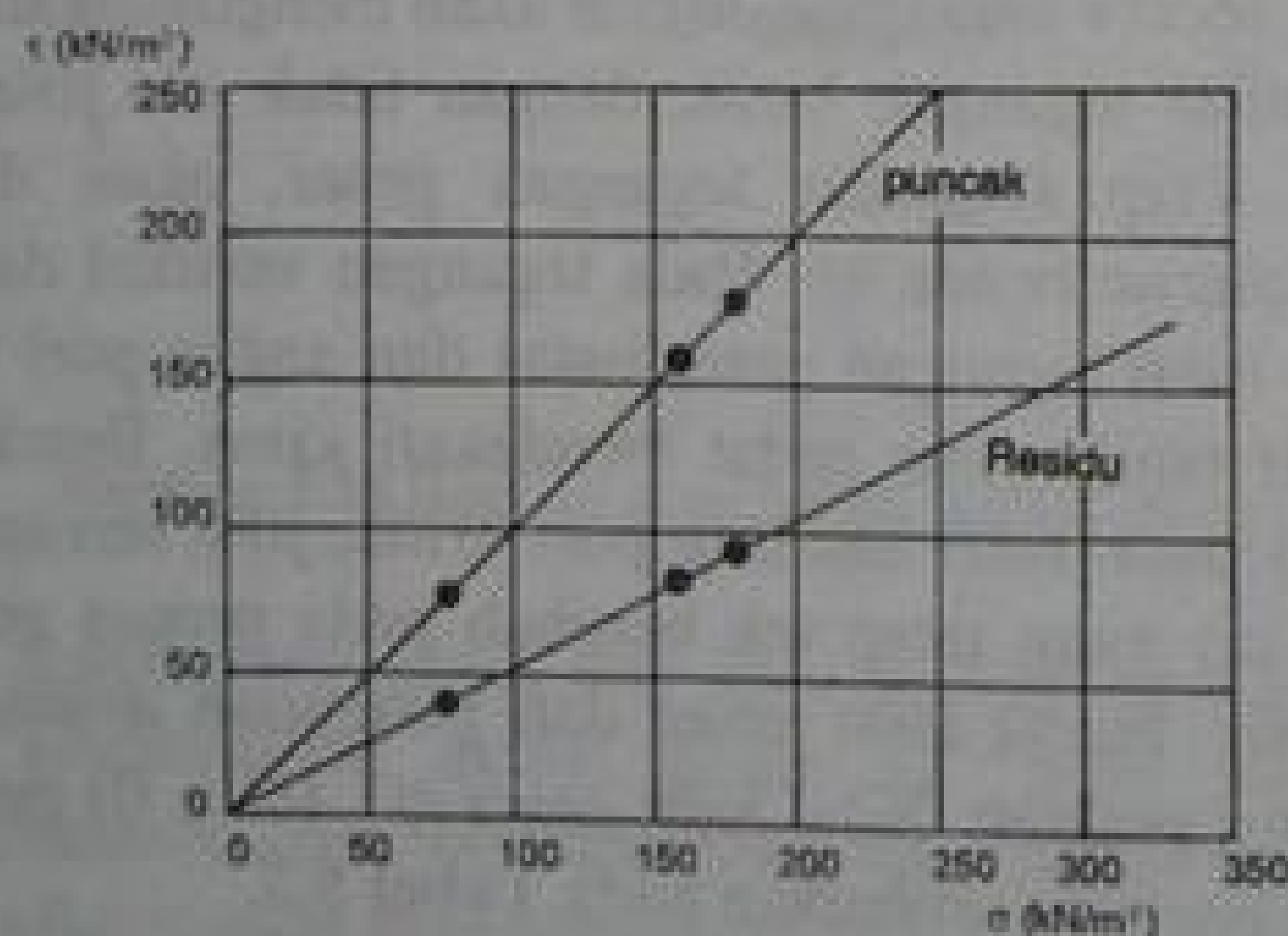
Macam	Sudut gesek dalam efektif ϕ'	
	Tidak padat	Padat
Pasir bulat, seragam	27°	35°
Pasir gradasi baik, bentuk bersudut	33°	45°
Kerikil berpasir	35°	50°
Pasir berlanau	$27^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 34^\circ$

Contoh soal 5.1:

Uji geser langsung dilaksanakan untuk menentukan kuat geser tanah pasir bersih yang dipadatkan. Pada pengujian ini dipakai ukuran kotak geser $250 \times 250 \text{ mm}^2$ dan data berikut diperoleh setelah pengujiannya:

Beban normal (kN)	5,00	10,00	11,25
Beban geser puncak (kN)	4,90	9,80	11,00
Beban geser residu (kN)	3,04	6,23	6,86

Tentukan kuat geser tanah pasir tersebut bila dalam kondisi padat dan tidak padat.

Penyelesaian:

Gambar C5.1.

Pada tanah pasir padat, tahanan geser bertambah sampai beban puncak, di mana keruntuhan geser mulai terjadi. Tahanan geser setelah kondisi ini menurun dengan penambahan penggeseran. Akhirnya tahanan geser konstan, dengan kuat geser pada kondisi ini disebut *kuat geser residu*. Nilai sudut gesek dalam (ϕ_m) dalam kondisi padat diperoleh dari tegangan puncak. Sedangkan sudut gesek dalam (ϕ_r) pada kondisi longgar atau tidak padat diperoleh dari tegangan batas, yaitu ketika pasir menjadi melonggar akibat penggeseran. Luas kotak geser adalah $0,0625 \text{ m}^2$. Tegangan normal untuk beban 5 kN adalah :

$$\sigma = \frac{5}{0,0625} = 80 \text{ kN/m}^2$$

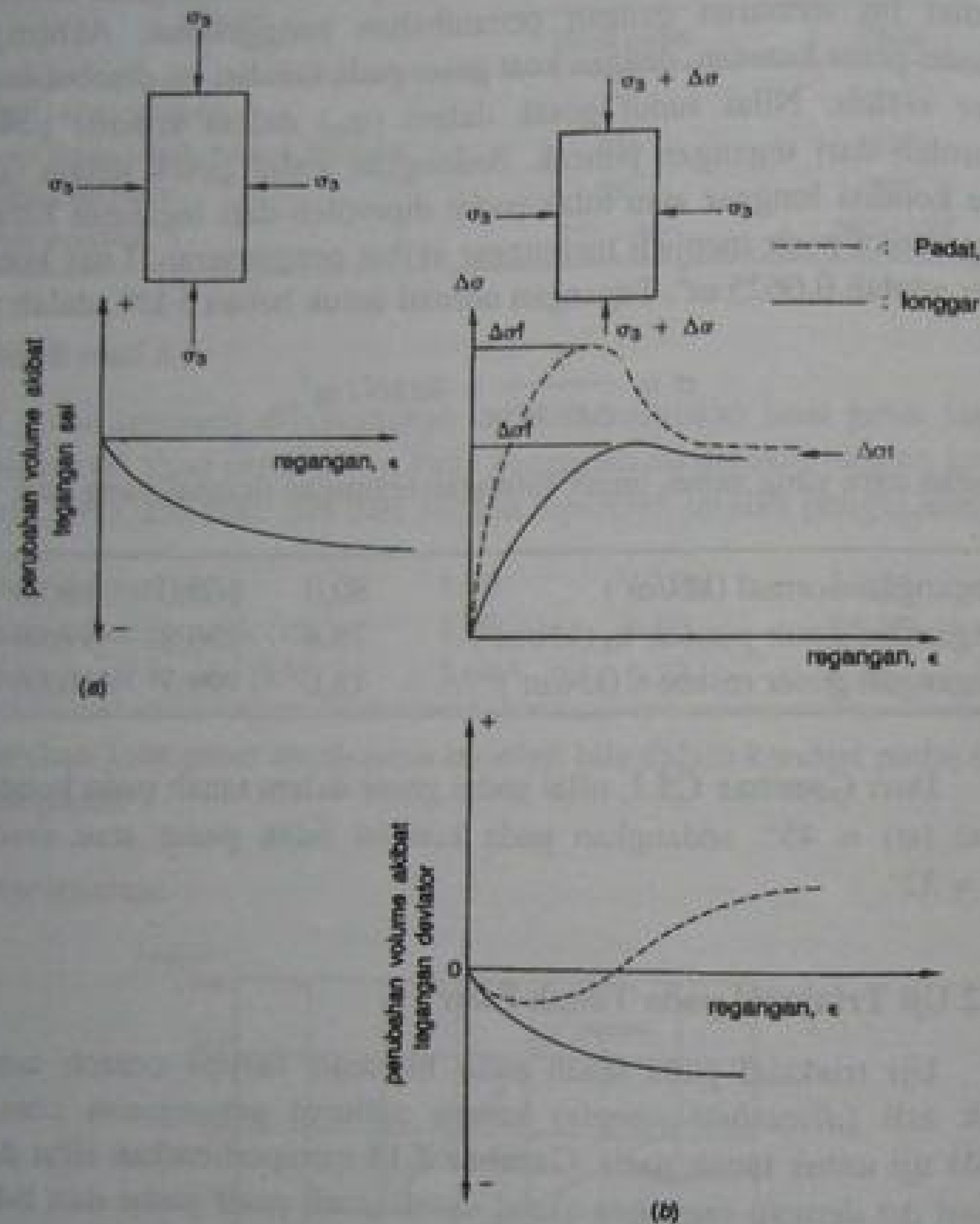
Dengan cara yang sama, untuk hitungan tegangan normal yang lain.

Tegangan normal (kN/m^2)	80,0	160,0	180,0
Tegangan geser puncak τ_m (kN/m^2)	78,4	156,8	176,0
Tegangan geser residu τ_r (kN/m^2)	48,6	99,7	109,8

Dari Gambar C5.1, nilai sudut geser dalam tanah pada kondisi padat (ϕ) = 45° , sedangkan pada kondisi tidak padat atau residu (ϕ_r) = 32° .

5.3.2 Uji Triaksial pada Tanah Pasir

Uji triaksial pada tanah pasir biasanya berupa contoh tanah tidak asli (*disturbed sample*) karena sulitnya penanganan contoh benda uji untuk tanah pasir. Gambar 5.14 memperlihatkan sifat dari variasi $\Delta\sigma$ dengan regangan aksial untuk tanah pasir padat dan tidak padat. Beberapa pengujian dengan benda uji yang sama dapat dikerjakan dengan penerapan tegangan sel (σ_3) yang berbeda-beda. Nilai sudut gesek dalam puncak (ϕ), dapat ditentukan dari penggambaran lingkaran-lingkaran Mohr hasil dari beberapa pengujian, dengan menggambarkan garis singgung pada lingkaran-lingkaran Mohr yang melalui titik asalnya (Gambar 5.15a). Sudut



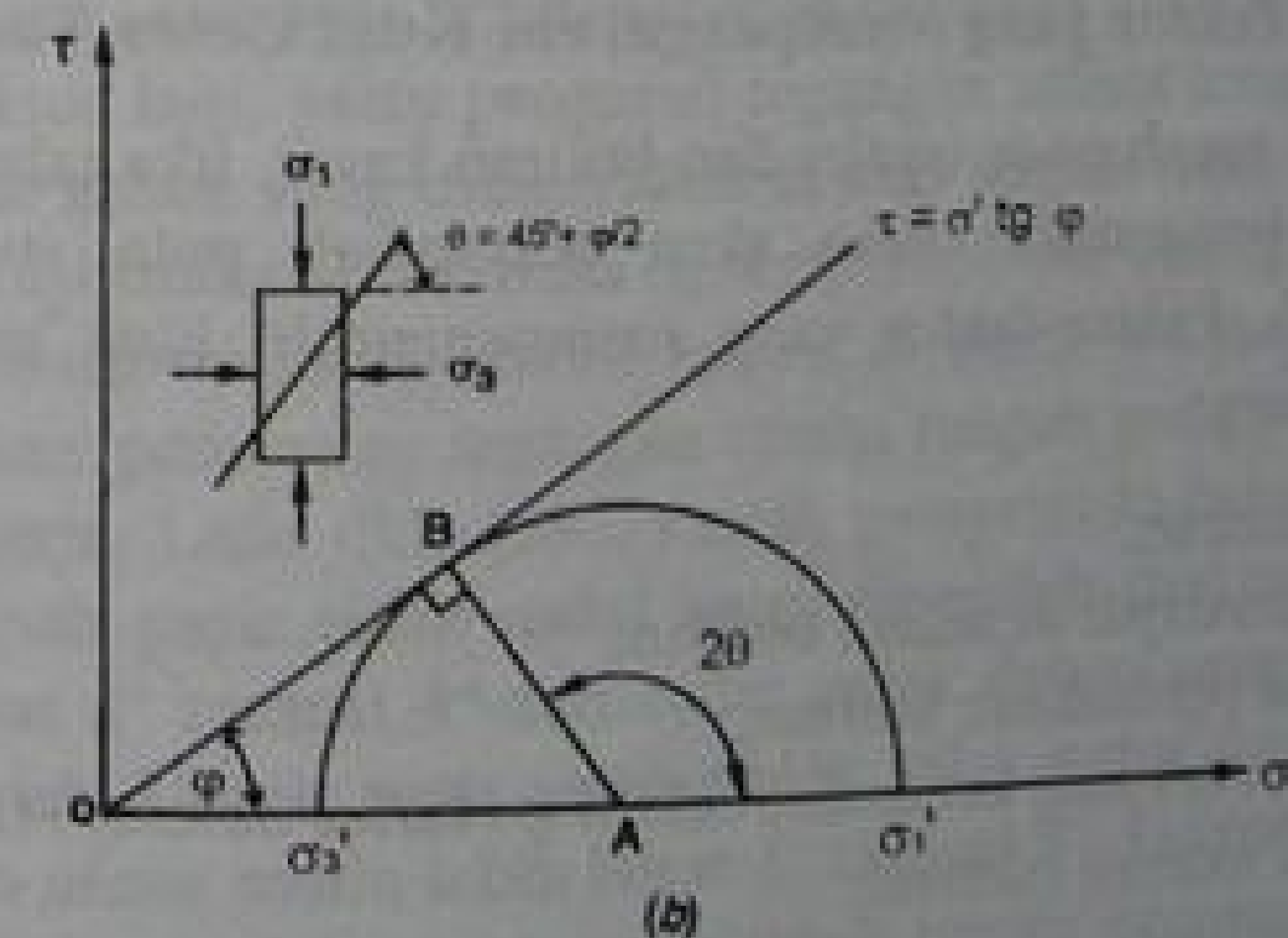
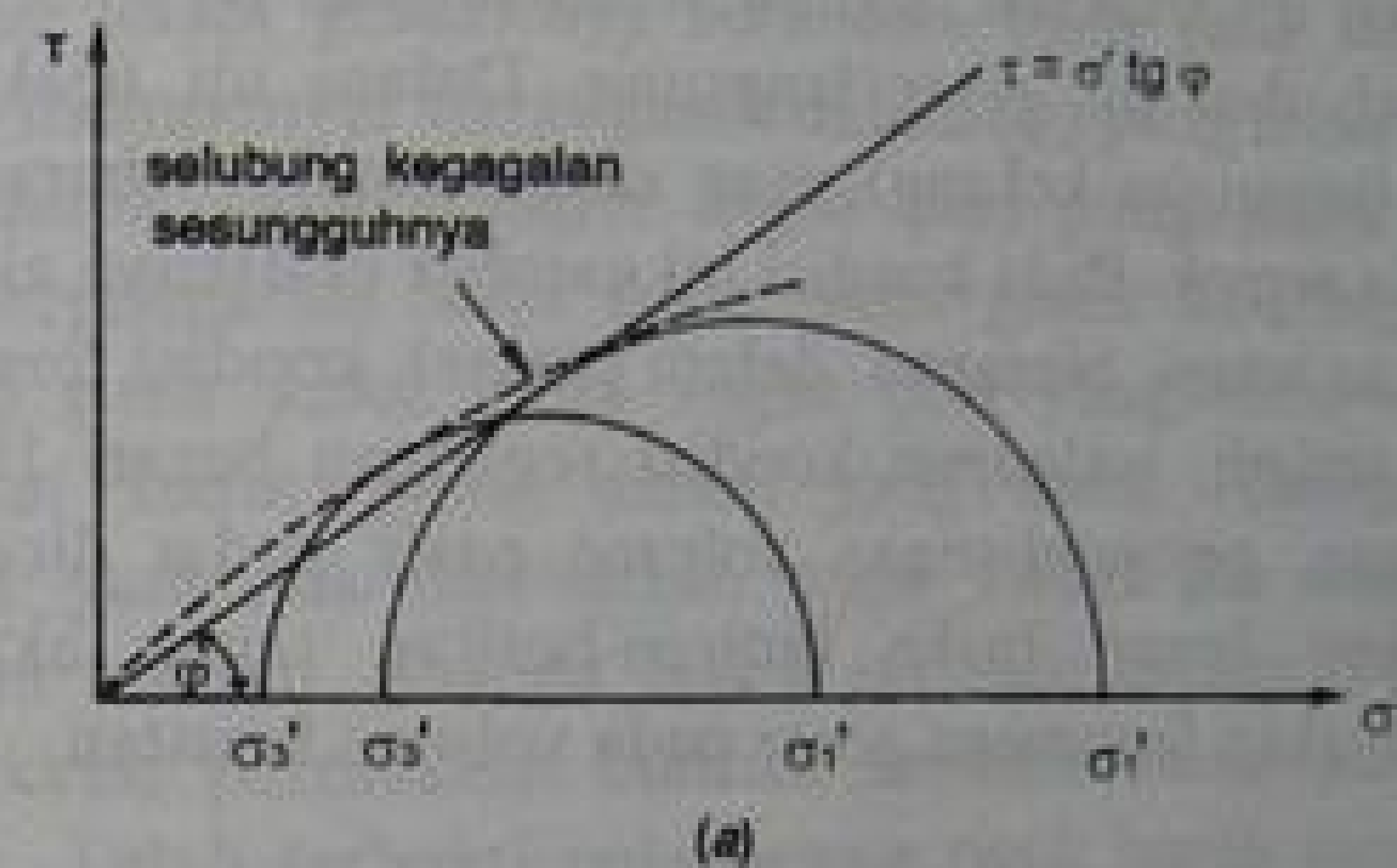
Gambar 5.14 Uji triaksial pada tanah pasir
(a) pada penerapan tegangan sel.
(b) pada penerapan tegangan deviator.

yang dibentuk oleh garis selubung kegagalan dengan sumbu tegangan normalnya sama dengan ϕ , seperti yang terlihat pada Gambar 5.15b. Dari Gambar 5.15b dapat diperoleh hubungan:

$$\sin \phi = \frac{AB}{OA} = \frac{(\sigma_1' - \sigma_3')/2}{(\sigma_1' + \sigma_3')/2}$$

atau

$$\phi = \arcsin \left(\frac{(\sigma_1' - \sigma_3')}{(\sigma_1' + \sigma_3')} \right) \text{ (pada saat kegagalan)} \quad (5.16)$$



Gambar 5.15 Hasil uji triaksial drained.

Akan tetapi, perlu diperhatikan bahwa garis selubung yang diberikan pada Gambar 5.15a, hanyalah merupakan garis pendekatan, karena garis yang sesungguhnya akan berupa kurva (lengkung). Sudut gesek batas ϕ_1 dapat ditentukan dari persamaan:

$$\phi_1 = \arcsin \left(\frac{(\sigma_1' - \sigma_3')}{(\sigma_1' + \sigma_3')} \right) \quad (5.17)$$

dengan $\sigma_1' = \sigma_3' + \Delta\sigma_1$, yaitu tegangan yang terjadi pada regangan yang besar (saat tegangan geser konstan pada penggeseran).

Untuk jenis tanah yang sama, sudut gesek dalam (ϕ) yang ditentukan dari uji triaksial, sedikit lebih rendah ($0^\circ - 3^\circ$) daripada yang diperoleh dari uji geser langsung. Dalam uji triaksial, pada tegangan sel (tegangan kekang) yang sangat tinggi beberapa butiran tanah mungkin remuk. Pada kondisi ini gambar grafiknya akan berupa lengkung. Akan tetapi, biasanya, dalam praktek kondisi tersebut tidak akan pernah terjadi, walaupun kondisi regangan besar. Jika karena beberapa alasan, pengembangan volume pasir padat dicegah pada tegangan cukup besar, maka butiran-butiran tanah akan pecah, hasilnya merupakan fenomena geser pada volume konstan.

5.3.3 Faktor-faktor yang Mempengaruhi Kuat Geser Tanah Pasir

Karena tanah pasir terdiri dari butiran kasar, jika tahanan geser tanah pasir bertambah, maka akan bertambah pula sudut gesek dalamnya (ϕ). Faktor-faktor yang mempengaruhi kuat geser tanah pasir, antara lain:

- (1) ukuran butiran,
- (2) air yang terdapat di antara butiran,
- (3) kekasaran permukaan butiran,
- (4) angka pori (e) atau kerapatan relatif (*relative density*) (D_r)
- (5) distribusi ukuran butiran,
- (6) bentuk butiran,
- (7) tegangan utama tengah, dan
- (8) sejarah tegangan yang pernah dialami (*overconsolidation*).

Dari faktor-faktor yang mempengaruhi kuat geser tanah pasir di atas, yang paling besar pengaruhnya adalah angka pori (e). Karena angka pori akan berpengaruh pada kerapatan. Pada uji geser langsung maupun triaksial, bila angka pori rendah atau kerapatan relatif tinggi, kuat geser (sudut gesek dalam) akan tinggi pula.

Pengaruh angka pori atau kerapatan relatif, bentuk butiran, distribusi ukuran butiran dan ukuran partikel pada sudut gesek dalam tanah pasir yang disimpulkan oleh Casagrande (1936) diperlihatkan dalam Tabel 5.3. Nilai-nilainya diperoleh dari uji triaksial pada benda uji jenuh dengan besar tegangan sel sedang.

Jika dua macam tanah pasir mempunyai kerapatan relatif (D_r) yang sama, tetapi gradasinya berlainan, pasir yang bergradasi lebih baik akan mempunyai sudut gesek dalam (ϕ) yang lebih besar. Ukuran butiran, untuk pasir dengan angka pori yang sama tak kelihatan banyak berpengaruh besar pada sudut gesek dalamnya. Jadi, pasir halus dan pasir kasar pada angka pori yang sama akan mungkin mempunyai sudut gesek dalam yang sama (Casagrande, 1936). Parameter yang tak disebutkan pada Tabel 5.3 adalah kekasaran permukaan butiran. Karena faktor ini sulit diukur. Pada umumnya, semakin kasar permukaan butiran, semakin besar pula sudut gesek dalamnya. Telah terbukti pula bahwa pasir basah mempunyai sudut gesek dalam 1° sampai 2° lebih rendah daripada pasir kering.

Faktor lain, yaitu pengaruh tegangan utama tengah (σ_2). Nilai-nilai sudut gesek yang dibicarakan di atas adalah hasil uji geser langsung dan uji triaksial, di mana $\sigma_3 = \sigma_2$. Terdapat alat uji triaksial yang lain, yaitu uji triaksial bentuk kubus, di mana dengan alat ini dapat divariasikan penerapan tegangan utama tengah pada sistem tegangan yang bekerja. Ladd dkk. (1977) telah menyelidiki bahwa sudut gesek dalam tanah pasir tidak padat yang diperoleh dari uji *plane strain* lebih besar 2° sampai 4° dari sudut gesek dalam yang diperoleh dari uji triaksial. Untuk pasir yang padat, nilai sudut gesek dalam dari pengujian *plane strain* lebih besar 4° sampai 9° . Faktor tegangan yang pernah dialami oleh tanah pasir tidak begitu berpengaruh terhadap sudut gesek dalam. Akan tetapi, sangat mempengaruhi pada kelakuannya terhadap penurunan (Lambrechts dan Leonard, 1978).

Tabel 5.3 Hubungan angka pori, bentuk butiran, dan distribusi ukuran butiran terhadap sudut gesek dalam tanah pasir (Casagrande, 1936).

Diskripsi	Bentuk butiran	D ₁₀ mm	C _u	Tidak padat		Padat	
				e	φ°	e	φ°
1. Pasir standar Ottawa	Bulat benar	0,56	1,2	0,70	28	0,53	35
2. Pasir dari batu pasir St. Peter	Bulat	0,16	1,7	0,69	31	0,47	37
3. Pasir pantai dari Plymouth	Bulat	0,18	1,5	0,89	29	—	—
4. Pasir berlanau dari Dam Franklin Fall	Agak bulat	0,03	2,1	0,85	33	0,65	37
5. Pasir berlanau dari Dam John Martin	Agak bergerigi sampai agak bulat	0,04	4,1	0,65	36	0,45	40
6. Pasir agak berlanau dari Dam Fl. Peck	Agak bergerigi sampai agak bulat	0,13	1,8	0,84	34	0,54	42
7. Pasir glasial disaring, Manchester	Agak bergerigi	0,22	1,4	0,85	33	0,60	43
8. Pasir dari pantai dam urugan, Proyek Quabbin,	Agak bergerigi	0,07	2,7	0,81	35	0,54	46
9. Batuan pecah dipadatkan gradasi baik	Bergerigi	—	—	—	—	0,18	60

Catatan: Semua sudut gesek dalam (φ) diambil dari uji triaksial, hanya nomor 8 dan uji geser langsung.

Meyerhof (1956), mengusulkan sudut gesek dalam φ tanah pasir yang didasarkan pada beberapa pengamatan di lapangan, seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 5.4. Pengamatan ini didasarkan pada hubungan sudut gesek dalam, kerapatan relatif dan hasil dari pengujian *Standard Penetration Test* (SPT) dan tahanan kerucut statis atau sondir.

Tabel 5.4 Hubungan kerapatan relatif dan sudut gesek dalam tanah pasir dari penyelidikan di lapangan (Meyerhof, 1956)

Kondisi	Kerapatan relatif (D _r)	Nilai SPT (N)	Nilai tahanan kerucut statis (sondir) (q _s) (kg/cm ²)	Sudut gesek dalam (φ)
Sangat tidak padat	< 0,2	< 4	< 20	< 30°
Tidak padat	0,2 – 0,4	4 – 10	20 – 40	30° – 35°
Agak padat	0,4 – 0,6	10 – 30	40 – 120	35° – 40°
Padat	0,6 – 0,8	30 – 50	120 – 200	40° – 45°
Sangat padat	> 0,8	> 50	> 200	> 45°

5.4 KUAT GESER TANAH LEMPUNG

Telah dipelajari pada pengujian pasir jenuh, bahwa perubahan volume dapat terjadi pada pengujian dengan drainase terbuka (*drained*). Perubahan volume dapat berupa pengurangan atau penambahan, karena pelonggaran tergantung dari kerapatan relatif maupun tegangan kekang atau tegangan sel (*confining pressure*). Demikian pula yang terjadi pada kelakuan tanah kohesif yang jenuh air bila mengalami pembebanan. Dalam kondisi pengujian dengan drainase terbuka, perubahan volume yang berupa kompresi ataupun pelonggaran tak hanya tergantung pada kerapatan dan tegangan kekang saja, akan tetapi tergantung pula pada sejarah tegangan. Demikian pula pada pembebanan kondisi tak terdrainase (*undrained*), nilai tekanan air pori sangat tergantung dari jenis lempung, apakah lempung tersebut *normally consolidated* ataukah *overconsolidated*.

Biasanya bekerjanya beban bangunan di lapangan, lebih cepat daripada kecepatan air untuk lolos dari pori-pori tanah lempung akibat pembebanan. Keadaan ini menimbulkan kelebihan air pori (*excess pore pressure*) dalam tanah. Jika pembebanan sedemikian rupa sehingga tak terjadi keruntuhan tanah, maka yang terjadi kemudian adalah air pori menghambur ke luar dan perubahan volume pun terjadi. Kecepatan perubahan volume yang terjadi pada tanah pasir dan lempung berbeda. Karena, kecepatan perubahan volume tanah

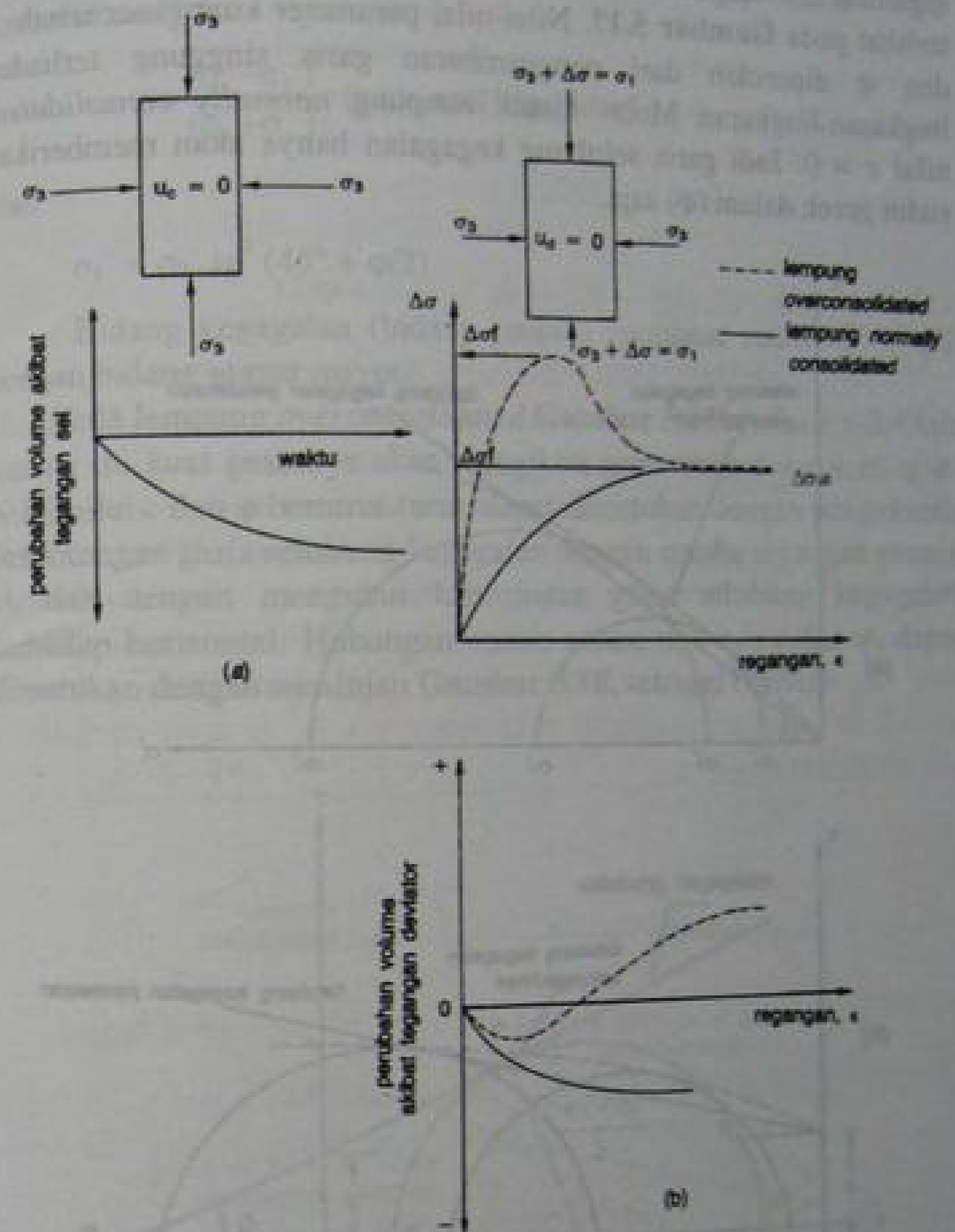
akan sangat tergantung dari permeabilitas tanah. Karena tanah lempung berpermeabilitas sangat rendah, sedangkan tanah pasir tinggi, kecepatan berkurangnya tekanan air pori akan lebih cepat terjadi pada tanah pasir. Jadi, untuk tanah pasir, perubahan volume akibat penghamburan tekanan air pori akan lebih cepat daripada tanah lempung.

5.4.1 Kuat Geser Tanah Lempung pada Kondisi *Drained*

Pada uji triaksial *consolidated drained* (terkonsolidasi-terdrainase), faktor yang mempengaruhi karakteristik tanah lempung adalah sejarah tegangannya.

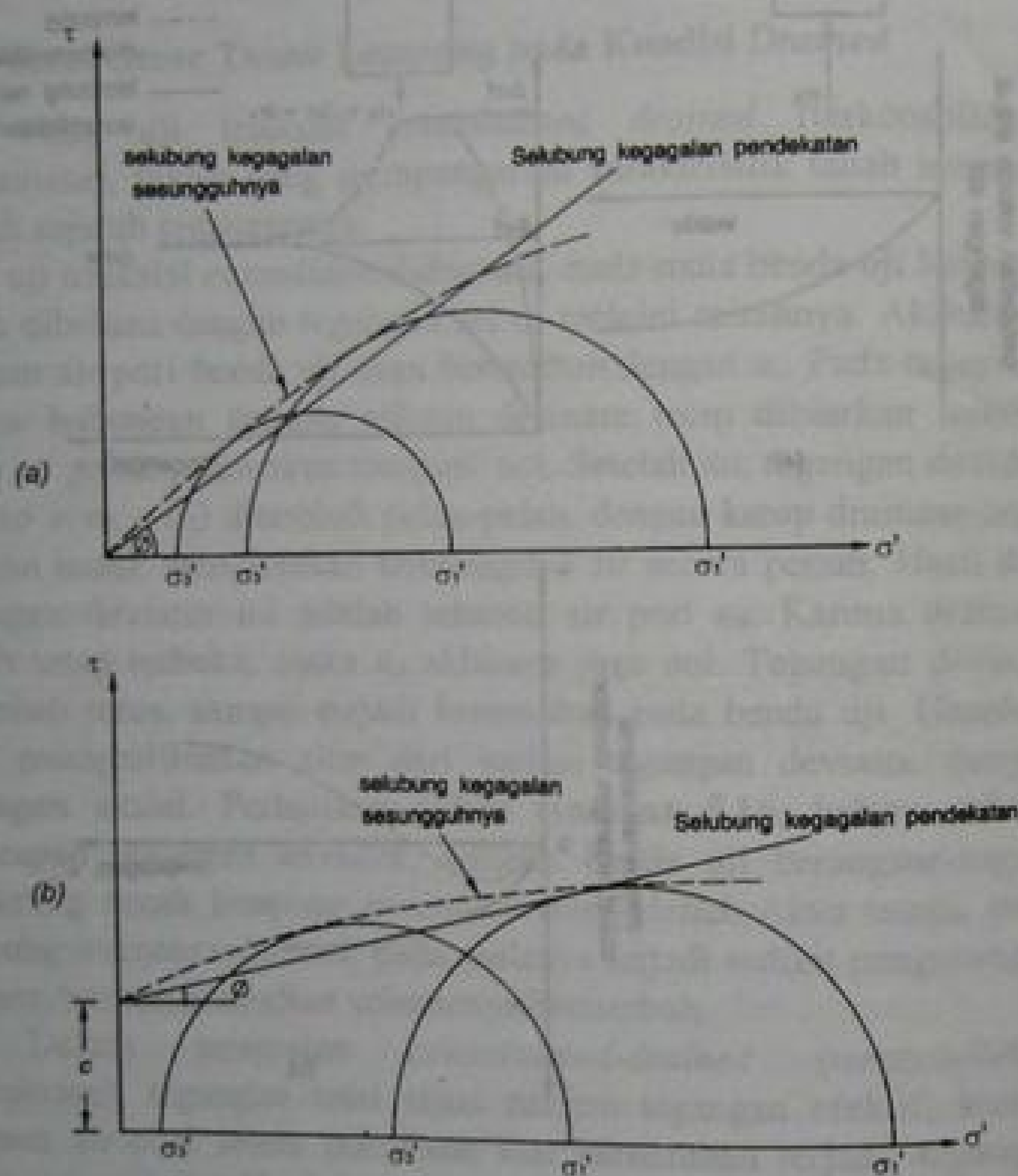
Pada uji triaksial *consolidated-drained*, mula-mula benda uji lempung jenuh dibebani dengan tegangan sel σ_3 melalui cairannya. Akibatnya, tekanan air pori benda uji akan bertambah dengan u_c . Pada tahap ini, karena hubungan dengan saluran drainase tetap dibiarkan terbuka maka u_c pelan-pelan akan menjadi nol. Setelah itu, tegangan deviator $\Delta\sigma$ ($\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$) ditambah pelan-pelan, dengan katup drainase tetap terbuka untuk mengizinkan terbuangnya air secara penuh. Hasil dari tegangan deviator ini adalah tekanan air pori u_d . Karena drainase masih tetap terbuka, maka u_d akhirnya juga nol. Tegangan deviator ditambah terus, sampai terjadi keruntuhan pada benda uji. **Gambar 5.16** memperlihatkan sifat dari variasi tegangan deviator dengan regangan aksial. Perhatikan dalam **Gambar 5.16**, bahwa selama penerapan tegangan deviator, volume benda uji berangsur-angsur berkurang untuk lempung *normally consolidated*. Akan tetapi, pada lempung *overconsolidated*, pada mulanya terjadi sedikit pengurangan volume, namun kemudian volumenya bertambah.

Dalam pengujian *consolidated-drained* (terkonsolidasi-terdrainase), tegangan total sama dengan tegangan efektif, karena tekanan air pori selalu nol. Pada saat keruntuhan terjadi, tegangan utama mayor efektif adalah $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_f$, dengan $\Delta\sigma_f$ = tegangan deviator pada saat keruntuhan, dan tegangan utama minor efektif adalah $\sigma_3' = \sigma_3$. Dari hasil beberapa pengujian yang dilakukan pada benda uji yang sama (umumnya 3 contoh tanah), kemudian dapat



Gambar 5.16 Uji triaksial *consolidated-drained* pada tanah lempung
(a) pada penerapan tegangan sel.
(b) pada penerapan tegangan deviator.

digambarkan lingkaran Mohr pada saat kegagalan, seperti yang terlihat pada Gambar 5.17. Nilai-nilai parameter kuat geser tanah c dan ϕ diperoleh dari penggambaran garis singgung terhadap lingkaran-lingkaran Mohr. Untuk lempung *normally consolidated*, nilai $c = 0$. Jadi garis selubung kegagalan hanya akan memberikan sudut gesek dalam (ϕ) saja.



Gambar 5.17 Garis selubung kegagalan pada uji triaksial CD.
(a) lempung *normally consolidated*
(b) lempung *overconsolidated*.

Persamaan kuat geser untuk tanah lempung *normally consolidated* ini.

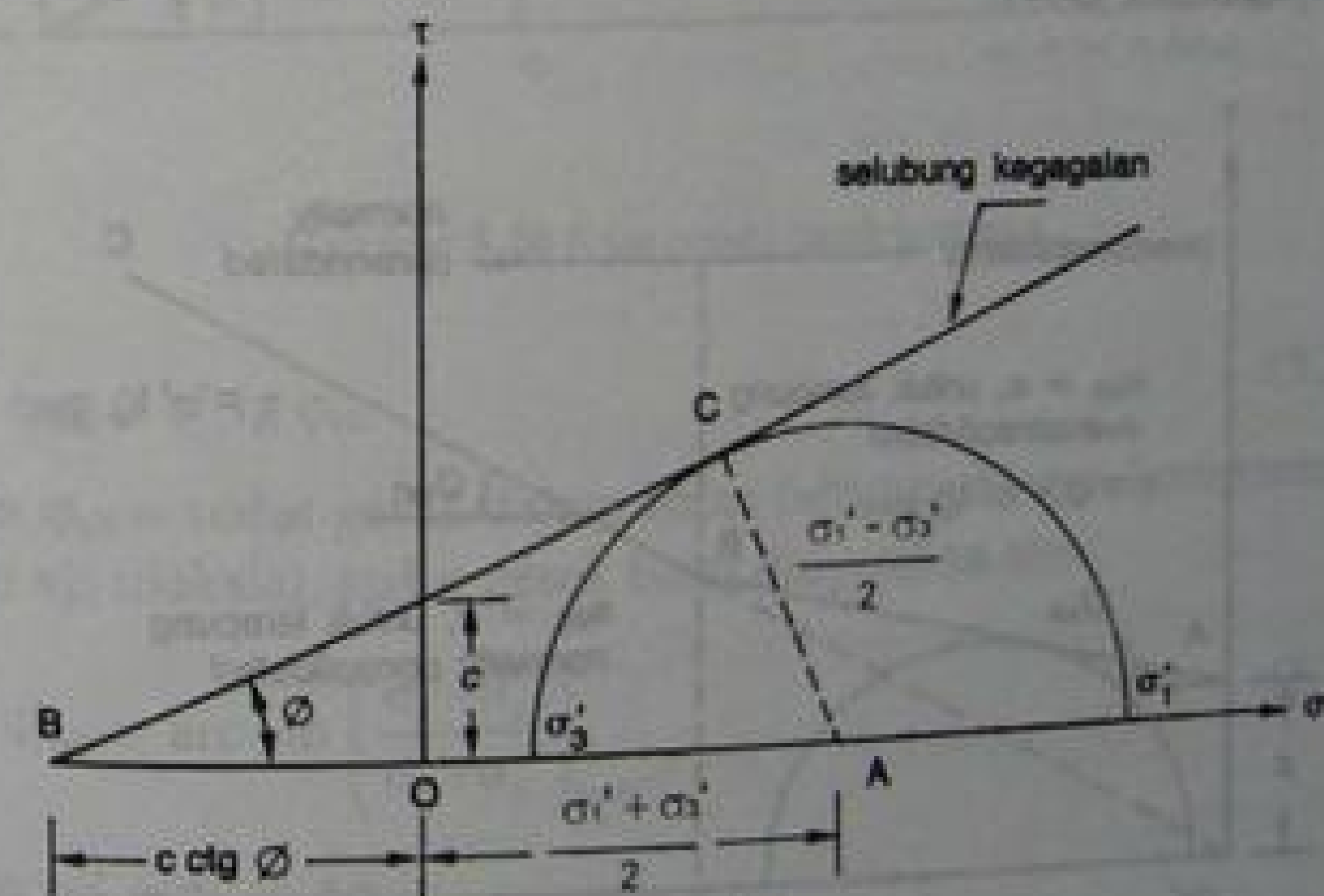
$$\sin \phi = \frac{(\sigma_1' - \sigma_3')}{(\sigma_1' + \sigma_3')} \quad (\text{pada saat kegagalan})$$

atau

$$\sigma_1' = \sigma_3' \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \phi/2)$$

Bidang kegagalan (bidang runtuh) membuat sudut $45^\circ + \phi/2$ dengan bidang utama mayor.

Pada lempung *overconsolidated* Gambar 5.17b, nilai $c > 0$. Oleh karena itu kuat gesernya akan mengikuti persamaan $\tau = c + \sigma' \operatorname{tg} \phi$. Nilai-nilai c dan ϕ berturut-turut, dapat ditentukan dengan pengukuran perpotongan garis selubung kegagalan dengan sumbu tegangan geser (τ), dan dengan mengukur kemiringan garis selubung kegagalan terhadap horisontal. Hubungan umum antara σ_1' , σ_3' , c dan ϕ , dapat ditentukan dengan meninjau Gambar 5.18, sebagai berikut:



Gambar 5.18 Lingkaran Mohr untuk lempung *overconsolidated*.

$$\sin \varphi = \frac{AC}{BO + OA} = \frac{(\sigma_1' - \sigma_3')/2}{c \operatorname{ctg} \varphi + (\sigma_1' + \sigma_3')/2} \quad (5.18)$$

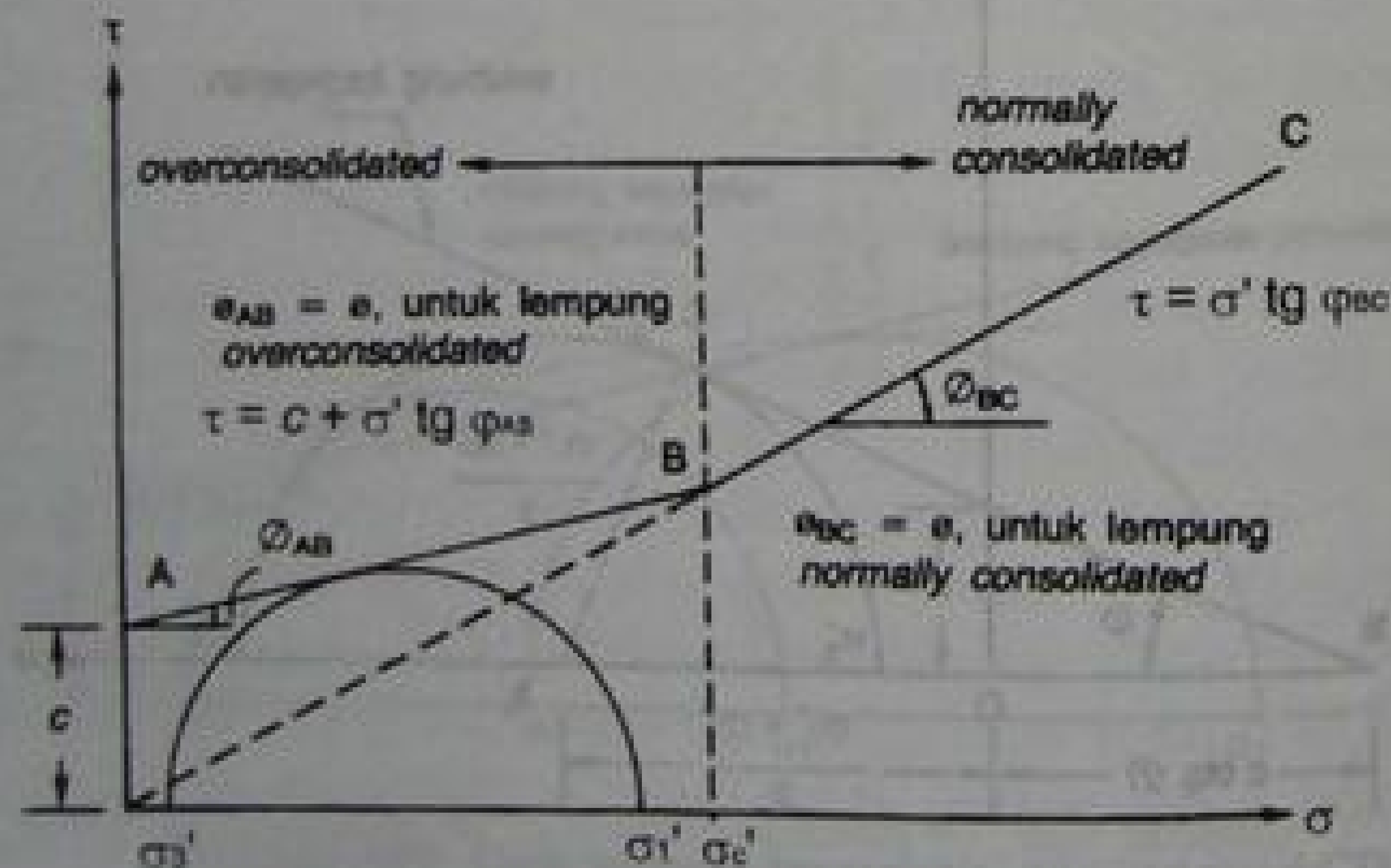
atau

$$\sigma_1' (1 - \sin \varphi) = 2c \cos \varphi + \sigma_3' (1 + \sin \varphi)$$

$$\sigma_1' = \sigma_3' \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

$$\sigma_1' = \sigma_3' \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg} (45^\circ + \varphi/2) \quad (5.19)$$

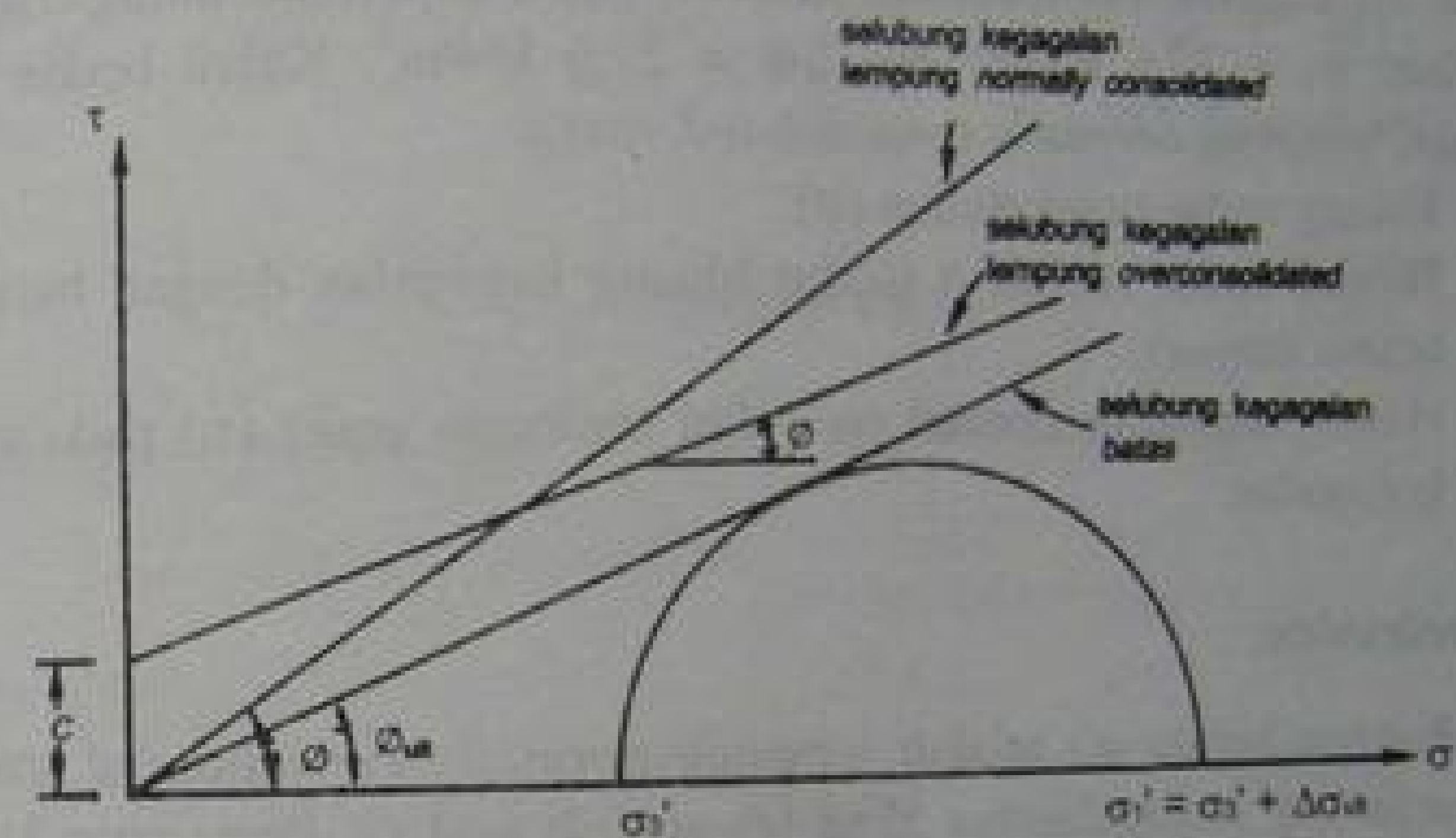
Jika konsolidasi awal dikerjakan dengan tegangan sel $\sigma_c = \sigma_c'$, dan setelah itu tegangan sel dikurangi menjadi $\sigma_3 = \sigma_3'$, maka benda uji akan menjadi *overconsolidated*. Selubung kegagalan yang diperoleh dari uji triaksial *consolidated drained* dari benda uji ini, akan terdiri dari dua garis, seperti yang terlihat pada Gambar 5.19. Bagian AB adalah selubung kegagalan lempung *overconsolidated* yang mempunyai kemiringan lebih landai dengan suatu nilai kohesi, dan bagian BC memberikan lempung pada kedudukan *normally consolidated* yang mengikuti persamaan $\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi_{BC}$, di mana τ adalah tegangan geser.



Gambar 5.19 Selubung kegagalan lempung dengan tegangan prakonsolidasi = σ_c' .

Dapat dilihat pada Gambar 5.16, bahwa pada regangan yang sangat besar, tegangan deviator mencapai nilai yang konstan. Kuat geser lempung pada regangan yang sangat besar disebut *kuat geser residu* (τ_{res}) (yaitu kuat geser batas atau ultimit).

Telah dibuktikan bahwa kuat residu dari tanah lempung tak tergantung dari sejarah tegangannya dahulu, dan dapat dinyatakan dalam persamaan (lihat Gambar 5.20).



Gambar 5.20 Kuat residu tanah lempung.

$$\tau_{(res)} = \sigma' \operatorname{tg} \varphi_{ult} \quad (5.20)$$

dengan φ_{ult} = sudut gesek dalam batas (ultimit) dengan komponen $c = 0$. Dari uji triaksial, sudut gesek batas dinyatakan oleh:

$$\varphi_{ult} = \arcsin \left(\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} \right)_{residu} \quad (5.21)$$

dengan $\sigma_1' = \sigma_3' + \Delta \sigma_{ult}$

Sudut gesek dalam residu tanah lempung, penting untuk analisis hitungan stabilitas lereng.

Prosedur uji triaksial *consolidated-drained* yang dibicarakan di atas adalah cara yang biasa digunakan. Seperti telah dipelajari, uji triaksial pada tanah lempung dapat juga dilaksanakan dengan cara perpanjangan aksial (*axial extension*) dengan mengizinkan air terdrainase.

Contoh soal 5.2 :

Pada uji triaksial *consolidated drained* (CD) diperoleh data sebagai berikut: $\sigma_3 = 27,6 \text{ kN/m}^2$ dan $\Delta\sigma_1 = 27,6 \text{ kN/m}^2$. Kalau benda uji berupa lempung *normally consolidated*, maka:

- Hitung sudut gesek dalam (ϕ).
- Hitung sudut runtuh θ (sudut bidang kegagalan dengan bidang utama mayor).
- Hitung tegangan normal (σ_1') dan tegangan geser (τ_f) pada saat kegagalan.

Penyelesaian:

- Karena benda uji adalah lempung *normally consolidated*, garis selubung kegagalannya akan lewat titik asal O . Persamaan kuat geser untuk jenis tanah ini:

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi$$

$$\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$$

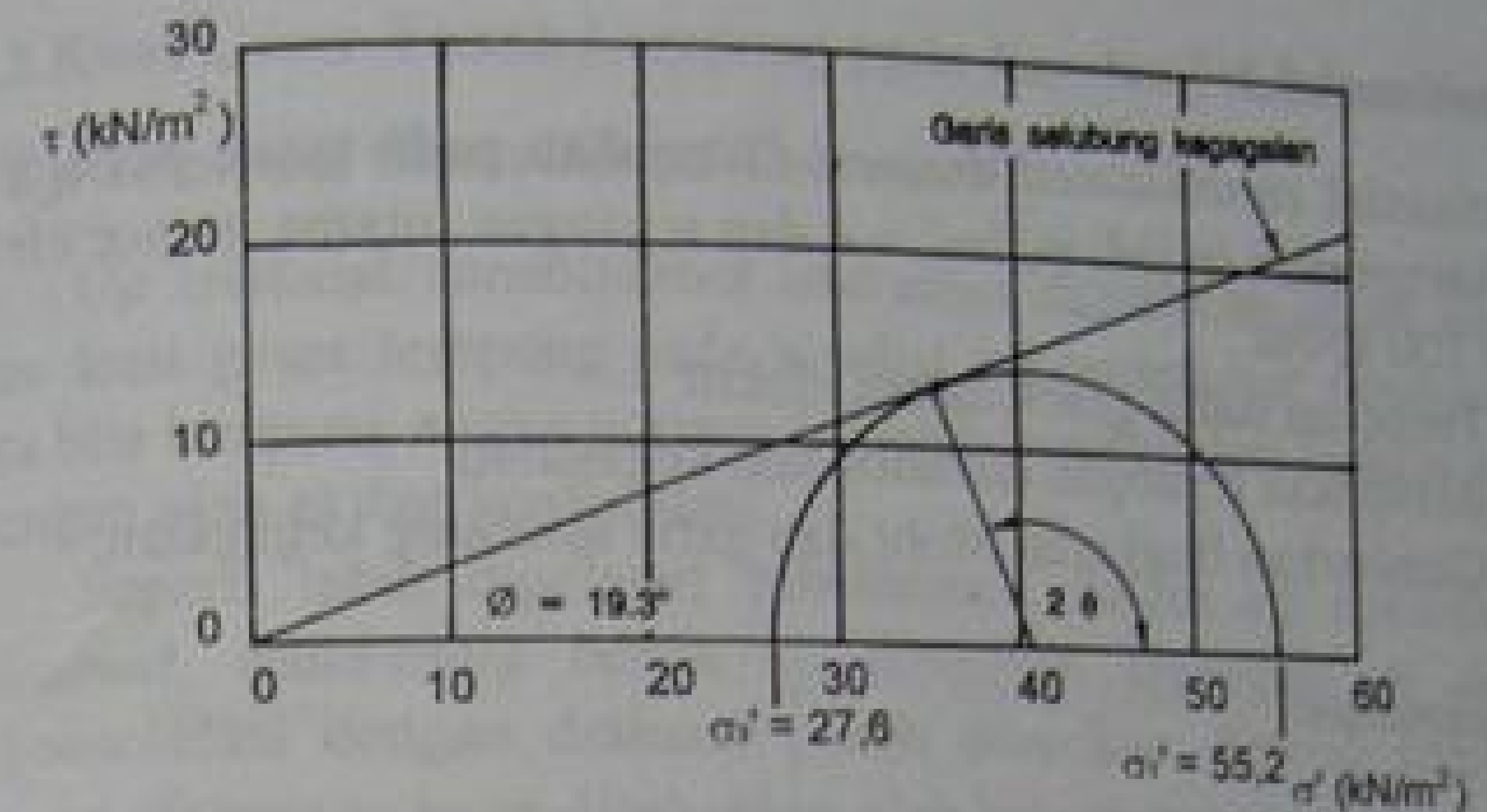
$$\sigma_1 = \Delta\sigma_1 + \sigma_3 = 27,6 + 27,6 = 55,2 \text{ kN/m}^2$$

Pada uji triaksial CD, tegangan total = tegangan efektif, karena tekanan pori nol selama pengujian berlangsung. Karena itu,

$$\sigma_1 = \sigma_1' \text{ dan } \sigma_3 = \sigma_3' = 27,6 \text{ kN/m}^2$$

Dari Gambar C5.2:

$$\sin \phi = \frac{1/2(\sigma_1' - \sigma_3')}{1/2(\sigma_1' + \sigma_3')} = \frac{55,2 - 27,6}{55,2 + 27,6} = 0,33$$



Gambar C5.2.

Jadi sudut gesek dalam:

$$\phi = \arcsin(0,33) = 19,3^\circ$$

- Sudut runtuh:

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} = 45 + \frac{19,3}{2} = 54,64^\circ$$

- Dari Persamaan (5.4) dan (5.5):

Tegangan normal saat kegagalan:

$$\begin{aligned} \sigma_f &= \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') + \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') \cos 2\theta = \frac{1}{2}(55,2 + 27,6) \\ &\quad + \frac{1}{2}(55,2 - 27,6) \cos 109,3^\circ \\ &= 36,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tegangan geser saat kegagalan:

$$\begin{aligned} \tau_f &= \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') \sin 2\theta = \frac{1}{2}(55,2 - 27,6) \sin (2 \times 54,64^\circ) \\ &= 13 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Contoh soal 5.3:

Uji triaksial *consolidated drained* dikerjakan pada tanah pasir. Pada saat keruntuhan terjadi $\sigma_1'/\sigma_3' = 4$ dan tegangan utama minor efektif $\sigma_3' = 100 \text{ kN/m}^2$.

- Tentukan sudut gesek dalam efektif
- Berapakah tegangan deviator saat kegagalan
- Gambarkan lingkaran Mohr dan garis selubung kegagalan.

Penyelesaian:

Gambar C5.3.

$$(a) \frac{\sigma_{1f}'}{\sigma_{3f}'} = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2(45^\circ + \phi'/2) = 4$$

Dari sini, diperoleh $\phi' = 37^\circ$

$$(b) (\sigma_1 - \sigma_3)_f = \sigma_3' (\sigma_{1f}'/\sigma_{3f}' - 1) = 100 (4 - 1) = 300 \text{ kN/m}^2$$

- Plot dari lingkaran Mohr dan garis selubung kegagalan dapat dilihat pada Gambar C5.3.

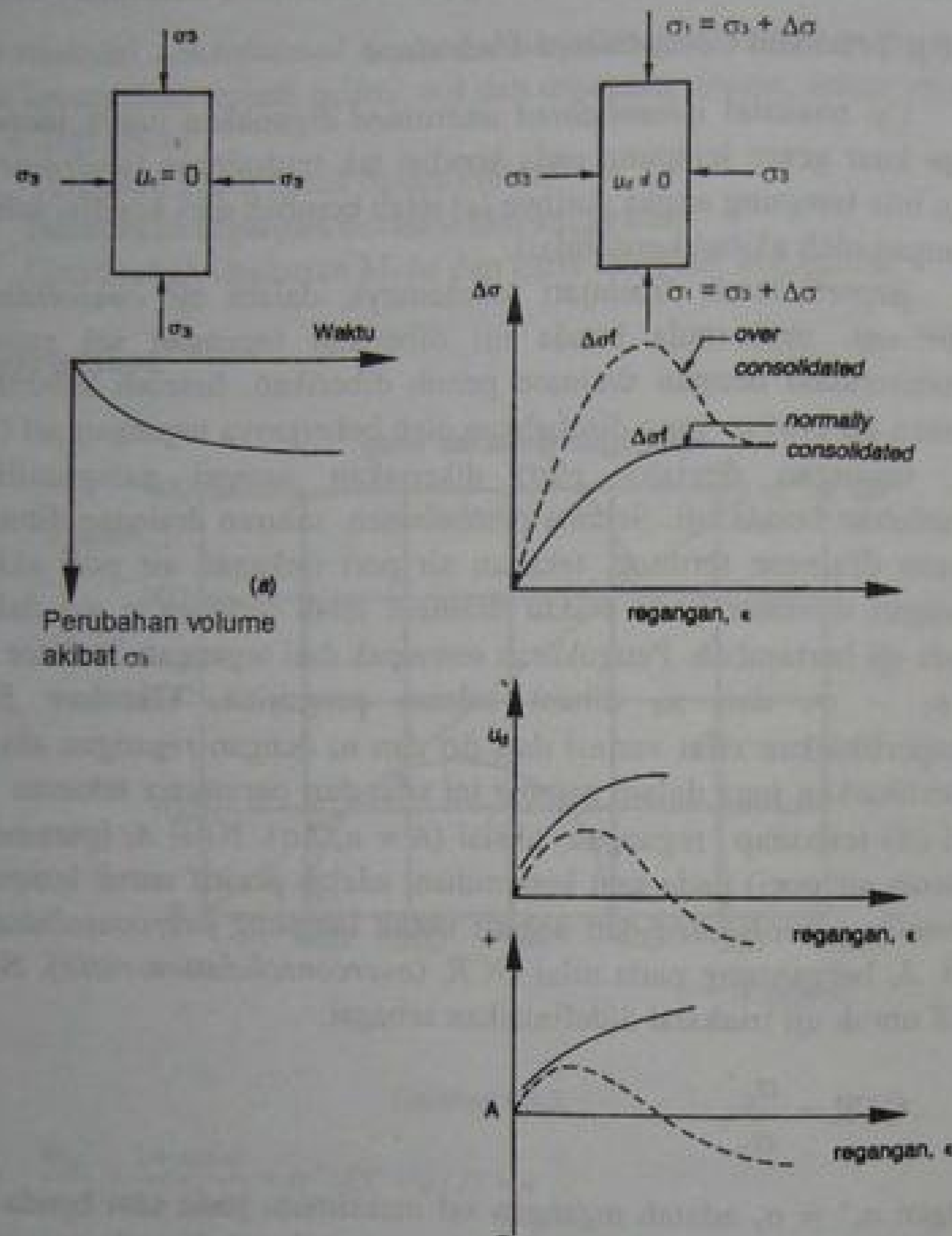
5.4.2 Kuat Geser Tanah Lempung pada Kondisi Undrained**(a) Uji Triaksial Consolidated-Undrained**

Uji triaksial *consolidated undrained* digunakan untuk menentukan kuat geser lempung pada kondisi tak terdrainase (*undrained*), yaitu bila lempung angka porinya (e) telah berubah dari kondisi asli di lapangan oleh akibat konsolidasi.

Seperti telah dipelajari sebelumnya, dalam uji *consolidated undrained*, mula-mula benda uji diberikan tegangan sel supaya berkonsolidasi dengan drainase penuh diberikan. Setelah kelebihan tekanan air pori u_c yang disebabkan oleh bekerjanya tegangan sel (σ_3) nol, tegangan deviator ($\Delta\sigma$) dikerjakan sampai menghasilkan keruntuhan benda uji. Selama pembebanan, saluran drainase ditutup. Karena drainase tertutup, tekanan air pori (tekanan air pori akibat tegangan deviator pada waktu drainase telah tertutup = u_d) dalam benda uji bertambah. Pengukuran serempak dari tegangan deviator $\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$ dan u_d dibuat selama pengujian. Gambar 5.21 memperlihatkan sifat variasi dari $\Delta\sigma$ dan u_d dengan regangan aksial. Diperlihatkan juga dalam gambar ini sifat dari parameter tekanan air pori (A) terhadap regangan aksial ($A = u_d/\Delta\sigma$). Nilai A_f (parameter tekanan air pori) pada saat keruntuhan, adalah positif untuk lempung *normally consolidated* dan negatif untuk lempung *overconsolidated*. Jadi, A_f bergantung pada nilai *OCR*, (*overconsolidation-ratio*). Nilai *OCR* untuk uji triaksial didefinisikan sebagai:

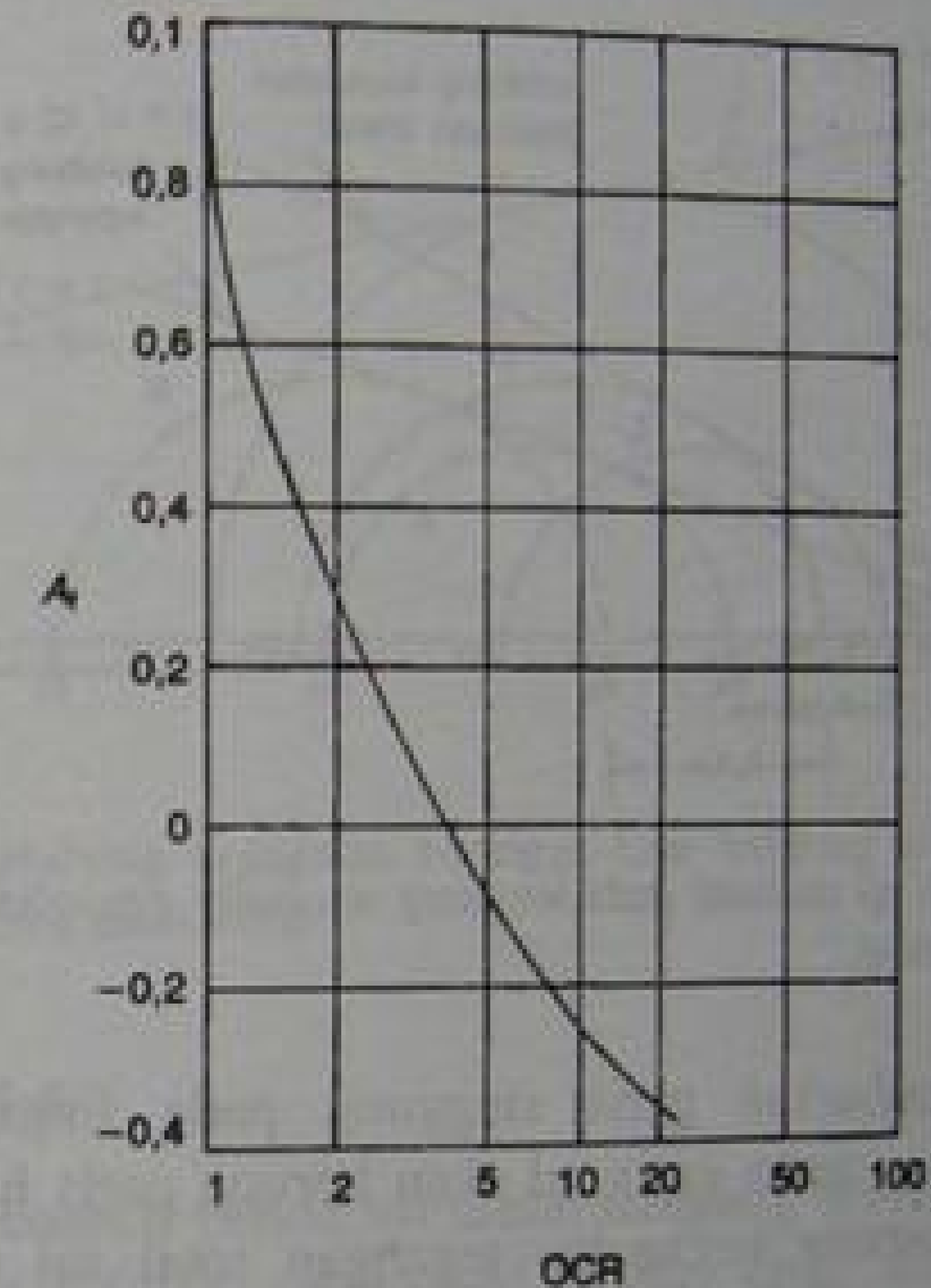
$$OCR = \frac{\sigma_c'}{\sigma_3}$$

dengan $\sigma_c' = \sigma_c$ adalah tegangan sel maksimum pada saat benda uji dikonsolidasi, dan kemudian diizinkan untuk kembali pada tegangan sel σ_3 . Sifat-sifat khusus dari variasi A_f dengan nilai banding *overconsolidation* (*OCR*) untuk lempung yang berasal dari Weald diperlihatkan dalam Gambar 5.22 (Simons, 1960). Pada saat keruntuhan terjadi:



Gambar 5.21 Uji triaksial *consolidated undrained*
(a) Saat diterapkan tegangan sel
(b) Saat diterapkan tegangan deviator.

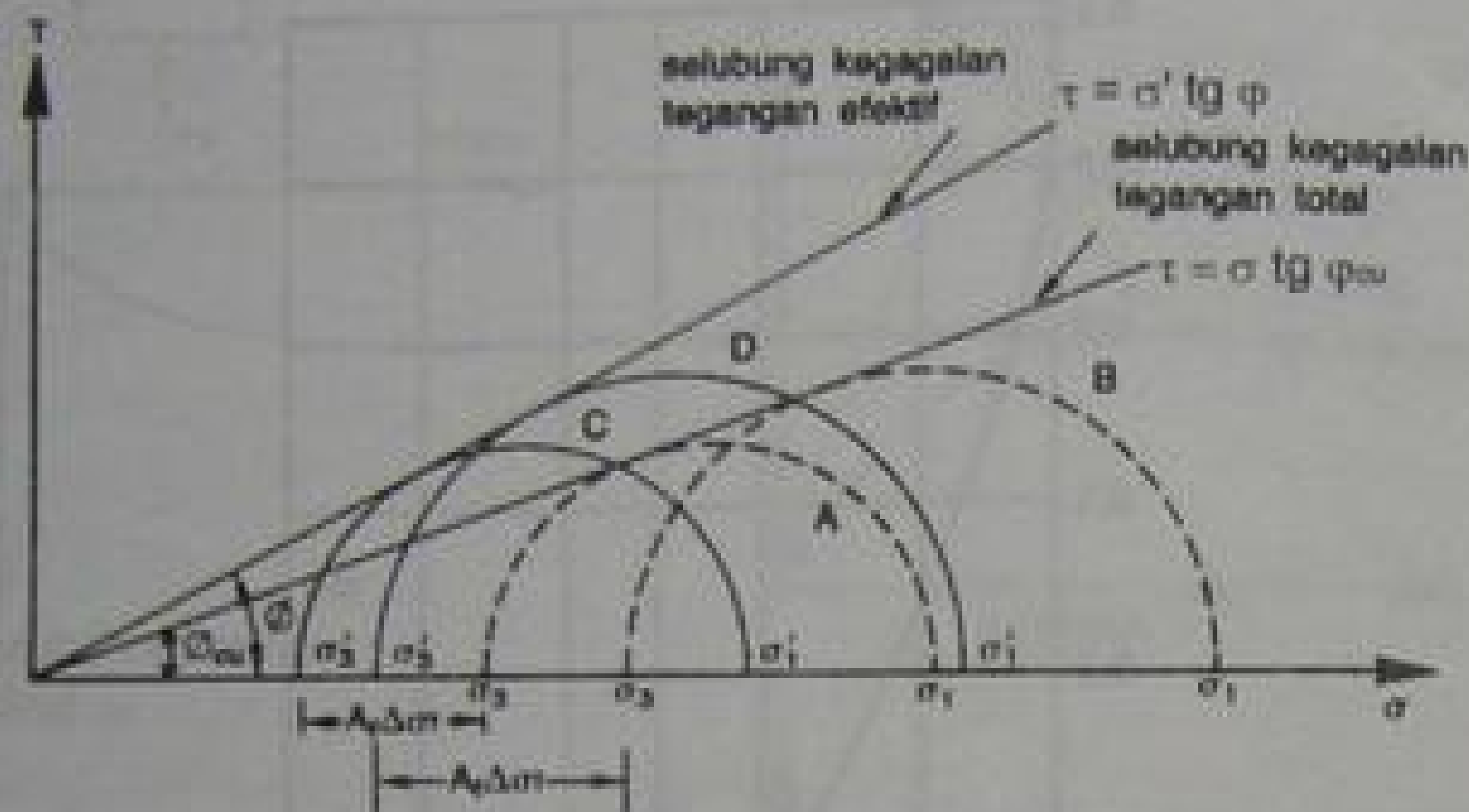
tegangan utama mayor total	$= \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_f$
tegangan utama minor total	$= \sigma_3$
tekanan air pori pada saat keruntuhan	$= u_{d(runtuh)} = A_f \Delta\sigma_f$
tegangan utama mayor efektif	$= \sigma_1 - A_f \Delta\sigma_f = \sigma_1'$
tegangan utama minor efektif	$= \sigma_3 - A_f \Delta\sigma_f = \sigma_3'$



Gambar 5.22 Variasi A_f dengan *overconsolidation* (OCR) untuk lempung dari Weald (Simons, 1960).

Uji *consolidated undrained* memerlukan sejumlah benda uji untuk menentukan parameter kuat geser tanah, seperti yang terlihat pada Gambar 5.23. Gambar tersebut adalah contoh hasil uji pada lempung *normally consolidated* (terkonsolidasi normal). Lingkaran Mohr tegangan total (lingkaran A dan B) untuk dua pengujian diperlihatkan dengan garis putus-putus. Sehubungan dengan lingkaran A dan B ini adalah lingkaran Mohr tegangan efektif C dan D. Karena

C dan D adalah lingkaran tegangan efektif pada saat keruntuhan, garis singgung yang digambarkan pada lingkaran-lingkaran ini akan merupakan garis selubung kegagalan Mohr-Coulomb. Persamaan garis singgung untuk lempung *normally consolidated* $\tau = \sigma' \tan \phi$ (persamaan garis lewat titik awal).



Gambar 5.23 Hasil uji triaksial pada lempung *normally consolidated* pada kondisi *consolidated undrained*.

Jika digambarkan garis singgung pada lingkaran-lingkaran tegangan totalnya, maka garis ini akan berupa garis lurus lewat titik awal. Garis selubung kegagalan tegangan total ini diberikan oleh persamaan:

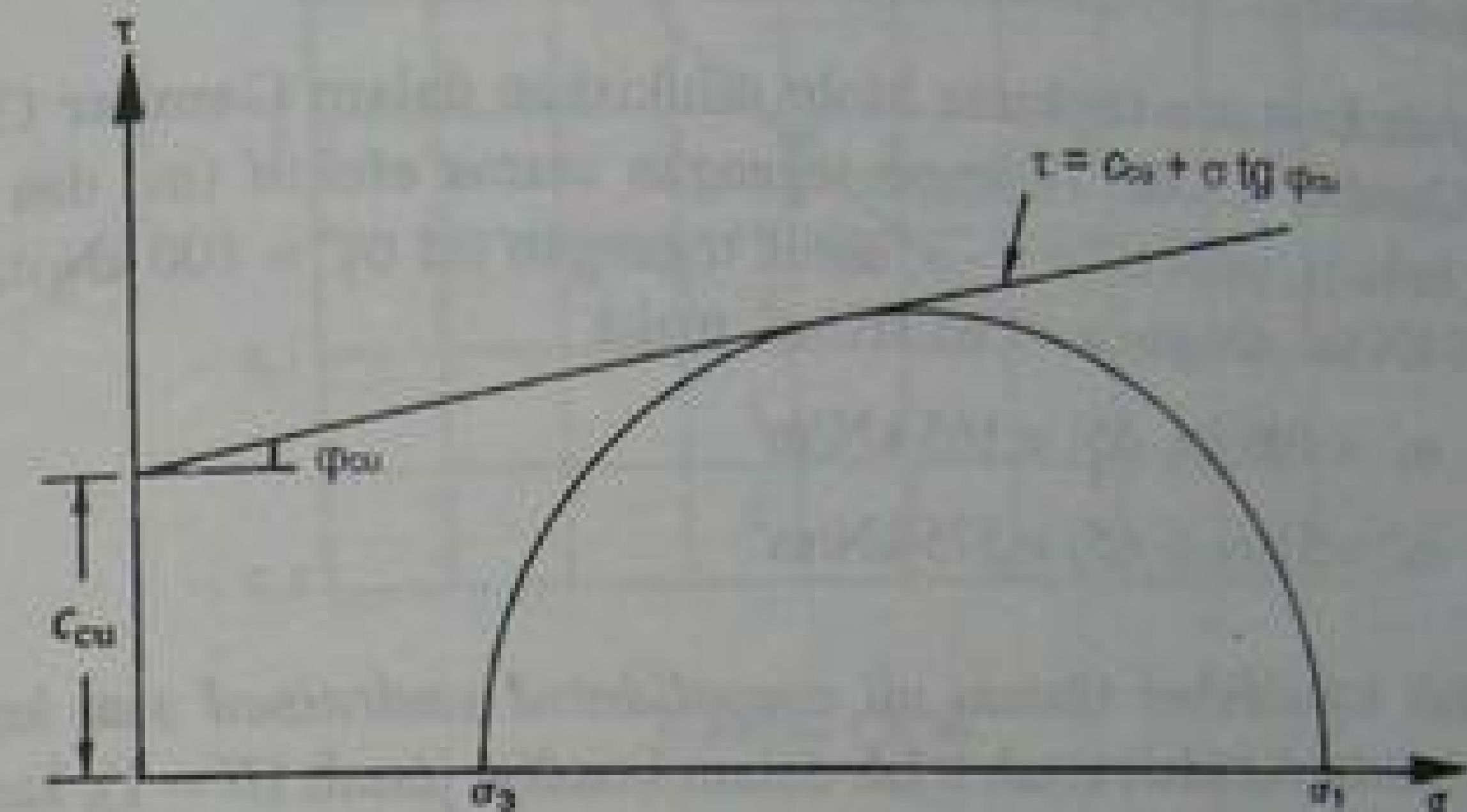
$$\tau = \sigma \tan \phi_{cu} \quad (5.22)$$

dengan ϕ_{cu} adalah sudut gesek dalam *consolidated undrained* (terkonsolidasi tak terdrainase). Di sini indeks cu menyatakan kondisi *consolidated undrained*. Selubung kegagalan tegangan total untuk lempung *overconsolidated* diperlihatkan dalam Gambar 5.24. Persamaan garis selubung kegagalan dapat ditulis dalam bentuk:

$$\tau = c_{cu} + \sigma \tan \phi_{cu} \quad (5.23)$$

dengan c_{cu} adalah perpotongan garis selubung kegagalan dengan

sumbu tegangan geser (τ). Persamaan kuat geser lempung *overconsolidated* yang didasarkan pada tegangan efektif (yaitu c' dan ϕ'), dapat diperoleh dengan menggambarkan lingkaran Mohr tegangan efektif dan garis singgung.



Gambar 5.24 Selubung kegagalan tegangan total lempung *overconsolidated* pada kondisi *consolidated undrained*.

Contoh soal 5.4:

Empat contoh benda uji tanah lempung *overconsolidated* diuji triaksial *consolidated undrained*. Data yang dihasilkan sebagai berikut:

Tegangan sel (kN/m ²)	Tegangan deviator (kN/m ²)	Tekanan pori saat runtuh (kN/m ²)
100	410	-65
200	520	-10
400	720	80
600	980	180

- (a) Gambarkan garis selubung kegagalan untuk tanah ini pada tinjauan tegangan total dan tegangan efektif.

- (b) Jika tekanan prakonsolidasi yang dibebankan pada lempung ini 800 kN/m^2 , gambarkan variasi parameter tekanan pori A_r dengan nilai banding *overconsolidation* (OCR).

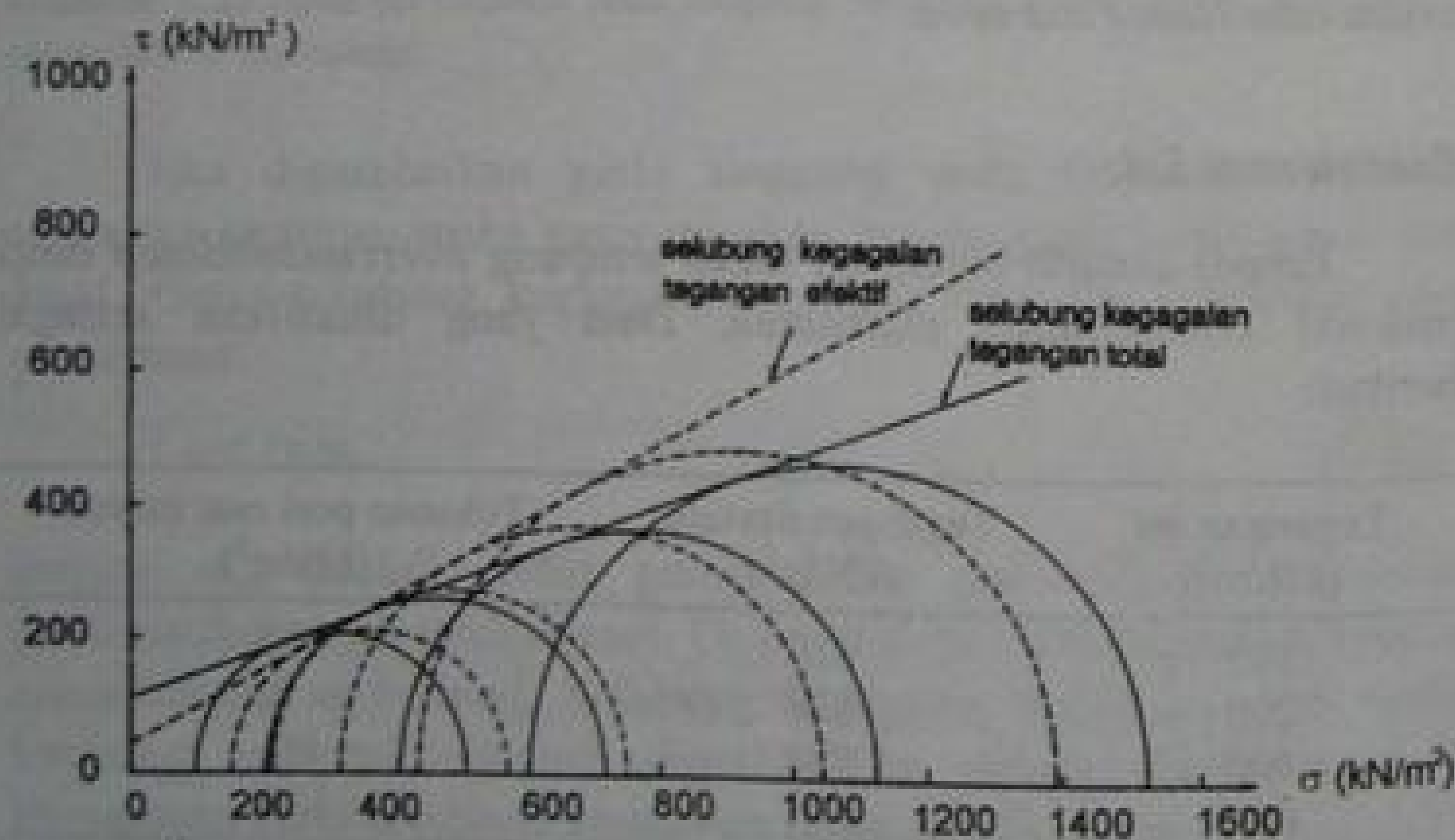
Penyelesaian:

Diagram lingkaran-lingkaran Mohr dilukiskan dalam Gambar C5.4a dan Gambar C5.4b. Tegangan-tegangan utama efektif (σ_1' dan σ_3') yang bekerja, yaitu $\sigma_1' = \sigma - u$; untuk tegangan sel $\sigma_3' = 100 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_1 = 510 \text{ kN/m}^2$, dengan $u = -65 \text{ kN/m}^2$, maka

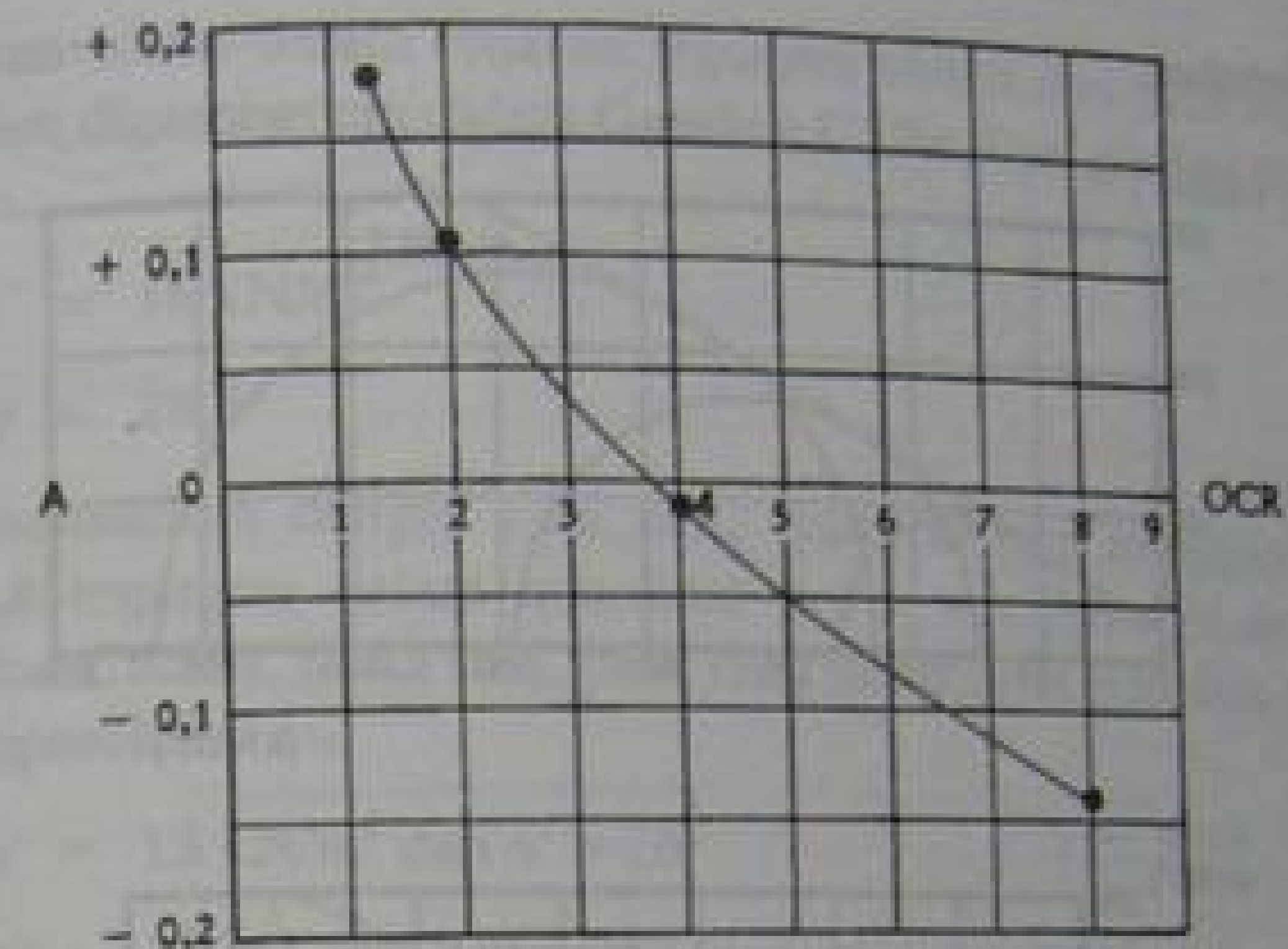
$$\sigma_3' = 100 - (-65) = 165 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1' = 510 - (-65) = 575 \text{ kN/m}^2$$

Sesudah konsolidasi (dalam uji *consolidated undrained* saat ketika penggeseran dimulai) tanah telah dalam kondisi jenuh ($B = 1$), karena itu koefisien tekanan air pori $AB = A$.



Gambar C5.4a.



Gambar C5.4b.

σ_3 (kN/m^2)	OCR	$A = \frac{\Delta u_d}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3}$
100	8	$-65/410 = -0.146$
200	4	-0.020
400	2	0.110
600	1.33	0.185

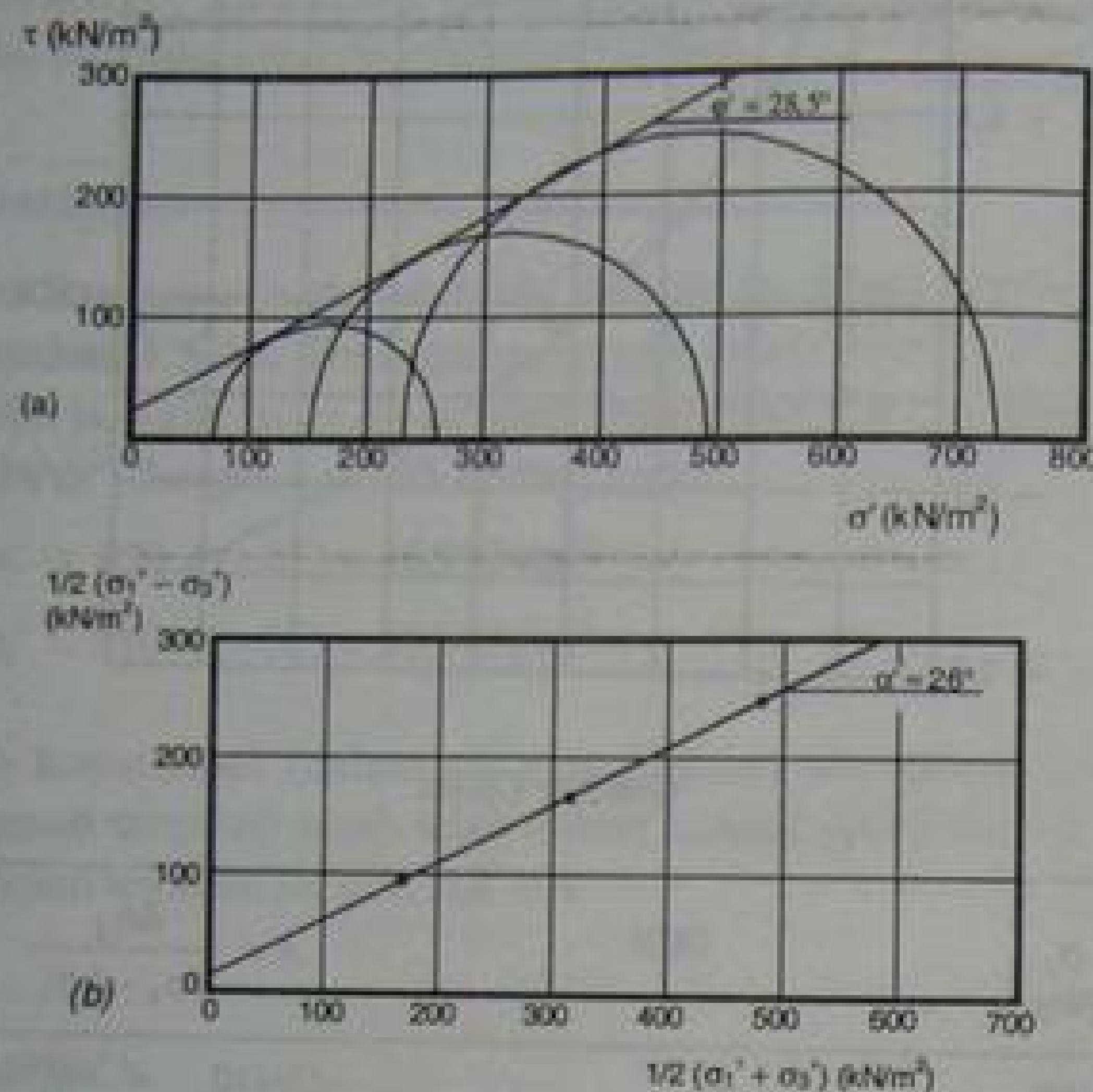
Hasilnya dapat dilihat dalam Gambar C5.4a dan Gambar C5.4b.

Contoh soal 5.5:

Uji triaksial *consolidated undrained* pada lempung jenuh, dengan pengukuran tekanan pori, dihasilkan data sebagai berikut:

	150	300	450
Tegangan sel (kN/m^2)	190	340	500
Tegangan deviator (kN/m^2)	80	150	220
Tekanan air pori (kN/m^2)			

Tentukan c' dan ϕ' .

Penyelesaian:

Gambar C5.5.

Nilai-nilai tegangan utama efektif σ_1' dan σ_3' pada saat kegagalan dihitung dengan mengurangi tegangan-tegangan utama dengan tekanan air pori. Selanjutnya hitungan dilaksanakan pada tabel berikut (satuan dalam kN/m^2):

σ_3 (kN/m^2)	150	300	450
σ_1 (kN/m^2)	340	640	950
σ_3' (kN/m^2)	70	150	230
σ_1' (kN/m^2)	260	490	730
$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kN/m^2)	95	170	250
$\frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')$ (kN/m^2)	165	320	480

Lingkaran Mohr dalam tinjauan tegangan efektif dan garis selubung kegagalan digambarkan dalam Gambar C5.5a. Dari gambar ini dapat diukur:

$$c' = 16 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi' = 28,5^\circ$$

Bila diselesaikan dengan cara lain, yaitu dengan menggambarkan titik-titik tegangan dalam koordinat $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$ dan $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ (Gambar C5.5b), maka dari garis yang menghubungkan titik-titiknya dapat diperoleh:

$$\alpha' = 13 \text{ kN/m}^2 \text{ dan } \alpha' = 26^\circ$$

$$\phi' = \arcsin(\tan 26^\circ) = 29^\circ$$

$$c' = 13 / \cos 29^\circ = 16 \text{ kN/m}^2$$

Contoh 5.6:

Hasil-hasil uji triaksial *consolidated undrained* pada lempung jenuh dengan tegangan sel, $\sigma_3 = 300 \text{ kN/m}^2$, ditunjukkan dalam tabel di bawah ini (l_0 = tinggi benda uji awal):

$\Delta l/l_0$	0	0,01	0,02	0,04	0,08	0,12
$\sigma_1 - \sigma_3$ (kN/m^2)	0	140	240	310	370	410
u (kN/m^2)	0	50	80	90	92	86

Gambarkan variasi dari koefisien tekanan air pori A , selama penggeseran.

Penyelesaian:

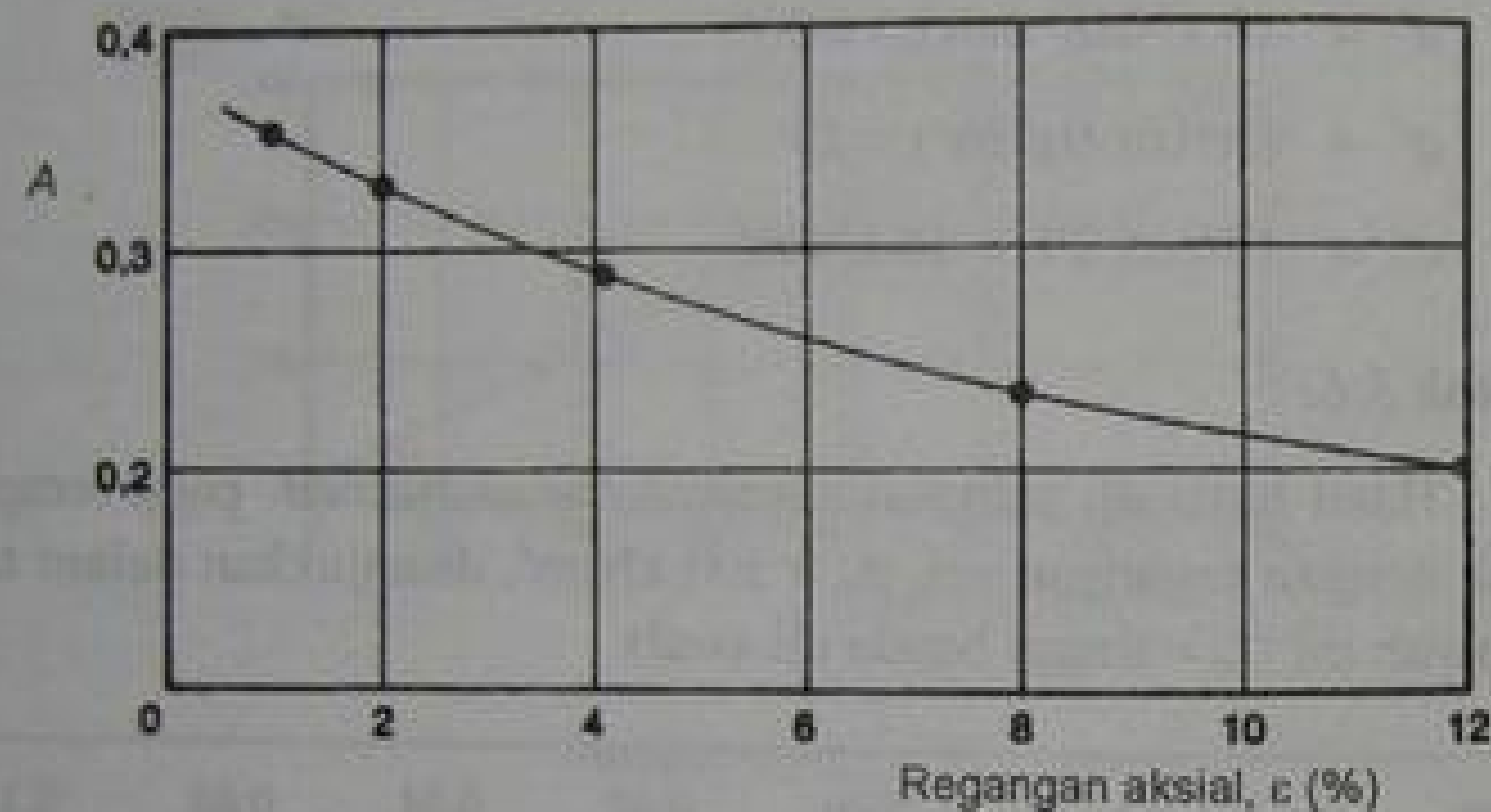
Nilai $\sigma_1 = (\sigma_1 - \sigma_3) + \sigma_3$. Karena tanah dalam kondisi jenuh, maka $B = 1$. Kenaikan tekanan air pori dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$\Delta u = A \Delta \sigma \text{ atau } A = \Delta u / \Delta \sigma$$

Sebagai contoh, untuk regangan 0,08 maka nilai $A = 92/370 = 0,25$. Hitungan selanjutnya dilakukan secara tabel.

$\Delta u / I_0$	0	0,01	0,02	0,04	0,08	0,12
A	—	0,36	0,33	0,29	0,25	0,21

Perlu diingat bahwa Δu dan $\Delta \sigma$ adalah tambahan tegangan yang dihitung dari nilai awalnya. Plot dari regangan aksial terhadap koefisien tekanan air pori ditunjukkan pada Gambar C5.6.



Gambar C5.6.

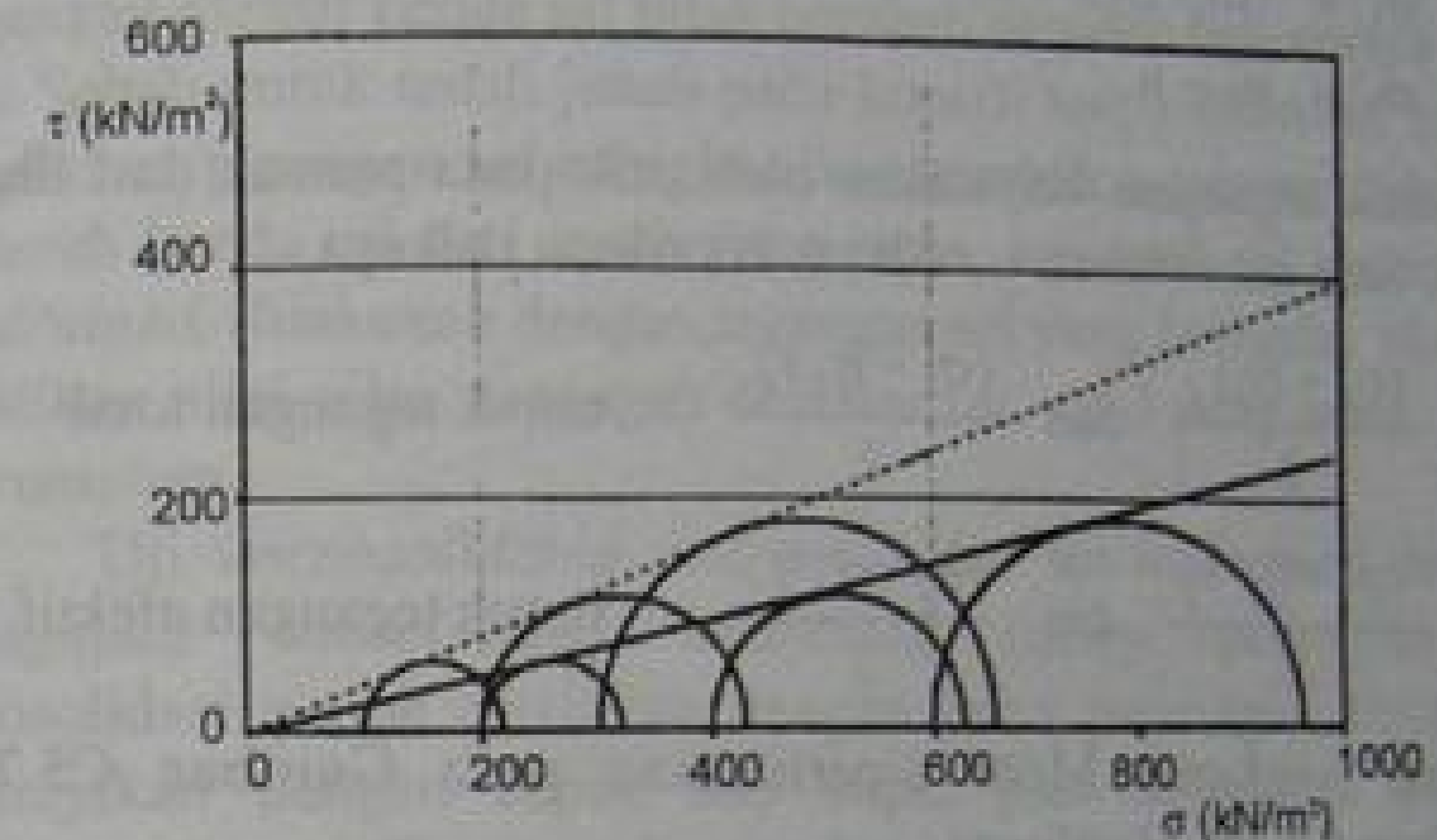
Contoh soal 5.7:

Uji triaksial *consolidated undrained* dengan pengukuran tekanan air pori pada benda uji lempung jenuh, diperoleh data sebagai berikut:

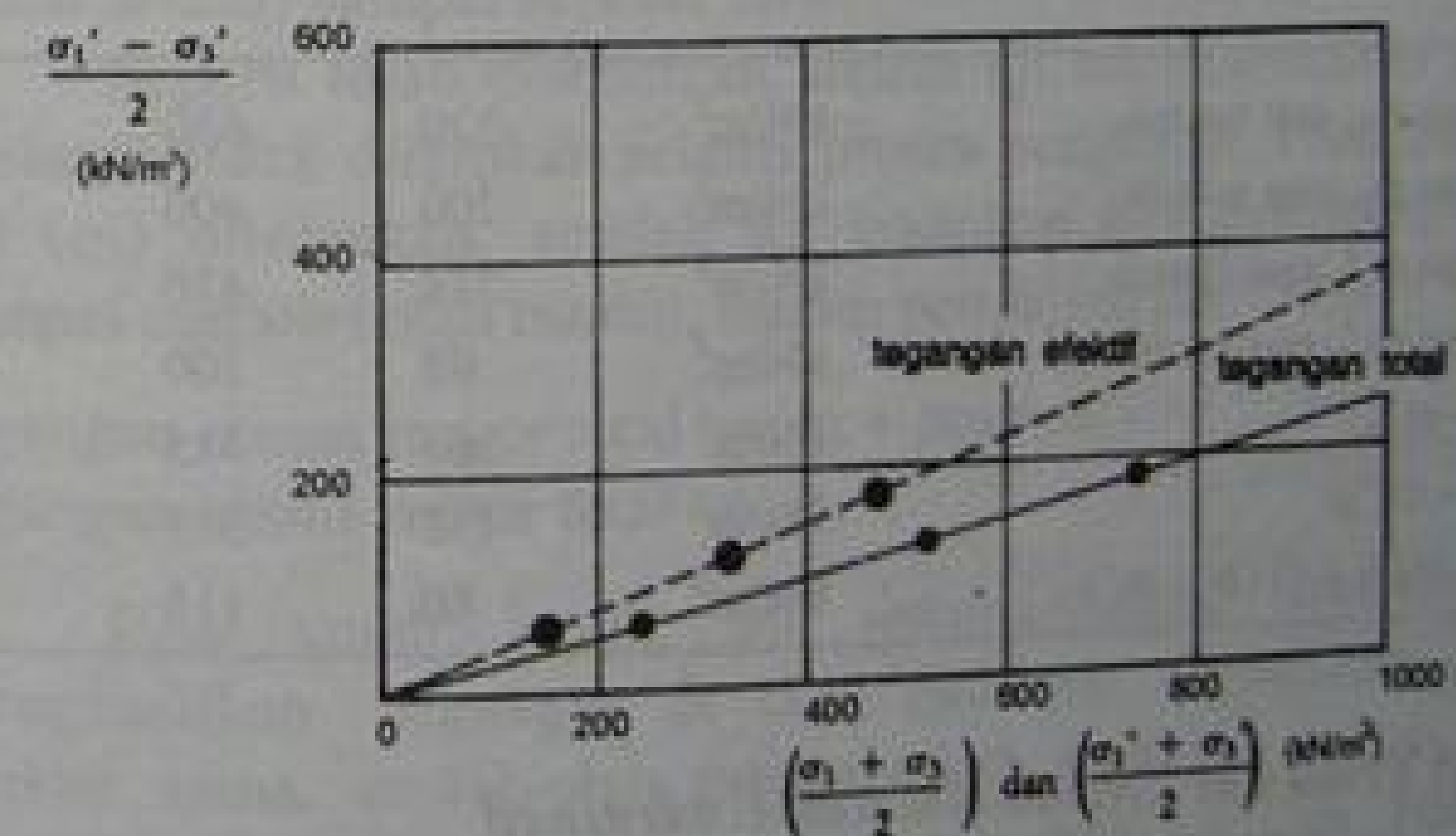
σ_3 (kN/m ²)	200	400	600
$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kN/m ²)	120	230	360
Tekanan pori saat runtuh u (kN/m ²)	102	200	300

Tentukan sudut gesek dalam (ϕ) dan kohesi (c) dalam tinjauan tegangan total dan tegangan efektif dengan cara menggambarkan lingkaran Mohr dan titik-titik tegangan pada koordinat p - q .

Penyelesaian:



Gambar C5.7a.



Gambar C5.7b.

Tegangan utama total saat runtuh:

$$\sigma_1 = (\sigma_1 - \sigma_3)_f + \sigma_3$$

$$\sigma_3 = \sigma_3$$

Tegangan utama efektif saat runtuh:

$$\sigma_1' = (\sigma_1 - \sigma_3)_f + \sigma_3 - u$$

$$\sigma_3' = \sigma_3 - u$$

Titik-titik tegangan dinyatakan oleh titik pada puncak dari lingkaran Mohr. Saat keruntuhan koordinat-koordinat titiknya:

$$\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)_f}{2} \quad \text{dan} \quad \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2} \quad \text{untuk tegangan total}$$

$$\frac{(\sigma_1' + \sigma_3')_f}{2} \quad \text{dan} \quad \frac{(\sigma_1' - \sigma_3')_f}{2} \quad \text{untuk tegangan efektif}$$

Gambar lingkaran Mohr diperlihatkan pada **Gambar C5.7a** dan **Gambar C5.7b**. Hasilnya:

untuk tegangan total : $c = 0 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 12,5^\circ$

untuk tegangan efektif : $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi' = 21,5^\circ$

Tegangan σ_1 , saat runtuh	kN/m^2	320	630	960
Tegangan σ_3 , saat runtuh	kN/m^2	200	400	600
Tegangan σ_1' , saat runtuh	kN/m^2	218	430	660
Tegangan σ_3' , saat runtuh	kN/m^2	98	200	300
$\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)_f$	kN/m^2	260	515	780
$\frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')_f$	kN/m^2	158	315	480
$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')_f$	kN/m^2	60	115	180

(b) Uji Triaksial Unconsolidated Undrained

Uji triaksial dengan cara *unconsolidated undrained* (tak terkonsolidasi-tak terdrainase), digunakan untuk menentukan kuat geser tanah lempung pada kondisi aslinya (di dalam tanah), di mana angka

pori benda uji pada permulaan pengujian tidak berubah dari nilai aslinya di dalam tanah. Akan tetapi dalam praktek, pada pengambilan contoh benda uji, akan terjadi sedikit tambahan angka pori. Ada bukti bahwa kuat geser lempung kondisi *undrained* di lapangan adalah tidak isotropis (anisotropis), yaitu kuat gesernya tergantung dari arah tegangan utama mayor (σ_1) relatif di lokasi benda uji. Saat pengujian, tegangan efektif benda uji tidak berubah sesudah bekerjanya tegangan sel. Sebab untuk tanah jenuh pada konsisi tanpa drainase, sembarang tambahan tegangan sel menghasilkan tambahan tekanan air pori. Jika seluruh benda uji dari tanah yang sama, sejumlah uji *unconsolidated undrained*, dilakukan dengan tegangan sel yang berbeda, akan menghasilkan nilai-nilai tegangan deviator ($\sigma_1 - \sigma_3$) yang sama, pada saat keruntuhan.

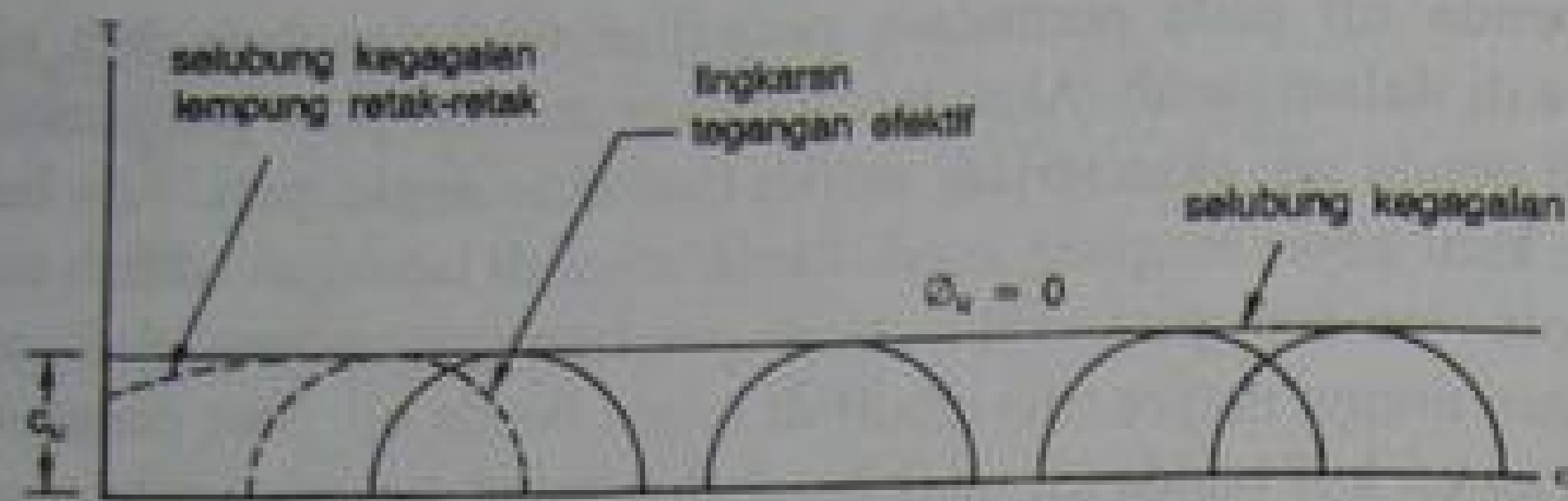
Uji *unconsolidated undrained* dan uji *undrained* dari bagian pengujian *consolidated undrained* (tahap pengujian setelah konsolidasi penuh diizinkan dengan jalan penerapan tegangan sel) dikerjakan dengan cepat, dan dapat pula dilakukan pengukuran tekanan air pori. Biasanya keruntuhan dihasilkan dalam periode 5 – 15 menit. Tiap pengujian dilaksanakan sampai tercapai nilai tegangan deviator maksimum atau regangan telah melampaui regangan aksial (*axial strain*) sampai sebesar 20%.

Seperti telah disebutkan, dalam uji *unconsolidated undrained*, drainase tidak diizinkan selama proses pengujian. Pertama, tegangan sel (σ_3) diterapkan, setelah itu tegangan deviator ($\Delta\sigma$) dikerjakan sampai contoh tanah runtuh. Dalam pengujian ini:

$$\text{tegangan utama mayor total} = \sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$$

$$\text{tegangan utama minor total} = \sigma_3$$

Bila tanah jenuh, uji *unconsolidated undrained*, akan menghasilkan tegangan deviator pada saat keruntuhan ($\Delta\sigma_f$) yang praktis sama, seolah-olah mengabaikan tegangan sel σ_3 . Sehingga bentuk selubung kegagalan tegangan total adalah berupa garis horizontal atau $\phi = 0$ (**Gambar 5.25**). Persamaan kuat geser pada kondisi *undrained* dapat dinyatakan dalam persamaan:

Gambar 5.25 Uji triaksial *unconsolidated undrained* pada lempung jenuh.

$$s_u = c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (5.24)$$

dengan $\Delta\sigma_f = \sigma_1 - \sigma_3$, dan c_u atau sering juga ditulis s_u adalah kohesi lempung pada kondisi *unconsolidated undrained*. Nilai kuat geser yang dihasilkan biasanya disebut *kuat geser undrained* (c_u).

Persamaan (5.24) sering ditulis dalam bentuk:

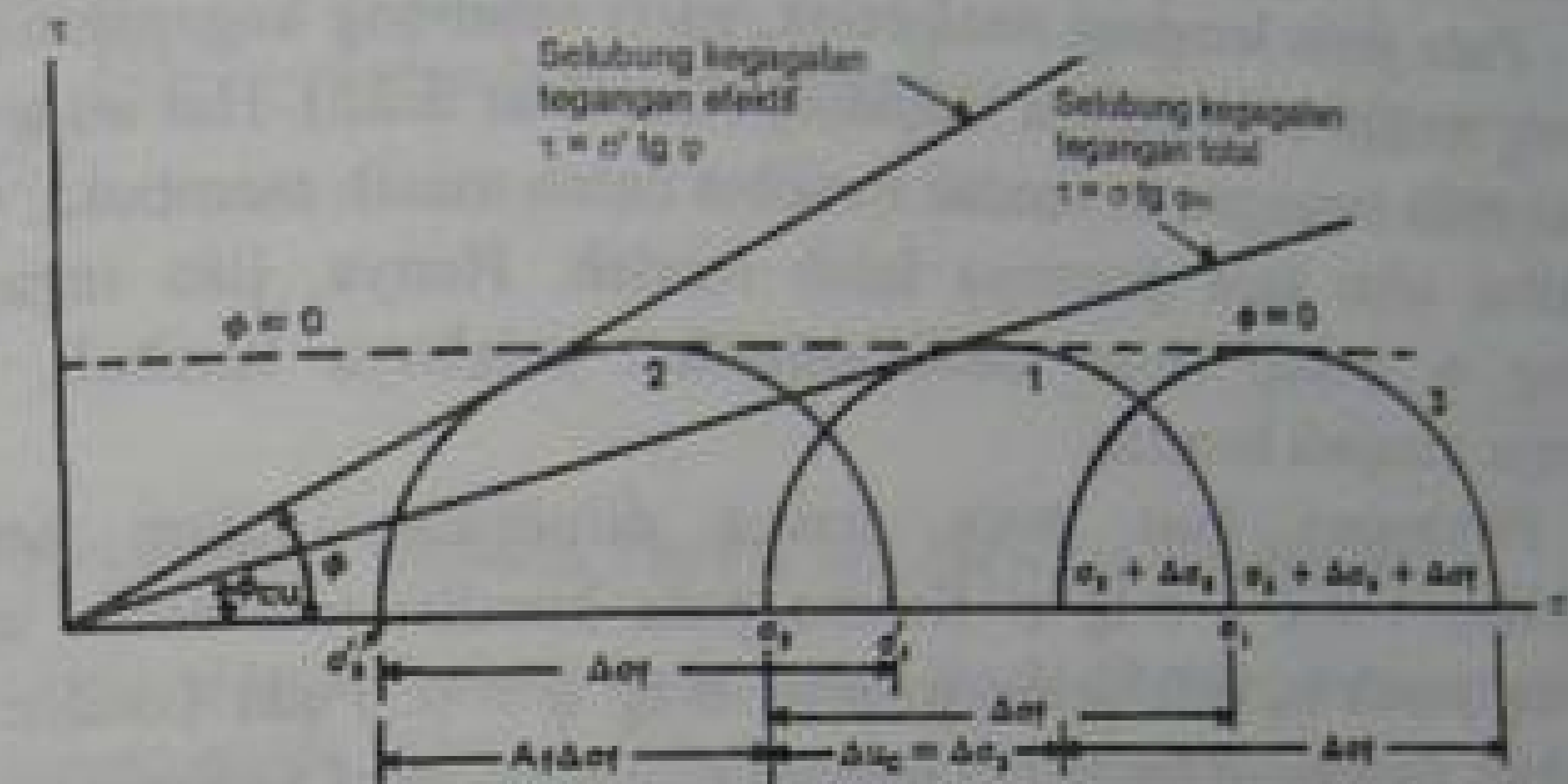
$$s_u = c_u = \frac{\Delta\sigma_f}{2} \quad (5.25)$$

dengan $\Delta\sigma_f = \sigma_1 - \sigma_3 =$ tegangan deviator pada kondisi *unconsolidated undrained*.

Seperti telah disebutkan bahwa dalam uji triaksial *UU*, walaupun pengujian dilakukan pada tegangan sel yang berbeda akan menghasilkan $\Delta\sigma_f$ yang sama. Hal tersebut dapat diterangkan sebagai berikut :

Ditinjau benda uji tanah lempung jenuh A yang pada mulanya dikonsolidasi dengan tegangan sel σ_3 , dan kemudian dibebani sampai runtuh pada kondisi *undrained*. Hasil yang diperoleh adalah lingkaran Mohr untuk tegangan total adalah lingkaran 1 dan untuk tegangan efektif, lingkaran 2 (Gambar 5.26), di mana lingkaran 2 menyinggung garis selubung kegagalan tegangan efektif. Benda uji B dari jenis tanah yang sama, dikonsolidasi dengan tegangan sel σ_3 dengan tambahan tegangan keliling $\Delta\sigma_3$ yang juga tanpa adanya drainase,

tekanan air pori akan bertambah dengan Δu_c . Karena $\Delta u_c = B\Delta\sigma_3$, (B adalah parameter tekanan air pori) di mana untuk tanah jenuh $B = 1$, benda uji A dan B akan runtuh pada tegangan deviator yang sama, yaitu $\Delta\sigma_f$. Lingkaran Mohr benda uji B dalam tinjauan tegangan total pada saat runtuh, diberikan oleh lingkaran nomer 3.

Gambar 5.26 Kuat geser *undrained*.

Pada benda uji B, saat runtuh:

besarnya σ_3 adalah $\sigma_3 + \Delta\sigma_3$

besarnya σ_1 adalah $\sigma_3 + \Delta\sigma_3 + \Delta\sigma_f$

Tegangan efektif benda uji B,

$$\sigma_1' = (\sigma_3 + \Delta\sigma_3 + \Delta\sigma_f) - (\Delta u_c + A_f \Delta\sigma_f)$$

Karena tanah jenuh, maka $\Delta\sigma_3 = \Delta u_c$. Persamaan tegangan efektif menjadi:

$$\sigma_1' = (\sigma_3 + \Delta\sigma_f) - A_f \Delta\sigma_f$$

$$= \sigma_1 - A_f \Delta\sigma_f$$

$$= \sigma_1' \text{ (sama dengan } \sigma_1' \text{ benda uji A)}$$

$$\sigma_3' = (\sigma_3 + \Delta\sigma_3) - (\Delta u_c + A_f \Delta\sigma_f)$$

$$= \sigma_3 - A_f \Delta\sigma_f$$

$$= \sigma_3' \text{ (sama dengan } \sigma_3' \text{ benda uji A)}$$

Jadi, tegangan-tegangan utama yang diperoleh akan sama dengan tegangan-tegangan utama pada benda uji A, atau lingkaran Mohr tegangan efektif pada benda uji B akan sama dengan lingkaran Mohr tegangan efektif pada benda uji A, yaitu lingkaran nomer 2. Dengan demikian, sembarang σ_3 yang dibebankan pada benda uji B akan memberikan tegangan deviator ($\Delta\sigma_t$) yang sama.

Pada jenis lempung retak-retak, garis selubung kegagalan pada σ_3 yang rendah akan berupa lengkung (Gambar 5.25). Hal ini terjadi karena pada tegangan σ_3 rendah tersebut celah masih membuka, yang berakibat nilai kuat gesernya lebih rendah. Hanya, jika tegangan keliling σ_3 cukup besar untuk menutup celahnya kembali, kuat gesernya menjadi konstan.

Persamaan kuat geser sering dituliskan dalam bentuk persamaan: $s = c + \sigma \tan \phi$. Karena pada kondisi *undrained* untuk lempung jenuh $\phi_u = 0$, sehingga nilai $\sigma \tan \phi = 0$. Pada kondisi ini, kuat geser *undrained* dituliskan sebagai $s_u = c_u$ (kohesi *undrained*).

Contoh soal 5.8:

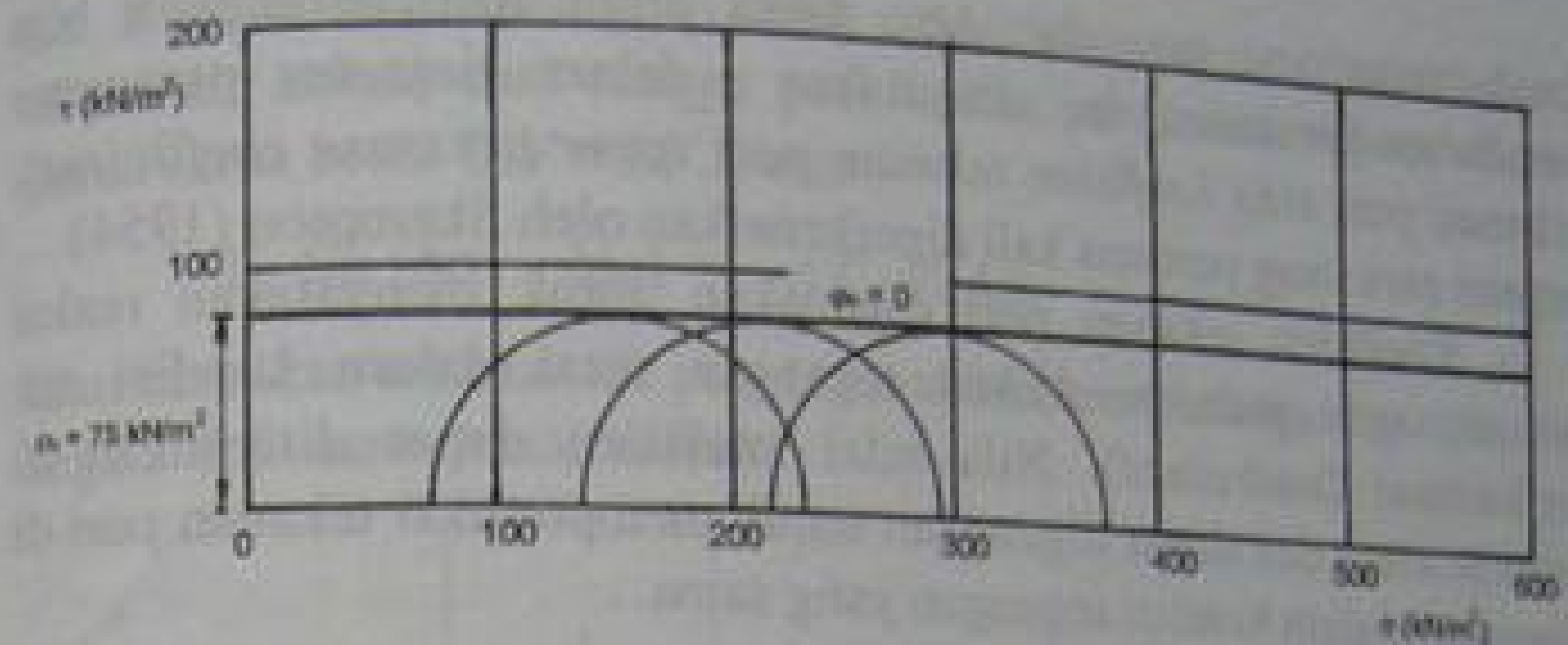
Hasil-hasil yang diperoleh dalam uji triaksial dengan kondisi tanpa drainase (*undrained*), pada 3 contoh benda uji, seperti berikut:

Tegangan sel (kN/m^2)	70	140	210
Tegangan aksial total (kN/m^2)	216	295	358

Tentukan c_u dan ϕ_u untuk tanah ini. Dengan melihat hasilnya, termasuk jenis tanah apa?

Penyelesaian:

Dari penggambaran lingkaran Mohr dengan memperhatikan besar tegangan sel (σ_3) dan tegangan aksial total (σ_1), dapat diperoleh kohesi $c_u = 75 \text{ kN/m}^2$ dan sudut gesek dalam $\phi_u = 0$ (Gambar C5.8). Nilai sudut gesek dalam nol, menunjukkan bahwa benda uji adalah lempung jenuh.



Gambar C5.8.

5.4.3 Koefisien Tekanan Pori (Pore Pressure Coefficient)

Bila tanah berbutir halus yang jenuh dibebani, tekanan air pori akan bertambah. Dengan bertambahnya waktu, tekanan air pori berangsur-angsur turun seiring dengan mengalirnya air pori mengalir ke lapisan dengan tekanan air pori lebih rendah. Hal ini dikenal dengan istilah penghamburan tekanan air pori (*pore pressure dissipation*). Pada kasus konsolidasi satu dimensi, pembebanan akan mengakibatkan tekanan air pori yang besarnya sama dengan kenaikan tegangan vertikal akibat beban. Pada kasus yang lain, seperti pembebanan tiga dimensi, tekanan air pori juga berkembang, tapi besarnya akan bergantung pada macam dan sejarah tegangan tanah. Karena itu, kecepatan pembebanan dan macam tanah akan menentukan apakah pembebanan berupa pembebanan pada kondisi terdrainase (*drained*) atau tak terdrainase (*undrained*).

Dalam praktek, sering dibutuhkan untuk mengetahui berapa nilai kelebihan tekanan air pori (*excess pore pressure*) yang berkembang dalam pembebanan tanpa drainase. Perubahan tegangan ini, adalah dalam tinjauan tegangan total, dan perubahan tegangan ini mungkin berupa hidrostatik (sama ke segala arah) ataukah nonhidrostatik (geser). Karena yang diperhatikan adalah reaksi dari tekanan air pori Δu terhadap suatu perubahan tegangan

total, yaitu $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$, dan $\Delta\sigma_3$, maka lebih menguntungkan bila perubahan-perubahan ini dinyatakan dalam tinjauan parameter tekanan pori atau *koefisien tekanan pori* (*pore pressure coefficient*), seperti cara yang pertama kali diperkenalkan oleh Skempton (1954).

Koefisien tekanan pori digunakan untuk menyatakan reaksi tekanan pori pada perubahan tegangan total dalam kondisi tak terdrainase (*undrained*). Nilai-nilai koefisien dapat ditentukan di laboratorium dan dapat digunakan untuk memprediksi tekanan pori di lapangan dalam kondisi tegangan yang sama.

(i) Tekanan air pori akibat tegangan isotropis

Ditinjau suatu elemen tanah dengan volume V_o dan porositas n yang telah dalam kondisi setimbang, dengan tekanan pori awal u_o . Pada tinjauan ini, elemen tanah menderita tegangan-tegangan sebesar σ_1 , σ_2 , dan σ_3 , seperti yang terlihat pada **Gambar 5.27**. Elemen tanah, kemudian dibebani dengan menambah tegangan total yang sama ke segala arah (isotropis) sebesar $\Delta\sigma_3$ dalam tiap sisinya. Akibat tegangan total dari segala arah ini, tekanan air pori bertambah sebesar Δu_3 . Pada kondisi demikian, terdapat tambahan tegangan efektif pada tiap sisinya sebesar $\Delta\sigma_3' = \Delta\sigma_3 - \Delta u_3$. Bila dianggap tanah merupakan bahan yang elastis dan isotropis, maka pengurangan volume tanah akibat perubahan tegangan yang terjadi dalam elemen tanah, adalah:

$$\Delta V = -V_o C_{sk} (\Delta\sigma_3 - \Delta u_3)$$

dengan C_{sk} adalah angka kemudahmampatan tanah dan V_o adalah volume dari tanah. Tanda minus dalam persamaan tersebut mengindikasikan adanya reduksi volume tanah, akibat $\Delta\sigma_3$. Karena butiran dianggap tidak mudah mampat, pengurangan volume dari gumpalan tanah akan merupakan pengurangan ruang porinya, atau

$$\Delta V_v = -V_v C_v \Delta u_3 = -n C_v V_o \Delta u_3$$

dengan C_v adalah angka kemudahmampatan air pori akibat pengaruh pembebanan, dan V_v adalah volume pori. Jika derajat kejenuhan tanah $S = 100\%$, maka $C_v = C_w$, dengan C_w adalah angka kemudahmampatan

air. Butiran tanah dianggap tidak mudah mampat dan jika tidak ada aliran air keluar dari rongga pori, kedua perubahan volume di atas harus sama besar ($\Delta V = \Delta V_v$), atau

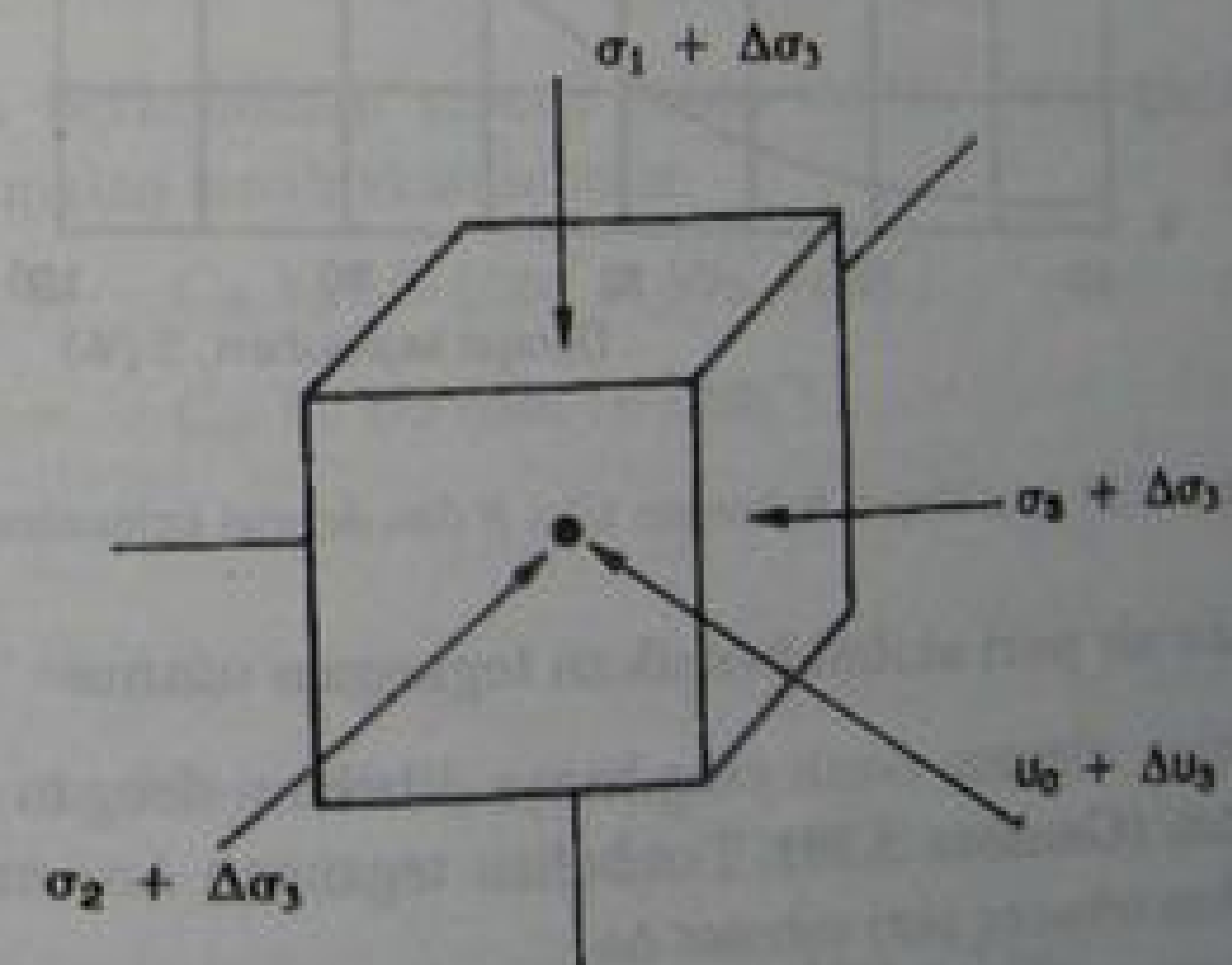
$$-V_o C_{sk} (\Delta\sigma_3 - \Delta u_3) = -n C_v V_o \Delta u_3$$

atau kenaikan tekanan air pori (Δu_3) akibat kenaikan tegangan $\Delta\sigma_3$ dari segala arah sama besar adalah:

$$\Delta u_3 = \Delta\sigma_3 \left(\frac{1}{1 + n \frac{C_v}{C_{sk}}} \right)$$

Jika, $B = 1/[1 + n(C_v/C_{sk})]$, dengan B adalah koefisien tekanan air pori, maka

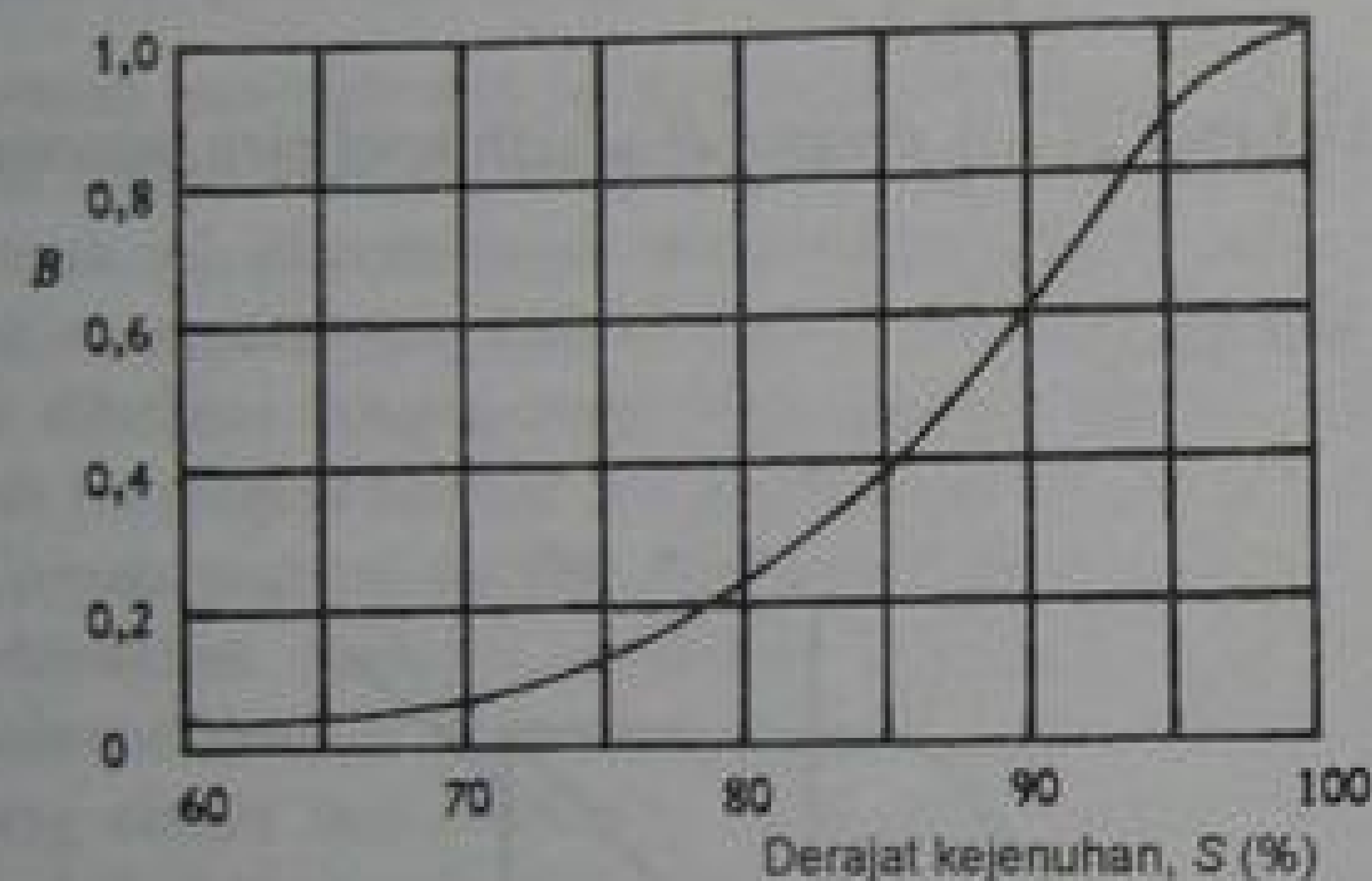
$$\Delta u_3 = B \Delta\sigma_3 \quad (5.26)$$



Gambar 5.27 Elemen tanah yang dibebani oleh tegangan yang sama besar dari segala arahnya (isotropis).

Di dalam tanah yang jenuh, angka kemudahmpatan air pori sangat kecil bila dibandingkan dengan kemudahmpatan dari gumpalan tanahnya, sehingga dapat diabaikan. Karena itu, C_v/C_{sk} mendekati nol, dan B mendekati 1. Dalam Persamaan (5.26), bila $B = 1$, $\Delta u_3 = \Delta \sigma_3$.

Dalam tanah yang tak jenuh, angka kemudahmpatan air pori sangat tinggi oleh akibat adanya pori udara. Karena itu, $C_v/C_{sk} > 0$, sehingga $B < 1$. Sifat khusus (tipikal) dari variasi perubahan derajat kejenuhan S terhadap B untuk tanah tertentu dapat dilihat pada Gambar 5.28.



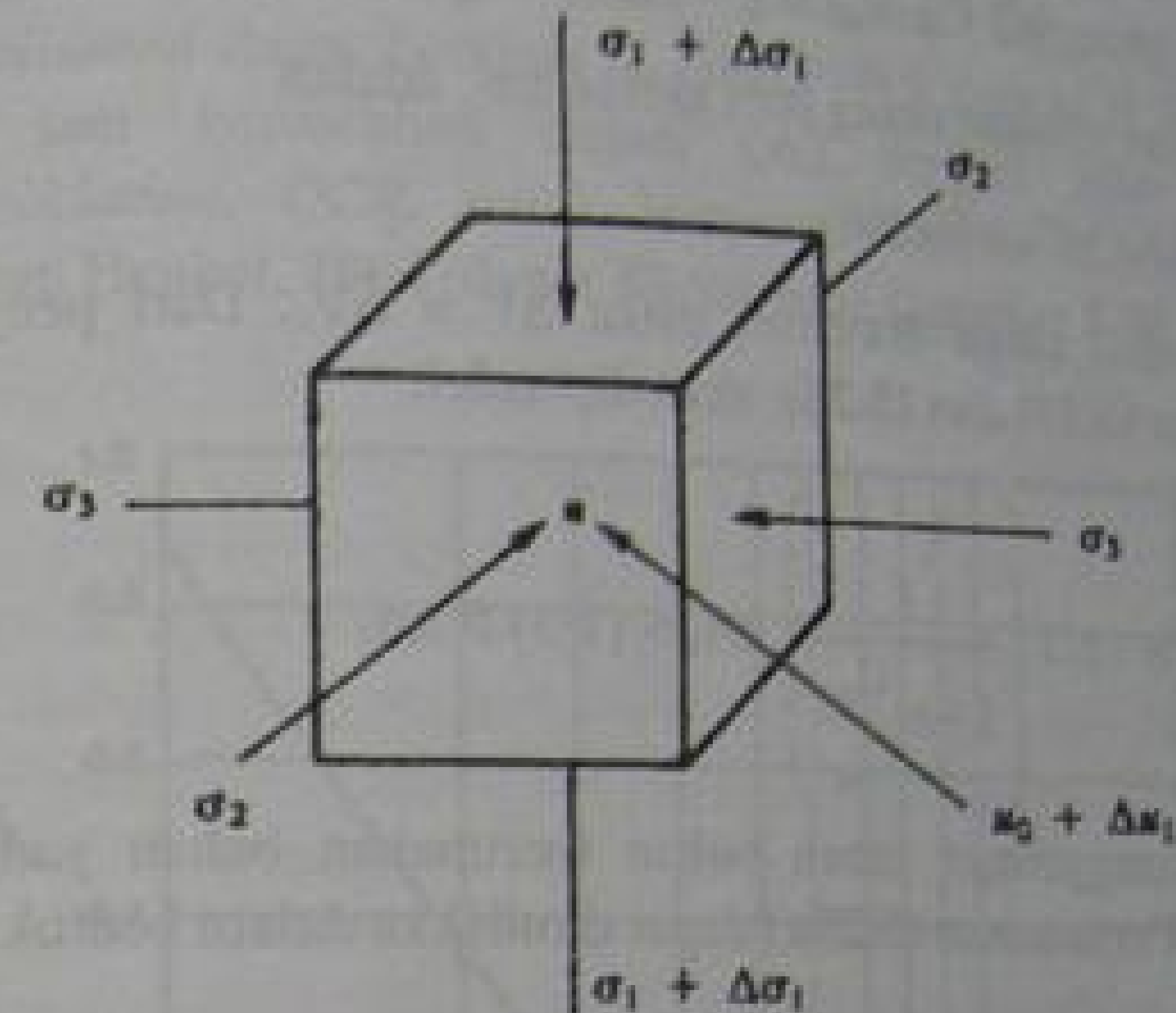
Gambar 5.28 Sifat khusus hubungan nilai B dan derajat kejenuhan (S).

(ii) Tekanan air pori akibat kenaikan tegangan utama

Ditinjau elemen tanah yang hanya dibebani dengan tambahan tegangan $\Delta \sigma_1$ (Gambar 5.29). Tambahan tegangan $\Delta \sigma_1$ mengakibatkan tambahan tekanan pori sebesar Δu_1 . Tambahan tegangan efektif:

$$\Delta \sigma_1' = \Delta \sigma_1 - \Delta u_1$$

$$\Delta \sigma_3' = \Delta \sigma_2' = -\Delta u_1 \quad (\text{karena } \Delta \sigma_3 = 0)$$



Gambar 5.29 Tanah hanya dipengaruhi oleh tegangan utama mayor ($\Delta \sigma_1$).

Jika tanah berkelakuan seperti bahan elastis, pengurangan volume dalam gumpalan tanah akan sebesar

$$\begin{aligned} \Delta V &= -C_{sk} V_o 1/3 (\Delta \sigma_1' + \Delta \sigma_2' + \Delta \sigma_3') \\ &= -C_{sk} V_o 1/3 (\Delta \sigma_1' + 2\Delta \sigma_3') \end{aligned}$$

Karena,

$$\Delta \sigma_1' = \Delta \sigma_1 - \Delta u_1$$

$$\Delta \sigma_3' = \Delta \sigma_2' = -\Delta u_1$$

Maka,

$$\begin{aligned} \Delta V &= -C_{sk} V_o 1/3 (\Delta \sigma_1 - \Delta u_1 + 2\Delta \sigma_3 - 2\Delta u_1) \\ &= -C_{sk} V_o 1/3 [\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3 + 3(\Delta \sigma_3 - \Delta u_1)] \end{aligned}$$

Dalam hal ini, karena kenaikan tegangan hanya dari $\Delta \sigma_1$ yang dengan demikian $\Delta \sigma_3 = 0$, maka

$$\Delta V = -1/3 C_{\alpha} V_o (\Delta \sigma_1 - 3\Delta u_1) \quad (5.27)$$

Pengurangan volume ruang pori akibat $\Delta \sigma_1$, adalah

$$\Delta V_v = -C_v n V_o \Delta u_1 \quad (5.28)$$

Untuk kondisi tanpa drainase, maka $\Delta V = \Delta V_v$. Dari penyelesaian Persamaan (5.27) dan (5.28), akan diperoleh:

$$\Delta u_1 = 1/3 \left(\frac{1}{1 + n \frac{C_v}{C_{\alpha}}} \right) \Delta \sigma_1 = (1/3) B \Delta \sigma_1 \quad (5.29a)$$

Karena sesungguhnya tanah bukan merupakan bahan yang elastis sempurna, Persamaan (5.29a) dapat dituliskan dalam bentuk umum,

$$\Delta u_1 = AB \Delta \sigma_1 \quad (5.29b)$$

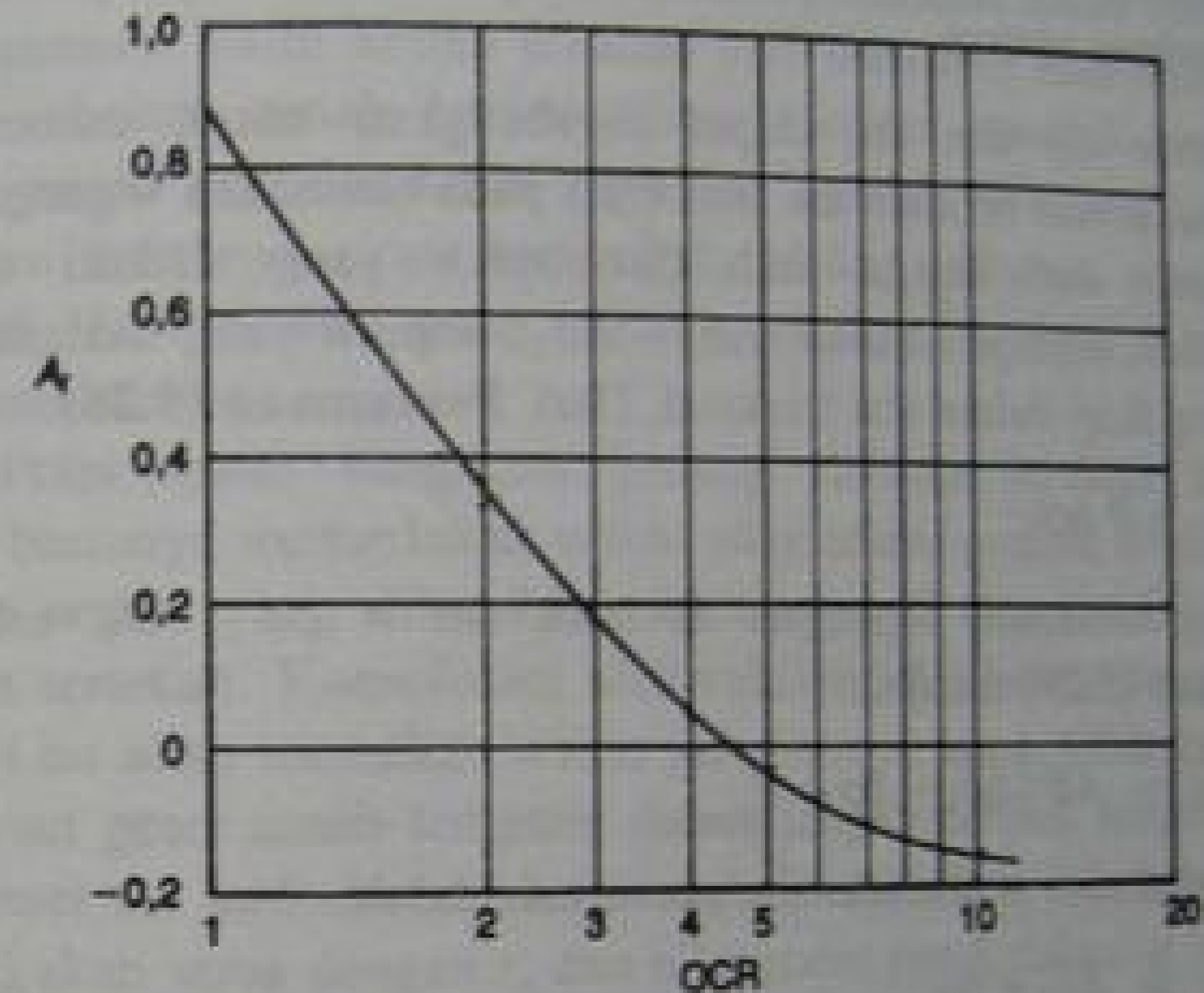
dengan A adalah koefisien tekanan air pori yang ditentukan secara eksperimental. AB sering juga ditulis dengan $\bar{A}$. Pada tanah jenuh, dimana nilai $B = 1$, maka Persamaan (5.29) menjadi:

$$\Delta u_1 = A \Delta \sigma_1 \quad (5.30)$$

Persamaan (5.30) merupakan persamaan kenaikan tekanan pori akibat $\Delta \sigma_1$.

Untuk tanah yang sangat mudah mampat seperti lempung *normally consolidated*, nilai A akan berkisar di antara 0,5 sampai 1. Pada lempung sensitivitas tinggi, tambahan tegangan σ_1 dapat menyebabkan rusaknya susunan tanah. Akibat dari hal ini, tekanan air pori berkembang sangat tinggi dan nilai A lebih besar 1. Untuk tanah dengan kemudahmampatan rendah, seperti lempung sedikit terkonsolidasi berlebihan (*slightly overconsolidated*) nilai A akan berkisar di antara 0 sampai 0,5. Jika lempung termasuk jenis lempung terkonsolidasi sangat berlebihan (*heavily overconsolidated*), terdapat kecenderungan volume bertambah (mengembang) ketika tegangan utama mayor (σ_1) bertambah. Namun dalam kondisi tak terdrainase (*undrained*), tak ada air yang dapat diserapnya, akibatnya tekanan air

pori negatif berkembang. Nilai A untuk lempung *heavily overconsolidated* dapat berkisar di antara -0,5 sampai 0. Hubungan nilai A saat keruntuhan terjadi (A_f) dengan nilai banding *overconsolidation*, OCR , untuk lempung London (*London Clay*) (Bishop dan Henkel, 1964) dapat dilihat pada Gambar 5.30.



Gambar 5.30 Hubungan nilai A saat keruntuhan dan OCR (Bishop dan Henkel, 1964).

Jika C_{α} adalah kompresibilitas hanya dalam arah aksial elemen tanahnya, pada kondisi *undrained* (tak terdrainase) dengan tanpa regangan lateral, maka

$$C_{\alpha} V_o (\Delta \sigma_1 - \Delta u_1) = C_v n V_o \Delta u_1$$

$$\Delta u_1 = \Delta \sigma_1 \left(\frac{1}{1 + n \frac{C_v}{C_{\alpha}}} \right) \quad (5.31)$$

$$= A \Delta \sigma_1 \quad (5.32)$$

dengan $A = 1/[1+n(C_v/C_{v0})]$. Pada tinjauan tanpa regangan lateral, untuk tanah yang jenuh, nilai C_v/C_{v0} mendekati nol. Karena itu, nilai A akan mendekati 1. Hal ini terjadi pada konsolidasi satu dimensi pada alat pengujian konsolidasi.

(iii) Tekanan air pori akibat tegangan isotropis dan kenaikan tegangan utama

Kasus (i) dan (ii) dapat digabungkan untuk menentukan persamaan reaksi tekanan air pori (Δu) pada tambahan tegangan $\Delta\sigma_3$ yang sama dari segala arah (isotropis), yang diikuti dengan penambahan tegangan aksial ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$), seperti yang dialami pada tanah yang diuji dalam alat triaksial. Dari Persamaan (5.26):

$$\Delta u_3 = B \Delta\sigma_3$$

Dalam uji triaksial, tegangan deviator $\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$, sehingga Persamaan (5.29) menjadi:

$$\Delta u_1 = AB (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

Pada uji triaksial, reaksi tekanan pori total adalah:

$$\Delta u = \Delta u_3 + \Delta u_1 \quad (5.33)$$

atau,

$$\Delta u = B [\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (5.34)$$

Karena tanah bukan merupakan bahan yang elastis, maka tekanan air pori tidak konstan, nilainya tergantung dari tingkat tegangan di mana tekanan air pori ditentukan.

5.4.4 Penggunaan Parameter Kuat Geser Tanah Lempung

(a) Kuat Geser *Unconsolidated Undrained* (UU)

Kuat geser tanah lempung dari uji *unconsolidated undrained* atau UU digunakan pada kasus di mana kondisi pembebanan terjadi begitu cepat, sehingga belum terjadi konsolidasi atau drainase air pori

pada lapisan tanah.

Contoh-contoh kondisi tak terkonsolidasi dan tak terdrainase (*unconsolidated undrained*), yaitu akhir pelaksanaan dari pemancangan bendungan urugan, fondasi untuk tanah timbunan, tiang pancang dan fondasi pada tanah lempung *normally consolidated* (Gambar 5.31). Untuk kasus-kasus ini, sering kondisi perencanaan yang paling kritis adalah segera sesudah penerapan beban (pada akhir pelaksanaan). Yaitu ketika tekanan pori mencapai maksimum, pada waktu sebelum tanah berkonsolidasi. Segera sesudah konsolidasi terjadi, angka pori dan kadar air secara alamiah berkurang, kemudian kekuatan tanahnya akan bertambah. Maka, timbunan atau fondasi menjadi bertambah aman sejalan dengan waktunya (sesudah berkonsolidasi).

Pelaksanaan bangunan gedung maupun struktur timbunan tanah, biasanya memerlukan waktu yang relatif pendek dibandingkan dengan waktu yang dibutuhkan oleh air pori terperas ke luar dari lapisan tertekan. Konsolidasi atau kehilangan tekanan air pori pada lapisan ini akan memakan waktu yang sangat lama. Oleh karena itu, nilai kuat geser tanah lempung dalam jangka pendek adalah kondisi kuat geser tak terdrainase (*undrained*). Dengan kata lain, nilai kohesinya (c) akan sama dengan c_u dan nilai sudut gesek dalam $\phi = 0$. Nilai kohesi c_u ini, kemudian dipakai pada persamaan kapasitas dukung.

Satu hal yang sangat berguna untuk menyatakan kuat geser *undrained* adalah nilai banding c/p' untuk lempung *normally consolidated*. Dalam endapan asli dari sedimen lempung *normally consolidated*, kuat geser *undrained* telah diketahui bertambah dengan kedalamannya. Jadi, dalam hal ini, kenaikan kuat geser lempung sebanding dengan kenaikan tekanan efektif *overburden* (p'), yaitu tegangan efektif akibat beban tanah di atasnya. Pengamatan yang dilakukan oleh Skempton dan Henkel (1957) yang dikuatkan oleh Bjerrum (1954) menunjukkan, bahwa nilai banding c/p' ini sangat berguna untuk pendekatan awal dan untuk kontrol data laboratorium. Untuk lempung *normally consolidated* Skempton (1957) mengusulkan korelasi antara kuat geser *undrained* dan indeks plastisitas (PI) sebagai berikut:

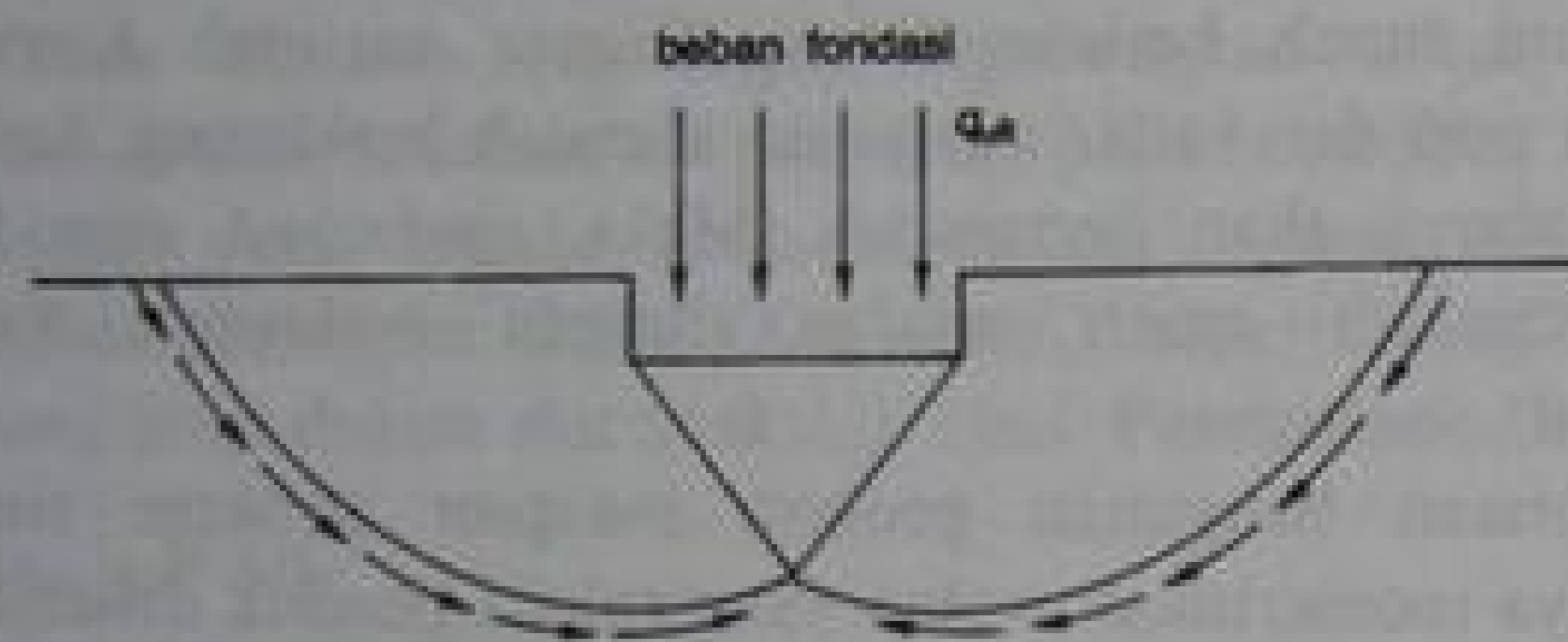
$$c_u/p' = 0,11 + 0,0037 (PI)$$

dengan

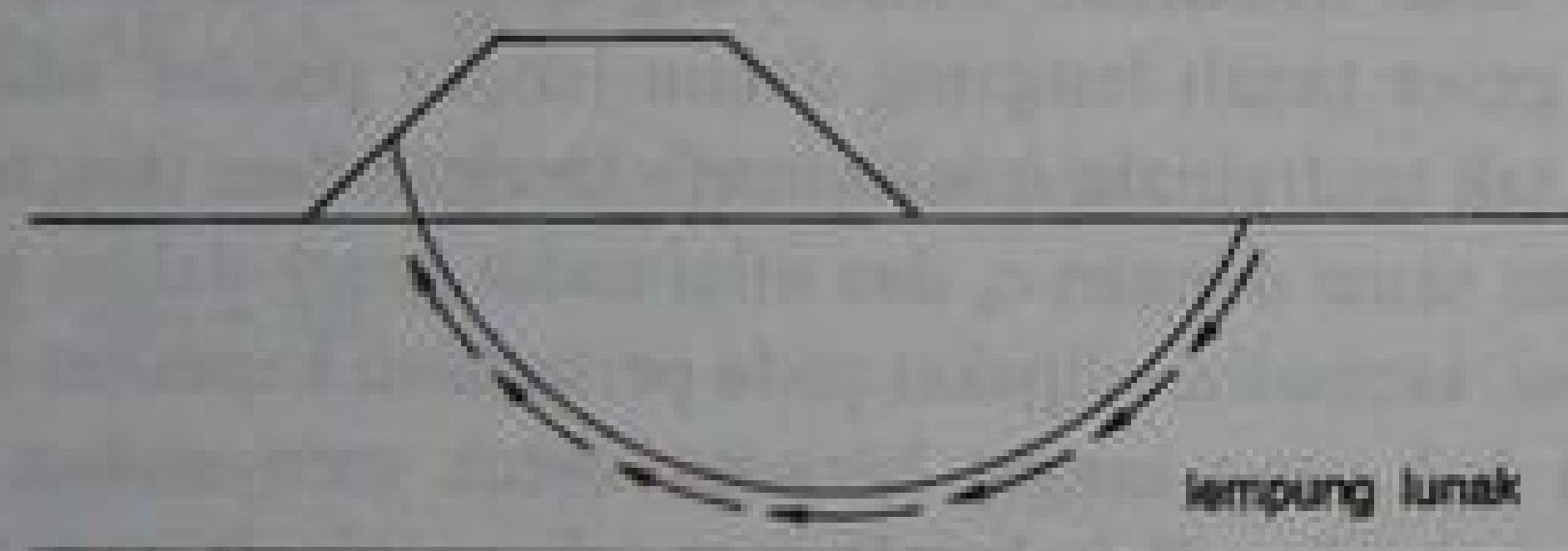
c_u = kuat geser *undrained*

p' = tekanan *overburden* efektif

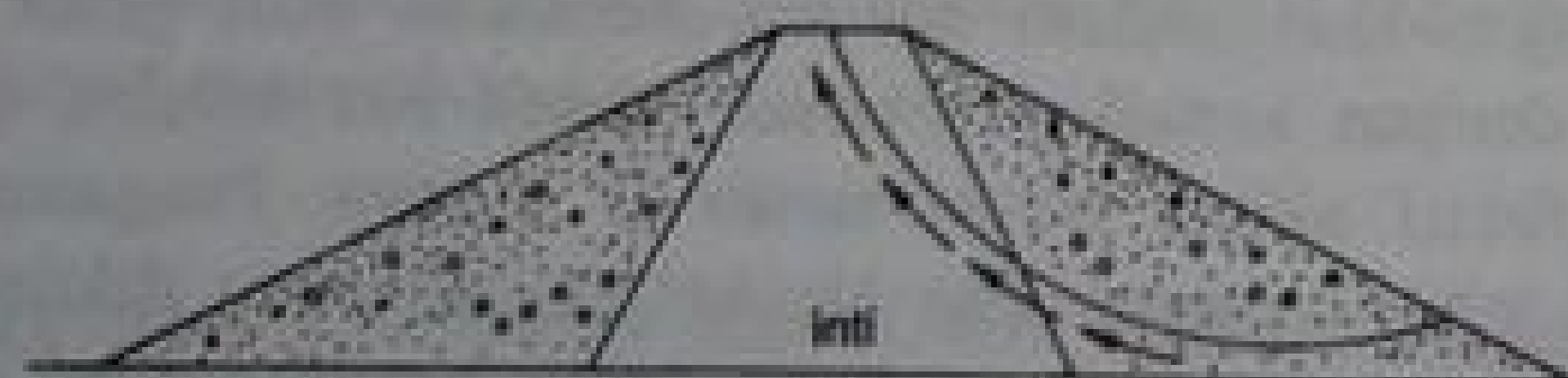
PI = indeks plastisitas.



(a) Fondasi di atas tanah lempung.



(b) Tanggul yang dibangun dengan cepat di atas lempung lunak.

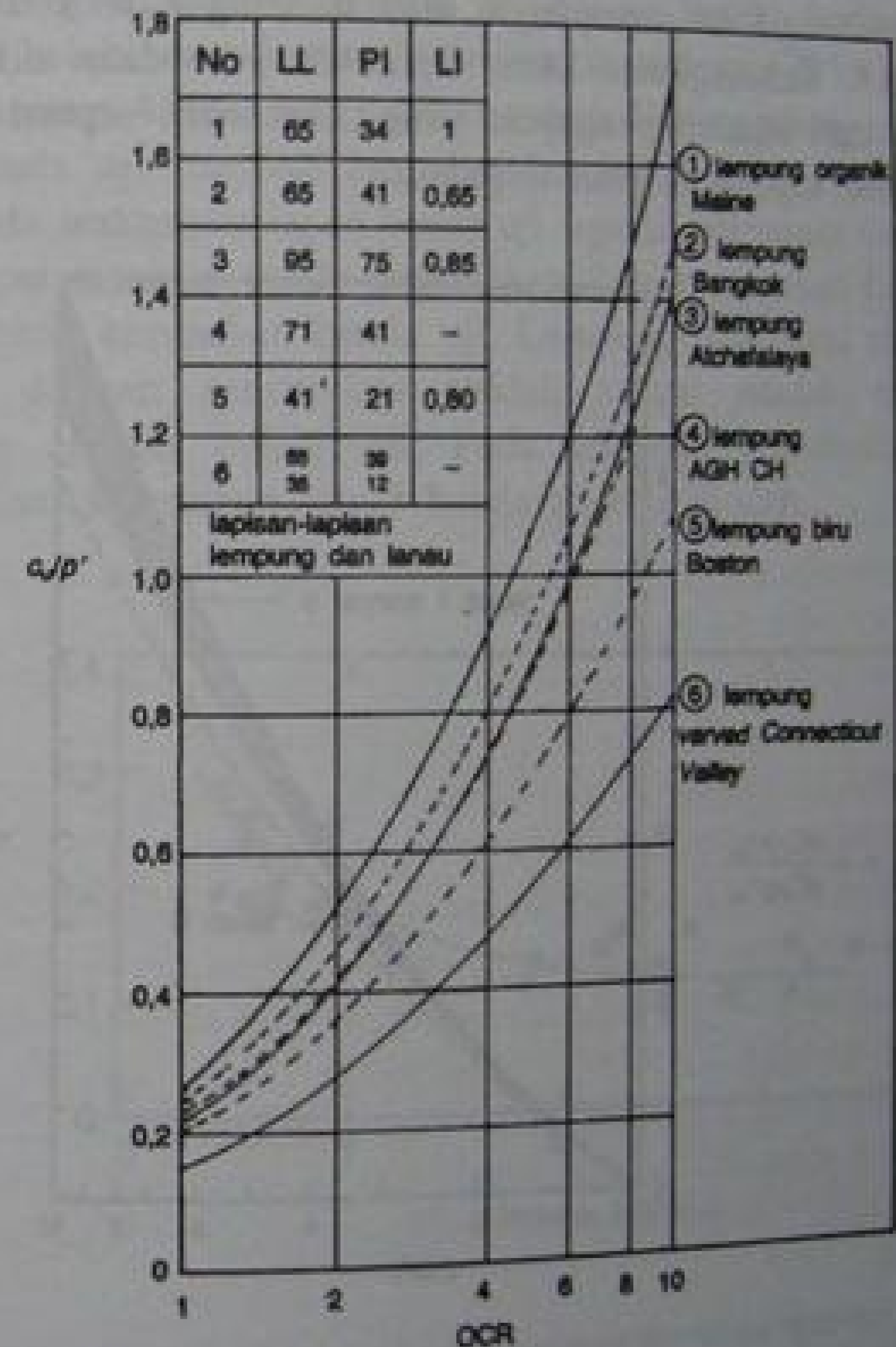


(c) Bendungan dibangun dengan cepat, dengan tanpa perubahan kadar air pada inti lempung.

Gambar 5.31 Contoh perencanaan kondisi *unconsolidated undrained* (Ladd, 1971).

Karlsson dan Vinberg (1967) juga mengusulkan hubungan antara c_u/p' dan batas cair (LL). Ladd dan Foott (1974) memperlihatkan variasi c_u/p' dengan nilai banding *overconsolidation* (OCR) untuk 6 lempung (Gambar 5.32). Dalam Gambar 5.33, nilai

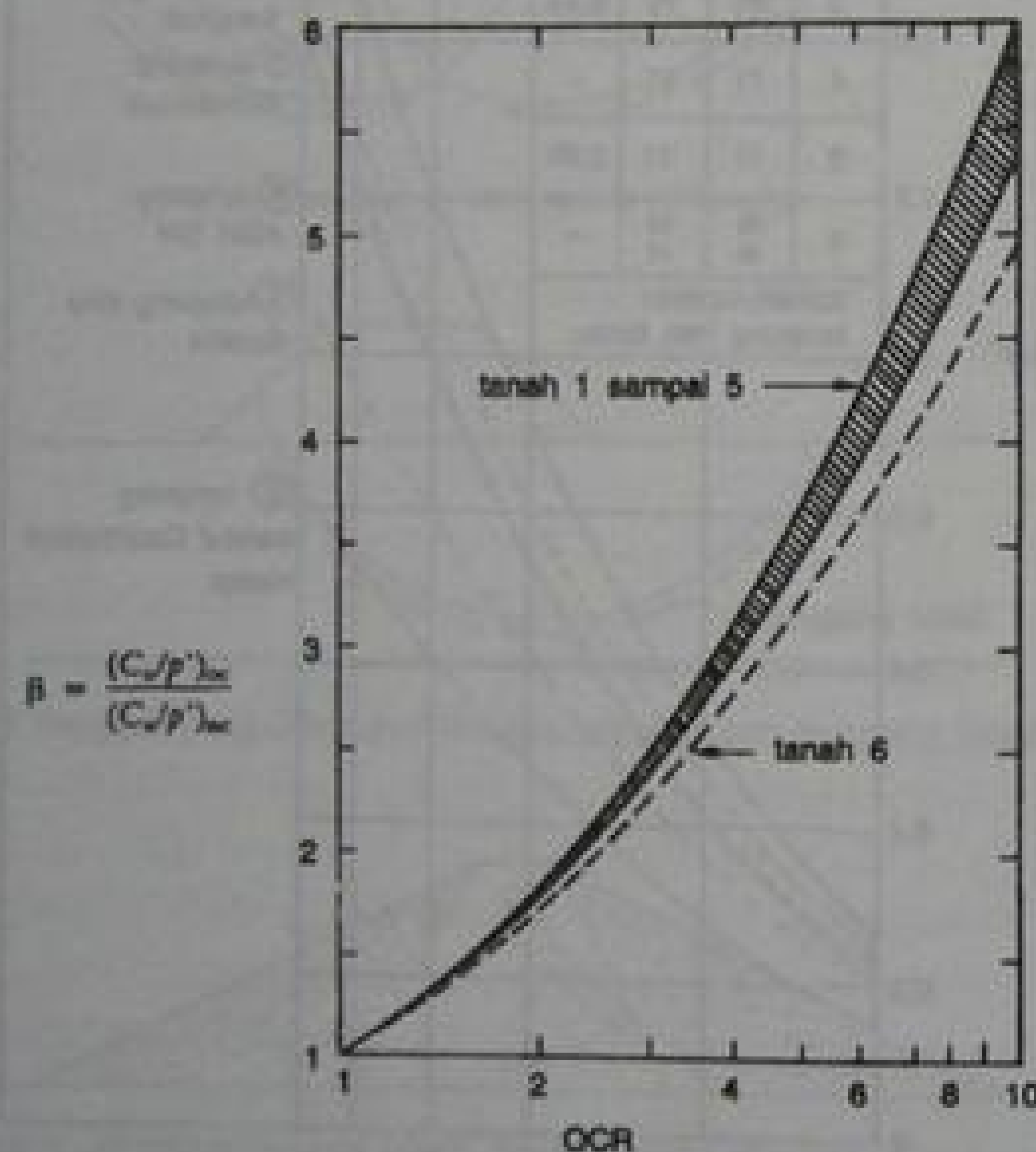
$$\beta = \frac{c_u / p'_{(overconsolidated)}}{c_u / p'_{(normally consolidated)}}$$



Gambar 5.32 Hubungan antara c_u/p' dan OCR (Ladd dan Foott, 1974).

Dalam Gambar 5.33, terlihat bahwa nilai batas atas dan bawah kumpulan kurvanya tidak berbeda jauh. Karena itu, nilai rata-rata dapat digunakan untuk mengestimasi kuat geser *undrained* tanah lempung *overconsolidated*.

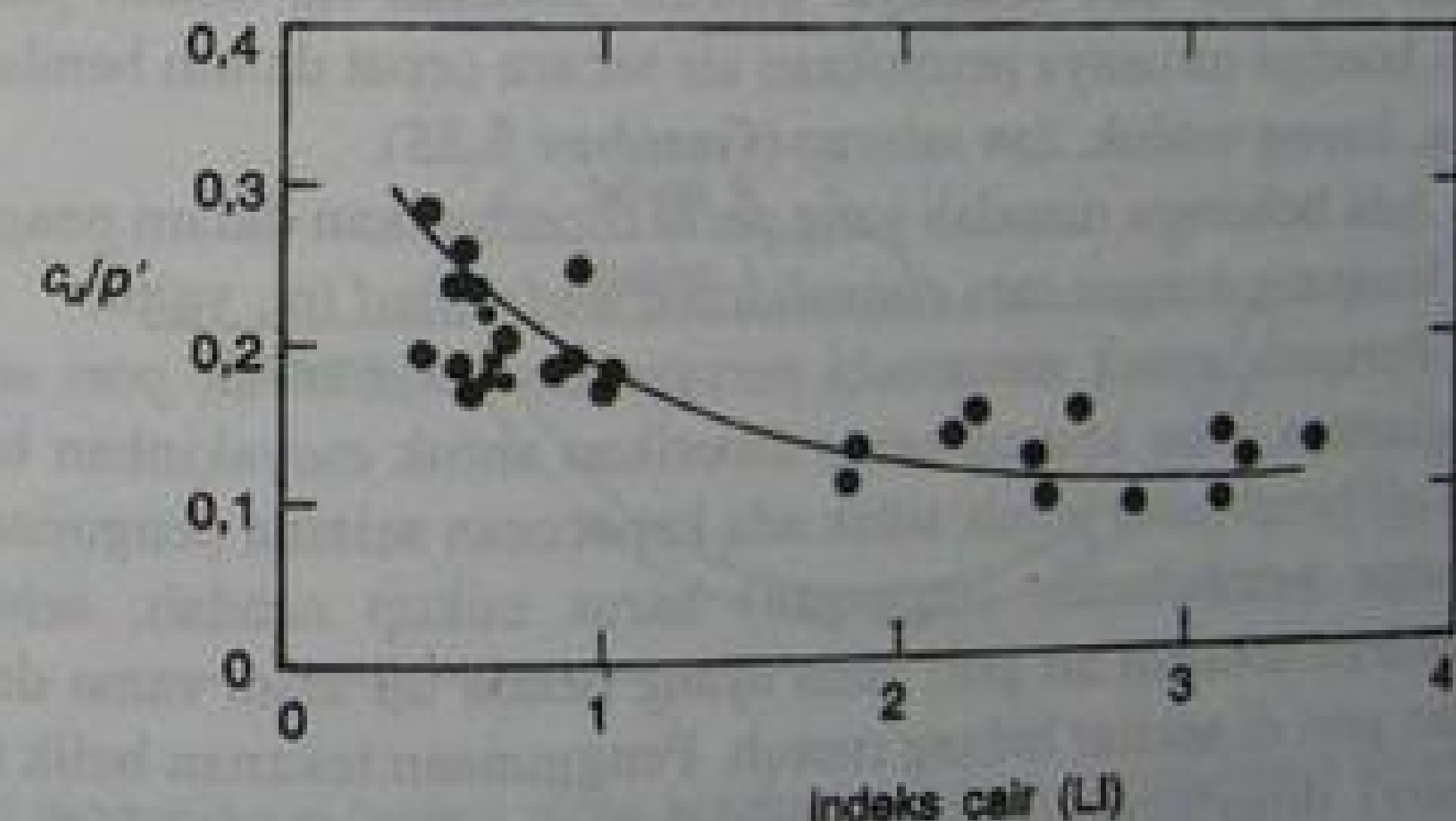
Bjerrum dan Simon (1960) juga menyarankan hubungan antara c_u/p' dan indeks cair (LI) untuk lempung laut Norwegia, seperti yang terlihat dalam Gambar 5.34. Keadaan mengapung untuk tanah lempung terjadi pada indeks cair yang sangat tinggi. Karena itu, lempung Norwegia ini mempunyai nilai banding c_u/p' kira-kira 0,1 sampai 0,15. Kemungkinan akan diperoleh perbedaan nilai c_u/p' , tergantung dari macam pengujian yang dilakukan, seperti dari uji triaksial, geser kipas atau geser langsung.



Gambar 5.33 Hubungan antara $\left(\frac{c_u/p'_{(OC)}}{c_u/p'_{(OC)}} \right)$ terhadap OCR berdasarkan Gambar 5.32.

Masalah lain yang menyangkut kuat geser tanah lempung adalah kondisi tanah lempung yang tidak sempurna, misalnya lempung retak-retak, lapisan tanah yang berlapis-lapis, tanah organik, lempung sensitif. Pada kondisi ini lempung biasanya mengandung retakan, kotoran, dan masalah lainnya yang berakibat menyulitkan pengujian tanah di laboratorium.

Kerusakan contoh benda uji (*sample disturbance*) juga sangat mempengaruhi kuat geser tanah lempung. Ketika tanah lempung diambil dengan tabung contoh di dalam tanah, lempung akan menderita kelebihan tekanan dan regangan terutama di lokasi sekitar dinding tabung. Akibat dari gesekan antara dinding tabung contoh dan tanah, benda uji menjadi lain dari kondisi aslinya. Hal lain yang terjadi pada waktu persiapan benda uji seperti: pelepasan dari tabung, pemotongan maupun waktu pencetakan, juga merupakan faktor yang menyebabkan kerusakan benda uji. Lempung plastisitas rendah dan lempung dengan sensitivitas rendah sangat mudah mengalami kerusakan contoh benda uji. Pada lempung sensitivitas tinggi, kemungkinan kerusakan contoh benda uji lebih rendah.



Gambar 5.34 Hubungan c_u/p' dan LI untuk lempung Norwegia (Bjerrum dan Simon, 1960).

Terdapat juga faktor lain yang sangat mempengaruhi kuat geser lempung, yaitu bahwa kuat geser tanah lempung adalah anisotropis. Artinya kuat gesernya tidak sama ke segala arah, tergantung dari arah mana beban bekerja (Hvorslev, 1960). Sifat ini sangat penting, karena untuk analisis stabilitas, variasi kuat geser dengan arah yang mengikuti arah permukaan bidang longsor akan sangat mempengaruhi hitungan faktor aman.

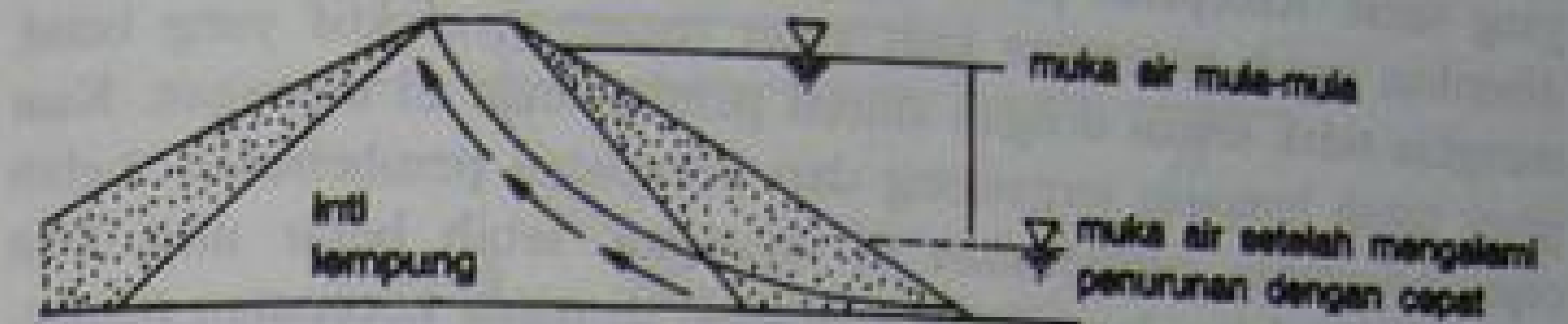
(b) Kuat Geser *Consolidated Undrained* (CU)

Seperti telah dipelajari sebelumnya, pada uji *consolidated undrained* dilakukan pengukuran tekanan air pori. Parameter kuat geser untuk tegangan total dan tegangan efektif dapat diperoleh dari uji triaksial *consolidated undrained*. Kuat geser pada tipe pengujian ini, disebut kuat geser *CU*. Kuat geser *consolidated undrained*, dapat digunakan dalam perencanaan stabilitas tanah, di mana tanah mula-mula telah berkonsolidasi penuh dan telah dalam dalam keseimbangan dengan kondisi tegangan di sekitarnya. Kemudian, karena beberapa alasan, tambahan tegangan diterapkan dengan cepat tanpa adanya drainase air pori dari tanahnya. Contoh keadaan ini dalam praktek, adalah kondisi turunnya permukaan air secara cepat dalam bendungan urugan, lereng waduk, dan saluran (Gambar 5.35).

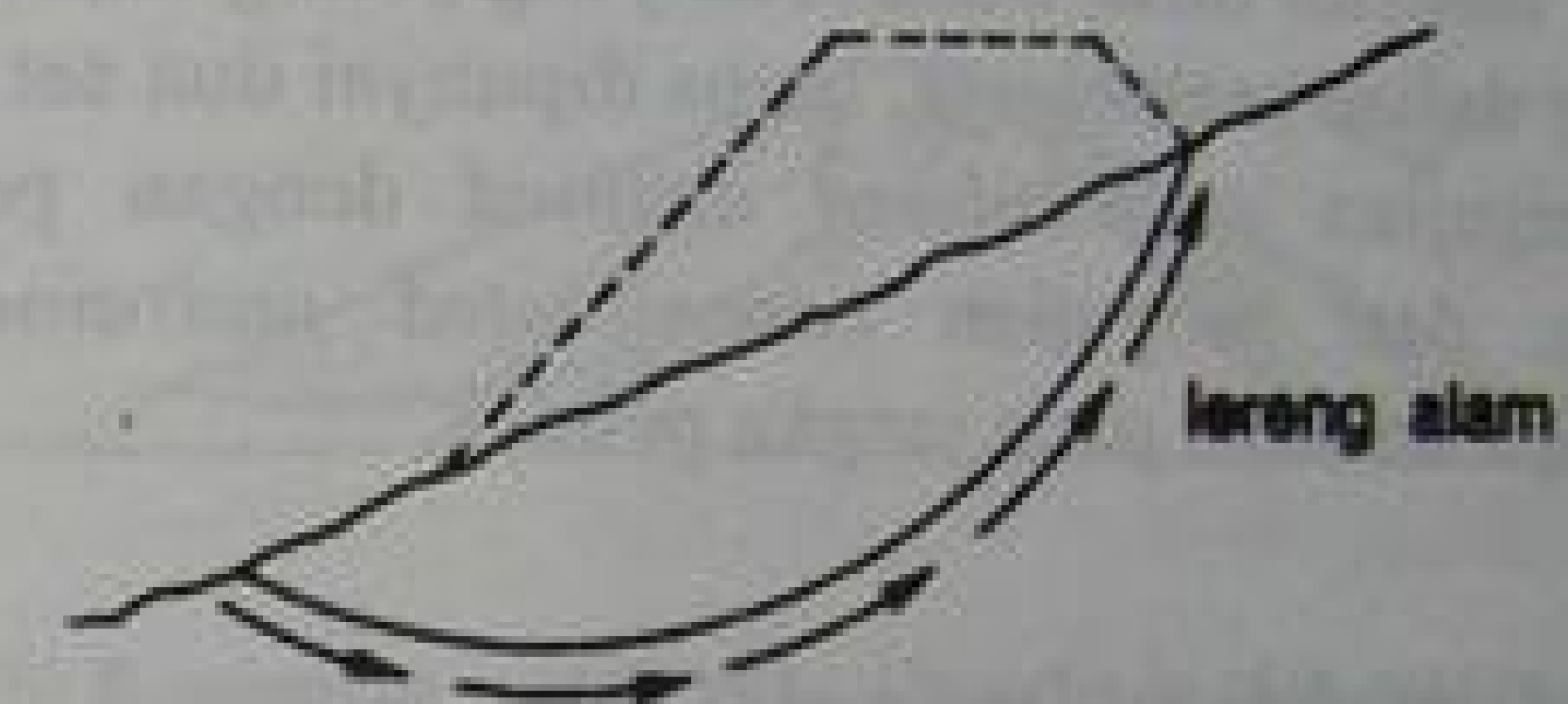
Ada beberapa masalah yang perlu diperhatikan dalam pengujian tanah lempung dengan cara *consolidated undrained* ini, yaitu:

Pertama, untuk memenuhi persyaratan tekanan air pori selama pengujiannya, cara khusus harus diberikan untuk meyakinkan bahwa benda uji betul-betul jenuh, tidak ada kebocoran selama pengujian dan kecepatan pembebanan (regangan) harus cukup rendah, sehingga pengukuran tekanan air pori pada ujung benda uji akan sama dengan tekanan pori di sekitar bidang runtuh. Penggunaan tekanan balik (*back pressure*) diperlukan untuk meyakinkan benda uji menjadi jenuh sempurna.

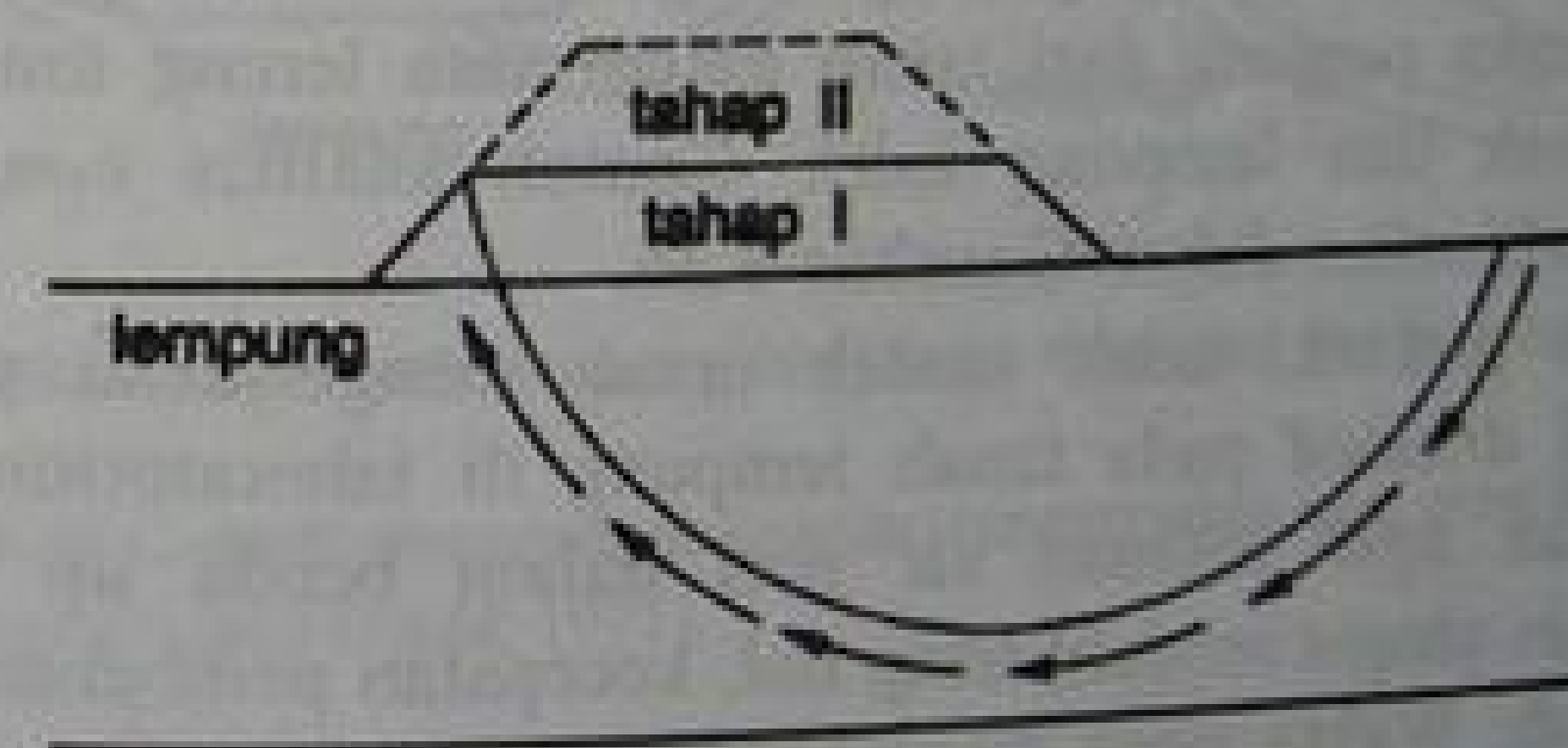
Masalah kedua, yang tak sering disebutkan, hasil dari percobaan untuk menentukan parameter kuat geser tegangan efektif dan parameter kuat geser tegangan total, diperoleh dari beberapa pengujian



(a) Kondisi penurunan muka air dengan cepat pada bendungan.



(b) Pembangunan tanggul di atas lereng alam.



(c) Pembangunan tanggul secara bertahap yang dapat mengakibatkan konsolidasi tanah dasar pada tiap tahapannya.

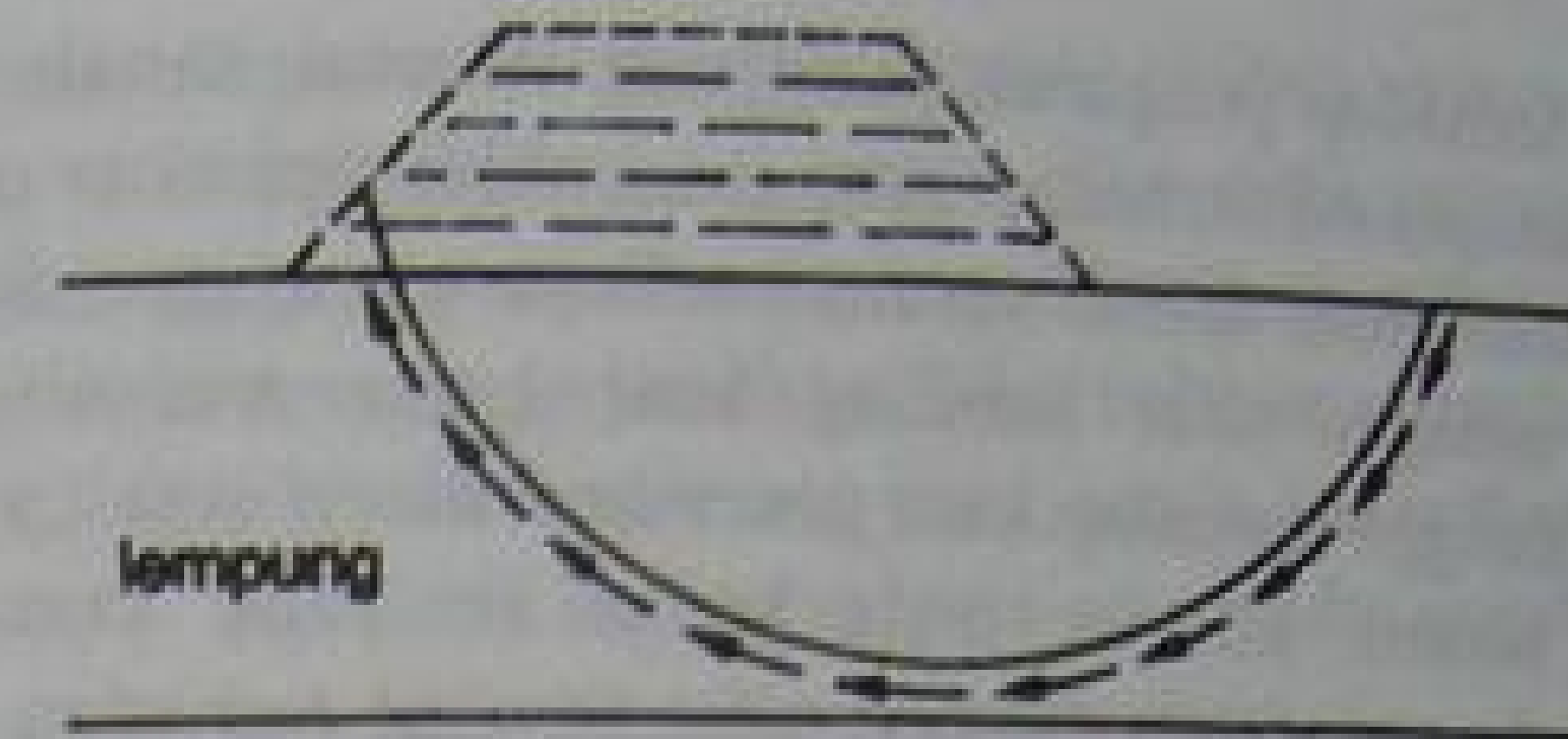
Gambar 5.35 Contoh perencanaan kondisi *consolidated undrained* (Ladd, 1971).

yang sama. Kecepatan pembebanan atau kecepatan regangan yang diberikan untuk penentuan kuat geser tegangan efektif yang betul, mungkin tidak sesuai dengan situasi pembebanan di lapangan. Kuat geser tanah lempung tergantung dari kecepatan pembebanan. Lebih cepat penerapan pembebanan di lapangan, lebih besar nilai kuat gesernya. Di dalam kasus jangka pendek, di mana kecepatan pembebanan di lapangan relatif sangat cepat, untuk model yang tepat, kecepatan pembebanan di laboratorium harus sebanding. Jadi, dua sasaran untuk pengujian *consolidated undrained* dalam tinjauan tegangan efektif menjadi tidak benar. Hal yang paling baik dikerjakan, walaupun jarang dalam prakteknya, harus dipunyai dua set pengujian, satu model pengujian *consolidated drained* dengan pembebanan jangka panjang, dan pengujian *consolidated undrained* dengan pembebanan tanpa drainase pada jangka pendek.

(c) Kuat Geser *Consolidated Drained* (CD)

Kuat geser *consolidated drained* atau kuat geser *CD*, dapat digunakan untuk perencanaan stabilitas bendungan urugan di mana bendungan ini telah dipengaruhi rembesan secara tetap dalam jangka panjang. Kuat geser *CD* juga dapat digunakan dalam perencanaan stabilitas jangka panjang dari tanah galian atau lereng untuk tanah lempung lunak dan lempung kaku. Contoh analisis *consolidated drained* diperlihatkan dalam Gambar 5.36.

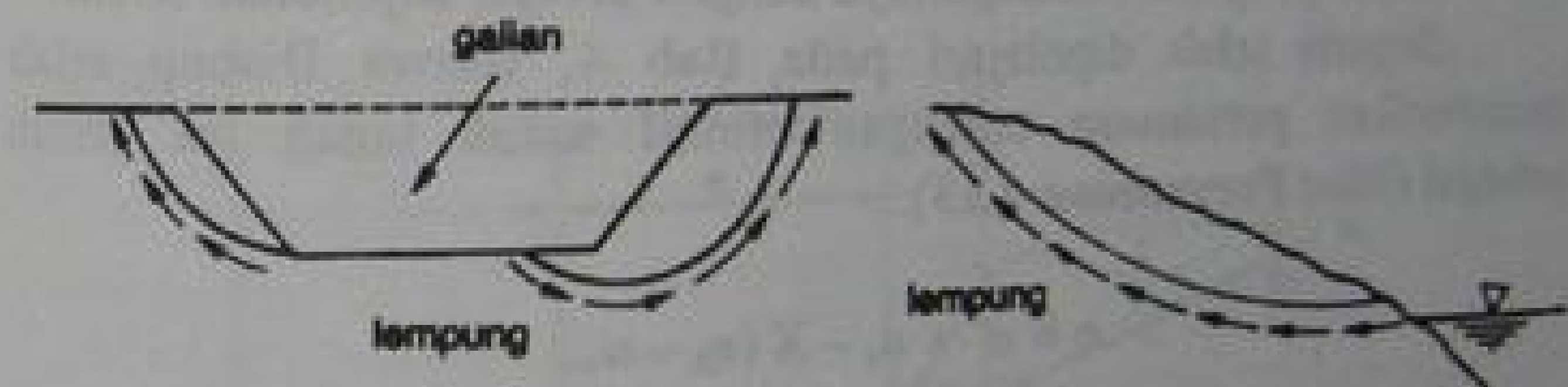
Dalam praktek, tidak mudah untuk mengerjakan pengujian *consolidated drained* pada tanah lempung di laboratorium. Untuk mengusahakan agar tekanan air pori dalam benda uji lempung (permeabilitas sangat rendah) tetap nol, kecepatan pembebanan harus sangat rendah. Waktu yang dibutuhkan untuk mencapai keruntuhan dalam benda uji berkisar antara satu sampai beberapa minggu (Bishop dan Henkel, 1962). Waktu yang demikian panjang, akan menyebabkan beberapa masalah seperti kebocoran kran, karet penutup (*seal*), dan membran yang membungkus benda uji.



(a) Timbunan yang dibangun pada waktu yang sangat lama.



(b) Bendungan urugan yang dipengaruhi oleh rembesan tetap.



(c) Galian pada tanah lempung dan lereng alam yang berupa tanah lempung.

Gambar 5.36 Contoh perencanaan dengan menggunakan kuat geser lempung kondisi *consolidated drained* (Ladd, 1971).

5.5 SENSITIVITAS TANAH LEMPUNG

Tanah lempung terbentuk dari banyak jenis mineral. Jika mineral pembentuk berbeda, berbeda pula sifatnya. Perbedaan ini meliputi kelakuannya terhadap penambahan atau pengurangan kadar

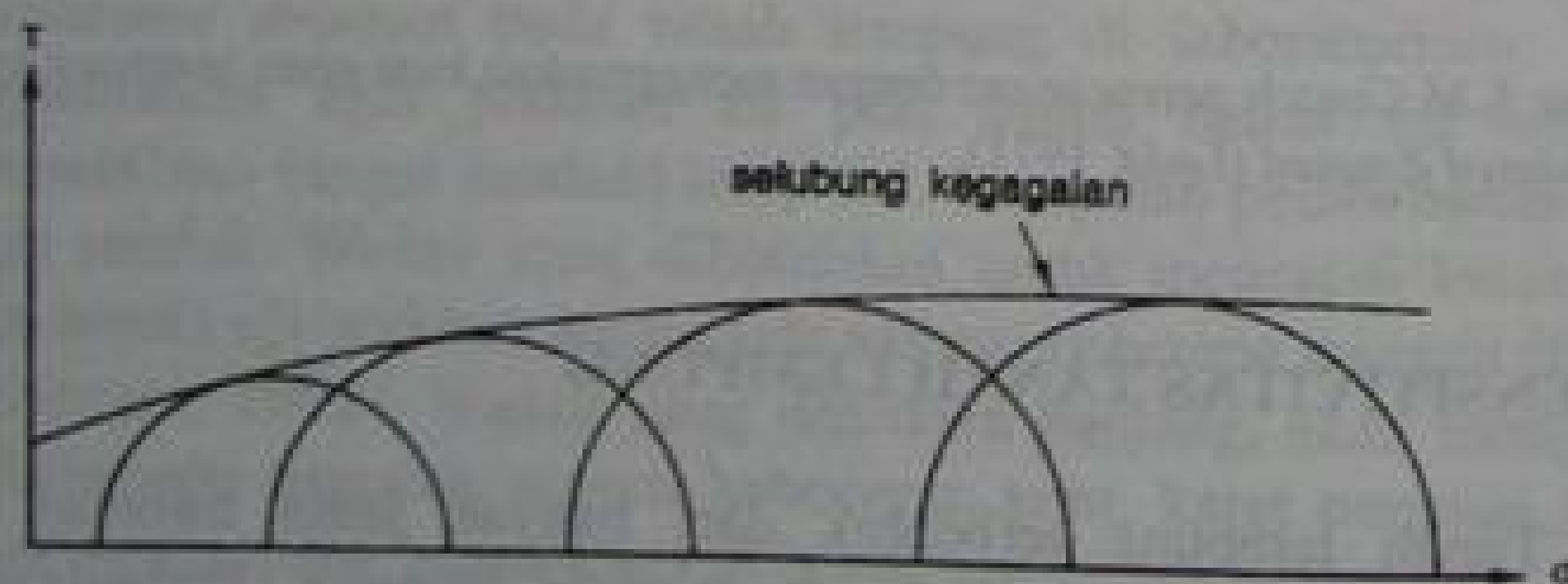
air, dan pula terhadap pengaruh gangguan susunan tanah. Beberapa lempung sangat sensitif terhadap gangguan, sehingga akan mengalami pengurangan kuat geser akibat susunan aslinya terganggu. Sensitivitas didefinisikan sebagai nilai banding kuat geser *undrained* dalam kondisi tak terganggu terhadap kuat geser *undrained* tanah yang sudah berubah dari bentuk aslinya, pada kadar air yang sama. Karena beberapa jenis lempung mempunyai sifat sensitif terhadap gangguan yang berbeda-beda, maka perlu diadakan pengelompokan yang berhubungan dengan sifat sensitifnya. Lempung dengan sensitivitas di antara 4 dan 8 disebut *lempung sensitif* dan bila sensitivitas lempung diantara 8 sampai 16 disebut ekstra sensitif. Lempung dengan sensitivitas lebih besar dari 16, termasuk jenis *quick clay*.

5.6 KUAT GESER TANAH TAK JENUH

Penentuan kuat geser tanah tak jenuh sangat sulit karena adanya suatu faktor yang ada hubungannya dengan derajat kejenuhan tanah.

Seperti telah dipelajari pada Bab 4, bahwa Bishop telah memberikan persamaan tegangan efektif untuk tanah tak jenuh sebagai (lihat Persamaan 4.15):

$$\sigma = \sigma' + u_a - X(u_a - u_w)$$



Gambar 5.37 Kuat geser tanah tak jenuh pada kondisi *undrained*.

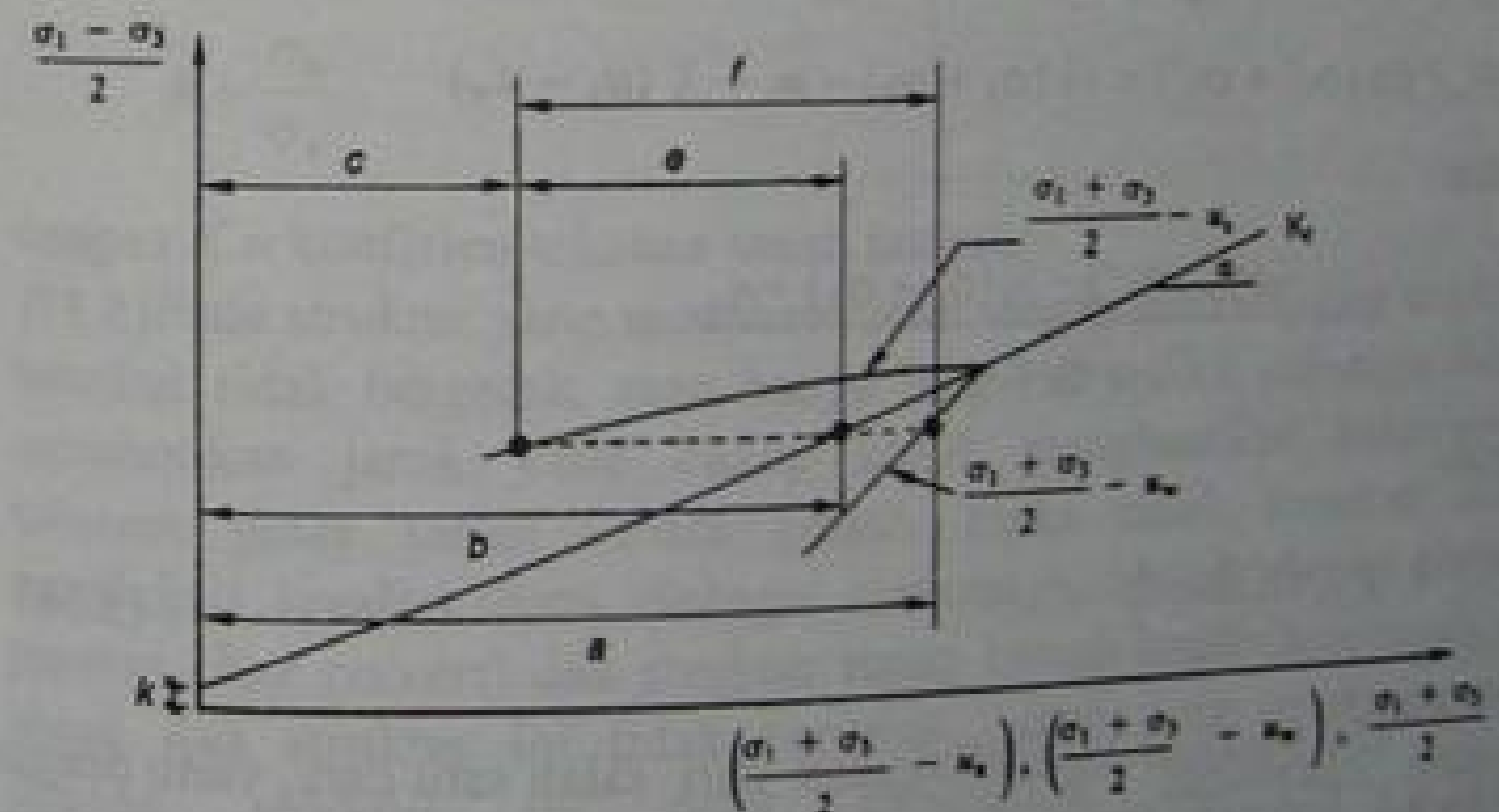
Bishop, Alphan, Bligh, dan Donald (1960) menyarankan bahwa nilai X dapat didekati dari uji geser, jika pada pengujian dianggap bahwa untuk angka pori awal yang diberikan, nilai c' dan ϕ' tak tergantung dari derajat kejenuhan. Jika beberapa benda uji tanah tak jenuh dipadatkan pada kadar air yang sama, kemudian digeser pada tegangan $\sigma_3 = u_w$, nilai tegangan rata-rata pada saat keruntuhannya dapat digambarkan pada diagram dengan absis:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_w; \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_w$$

dan ordinat:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

untuk memperoleh dua garis tegangannya. Dua garis ini akan berimpit jika tanah mendekati jenuh (Gambar 5.38).



Gambar 5.38 Hasil uji triaksial pada tanah tak jenuh (Bishop, Alphan, Bligh dan Donald, 1960).

Jika uji triaksial *consolidated undrained* diadakan pada beberapa contoh tanah jenuh dengan penerapan tekanan balik (*back pressure*), maka pada diagram di atas dapat digambarkan sebuah garis lurus dengan mengikuti koordinat-koordinat:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad \text{dan} \quad q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Pada sistem koordinat ini, garis K_1 (yaitu garis selubung kegagalan pada sistem koordinat p dan q) membuat sudut sebesar α dengan sumbu horizontalnya. Dari Gambar 5.38, dapat dilihat:

$$\sin \phi' = \operatorname{tg} \alpha \quad (5.35)$$

dan

$$c' = k \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (5.36)$$

Dari persamaan tegangan efektif Bishop (Persamaan (4.15)), dapat diperoleh hubungan:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u_a + X(u_a - u_w)$$

atau

$$X = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + u_a}{u_a - u_w} \quad (5.37)$$

atau

$$X = \frac{b - c}{a - c} = \frac{e}{f} \quad (5.38)$$

Uji triaksial dapat dilakukan dari salah satu cara, yaitu dengan $(\sigma_1 - u_a)$ konstan yang diperoleh dengan pengontrolan u_a selama pengujian dan dengan pengukuran u_w , atau dari penggeseran benda uji pada kondisi *undrained* dengan pengukuran u_a dan u_w .

Untuk tanah pasir dan kerikil di atas muka air tanah, pengaruh isapan dapat diabaikan dan nilai $(u_a - u_w)$ hanya berpengaruh kecil.

Untuk kebanyakan tanah, jika derajat kejenuhan relatif tinggi kira-kira 90%, udara dapat dianggap mempunyai pengaruh kecil pada tekanan airnya. Dalam praktek, persamaan tegangan efektif menjadi $\sigma' = \sigma - u_w$. Pengecualian pada tanah berbutir halus, walaupun derajat kejenuhan mendekati 90%, dengan kadar air dekat kering optimumnya, bentuk persamaan tegangan efektif tanah tak jenuh harus digunakan.

5.7 KOEFISIEN TEKANAN TANAH LATERAL DIAM (COEFFICIENT OF LATERAL EARTH PRESSURE AT REST) (K_0)

Pada cairan, tekanan hidrostatik akan bekerja ke segala arah sama besar. Pada tanah, tekanan horizontal umumnya tidak sama dengan tekanan vertikal. Nilai banding antara tekanan horizontal dan tekanan vertikal disebut koefisien tekanan tanah lateral (*lateral earth pressure coefficient*), K . Bila dinyatakan dalam persamaan:

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (5.39)$$

dengan K = koefisien tekanan tanah lateral.

Pada struktur yang menahan tanah urugan kembali, jika struktur tersebut tidak bergerak, atau hanya bergerak sedikit sehingga tidak memberikan jarak yang cukup untuk menghasilkan bekerjanya tahanan geser tanah secara penuh, maka tanah tersebut akan mendekati kondisi diam. Sebagai contohnya, adalah gorong-gorong persegi (*box culvert*) dan struktur ruang bawah tanah (*basement*), di mana jika struktur ini tidak bergerak, tanah yang bersinggungan dengan struktur ini tidak mengalami regangan lateral. Konsekuensinya, besarnya tekanan tanah yang berada di dekat dindingnya adalah di antara kedudukan pasif dan aktif. Tekanan tanah arah lateral yang bekerja pada kondisi diam disebut tekanan tanah diam (*earth pressure at rest*). Sedangkan koefisien tekanan tanah lateral diam (*coefficient of lateral earth pressure at rest*) (K_0)

didefinisikan sebagai nilai banding antara tekanan horizontal efektif (σ_h') dengan tekanan arah vertikal efektif (σ_v') atau

$$K_o = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \quad (5.40)$$

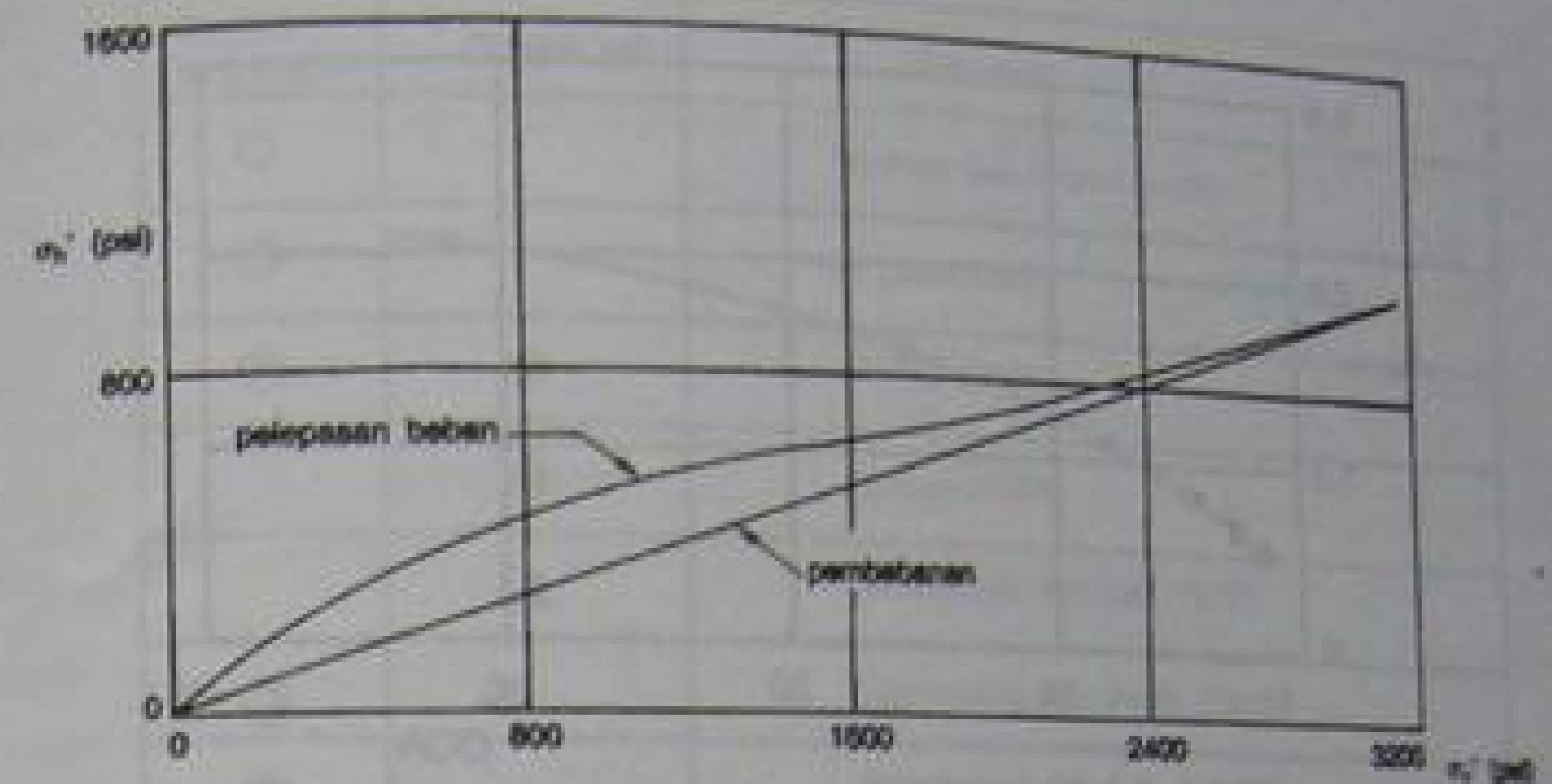
dengan σ_h' adalah tekanan arah horizontal efektif dan σ_v' adalah tekanan arah vertikal efektif di lapangan. Nilai K_o selalu ditinjau dalam kondisi tegangan efektif dan tidak tergantung dari lokasi muka air tanah. Bahkan, jika kedalaman tanah berbeda, K_o akan tetap konstan sejauh masih berada dalam lapisan tanah yang sama dengan berat volume yang sama. Dari pengamatan, nilai K_o sangat tergantung dari sudut gesek dalam efektif tanah dan sejarah tegangan (Kane dkk., 1965). Nilai K_o sangat penting dalam analisis kuat geser dan problem-problem perencanaan dinding penahan tanah, bendungan urugan dan banyak problem fondasi bangunan.

5.7.1 Nilai K_o pada Tanah Pasir

Jaky (1944) menyarankan persamaan yang sangat berguna untuk mengestimasi besarnya K_o dari nilai sudut gesek dalam pasir (ϕ) yang telah diketahui. Persamaan tersebut adalah:

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad (5.41)$$

Pada pasir *overconsolidated*, nilai K_o dapat sangat lebih besar dari pasir *normally consolidated*. Hal ini dapat dilihat dalam Gambar 5.39. Gambar ini menunjukkan hubungan antara tekanan horizontal efektif dan tekanan vertikal efektif selama pembebanan dan pelepasan beban dari suatu benda uji pasir seragam yang berbentuk silinder, dengan regangan lateral nol (kompresi satu dimensi). Perhatikan bahwa pada awal pembebanan (yaitu kondisi *normally consolidated*), K_o dalam kedudukan konstan. Setelah pelepasan bebannya (pasir menjadi *overconsolidated*), K_o bertambah dan menjadi lebih besar jika nilai banding *overconsolidation* (OCR) bertambah (yaitu ketika beban yang lebih besar dilepaskan). Korelasi antara K_o dan nilai banding *overconsolidation* (OCR) diberikan oleh Hendron (1963) untuk pasir



Gambar 5.39 Hubungan antara tekanan horizontal dan vertikal untuk pembebanan tahap pertama dari pasir Minnesota dalam kompresi satu dimensi (Kane dkk., 1965).

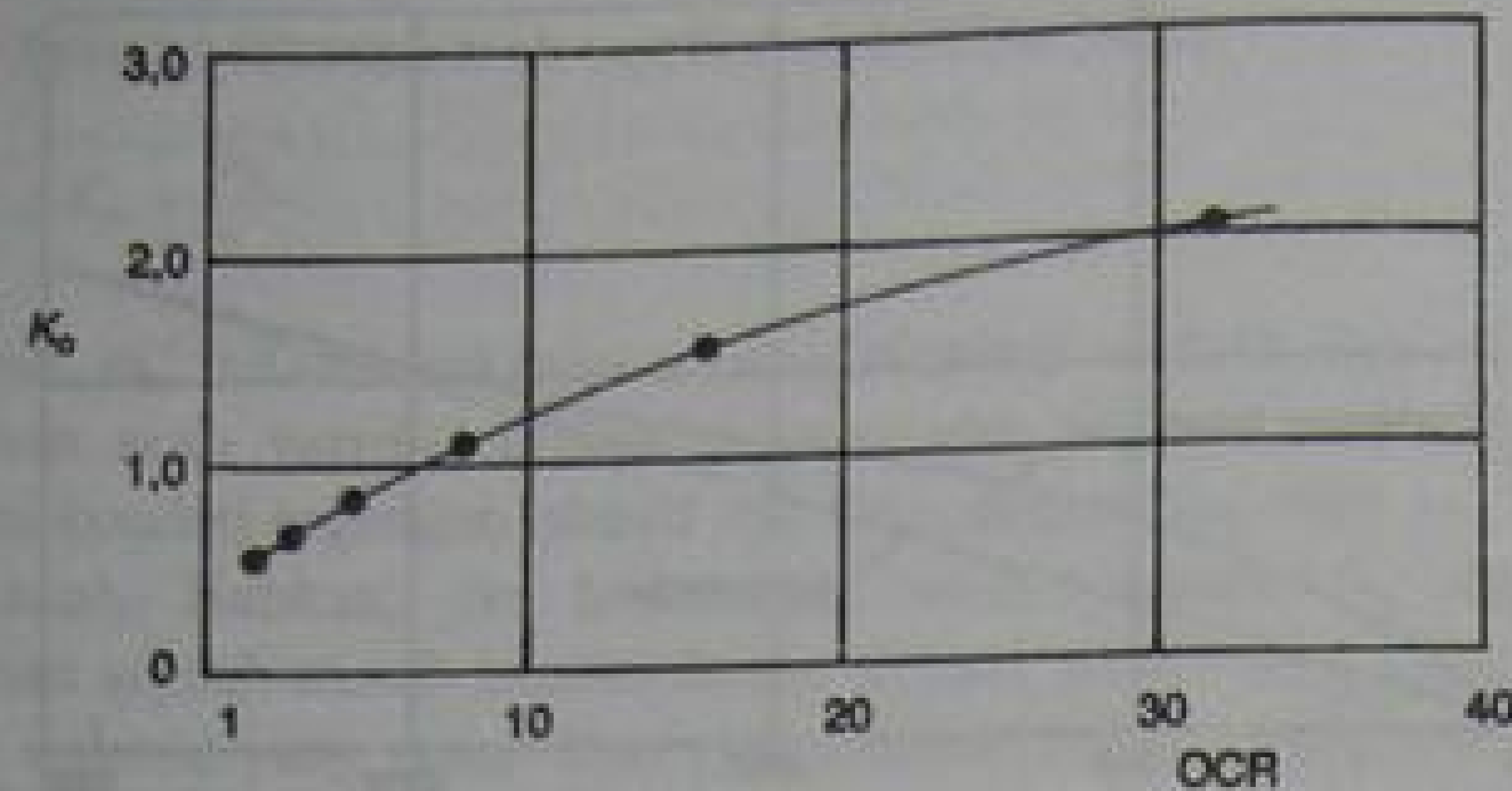
kepadatan sedang dan dilaporkan oleh Brooker dan Ireland (1965), ditunjukkan dalam Gambar 5.40.

Schmidt (1967) dan Alphan (1967) memberikan persamaan untuk K_o pada tanah pasir kondisi *overconsolidated* dengan:

$$K_o' = K_o(OCR)^h \quad (5.42)$$

dengan K_o' adalah K_o untuk pasir pada kondisi *overconsolidated*, OCR adalah nilai banding *overconsolidation* dan h adalah nilai eksponen empiris. Nilai h berkisar di antara 0,4 dan 0,5 (Alphan, 1975 dan Schmertmann, 1975) dan bahkan dapat mencapai 0,6 untuk pasir sangat padat (Al-Hussaini dan Townsend, 1975).

Penentuan K_o lapisan tanah di lapangan untuk tanah non kohesif (granuler), sangat sulit. Pertimbangan yang dapat dipercaya kadang-kadang dapat diperoleh dari estimasi sejarah tegangan endapan di alam, yang didasarkan pada pembebanan terakhir yang telah diketahui atau dari bukti geologis yang dikombinasikan dengan uji laboratorium (Perloff dan Barron, 1976). Bahkan bila tidak ada informasi mengenai K_o dalam benda uji asli dari endapannya, pertimbangan OCR pada K_o sangat penting. Hal ini, contohnya, pada penempatan tanah urug pada



Gambar 5.40 Hubungan K_0 dan OCR untuk pasir kepadatan sedang (Brooker dan Ireland, 1965).

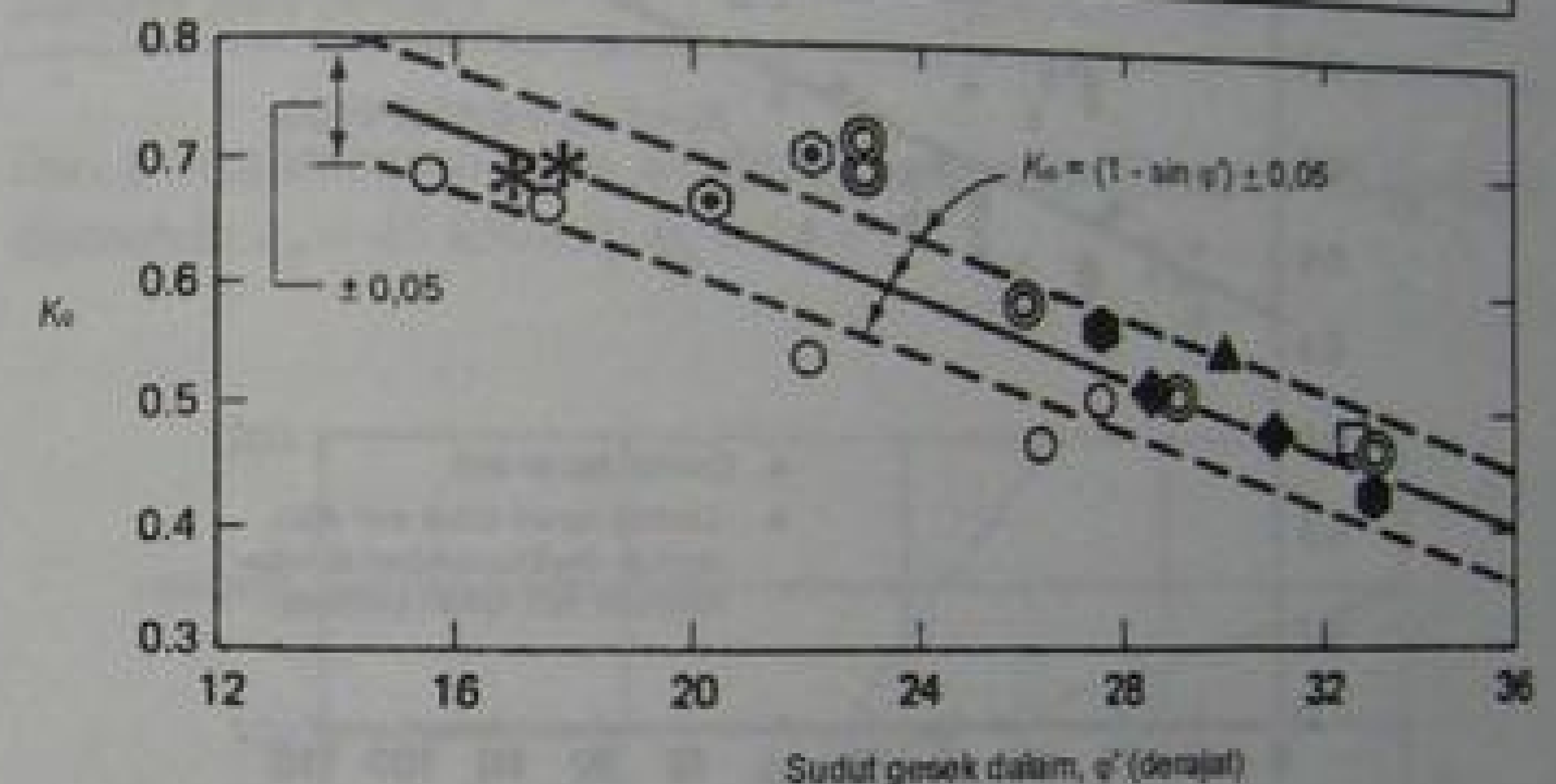
bangunan dinding penahan tanah yang kokoh. Jika pada penempatan tanah urugnya menggunakan peralatan yang sangat berat di dekat dindingnya, konsolidasi yang berlebihan (*overconsolidation*) dari tanah urug akan menghasilkan K_0 yang besar. Karena itu, biasanya diusahakan untuk mengurangi usaha pemadatan di lokasi yang sangat dekat dengan struktur penahan tanah.

5.7.2 Nilai K_0 pada Tanah Lempung

Seperti pada tanah pasir, nilai K_0 pada tanah lempung sangat berguna untuk perencanaan-perencanaan fondasi, dinding penahan tanah, galian tanah, dan lain-lainnya. Korelasi antara K_0 dan ϕ' yang diusulkan oleh Brooker dan Ireland (1965) dapat dilihat dalam Gambar 5.41. Dari pengamatan, ada kecenderungan bahwa untuk lempung *normally consolidated* nilai K_0 bertambah dengan bertambahnya indeks plastisitas (PI).

Massarsch (1979) mengumpulkan hasil dari 12 penyelidikan, dan menggabungkan data yang diperoleh Ladd dkk., 1977, hasilnya

Contoh terganggu	Contoh asli	Referensi
○		Brooker dan Ireland (1965)
□		R. Ladd (1965)
⊙	●	Bishop (1958)
	◆	Simons (1958)
	▲	Campanella dan Vaid (1972)
⊗		Dikomplasi oleh Worth (1972)
*		Abdelhamid dan Krizek (1976)

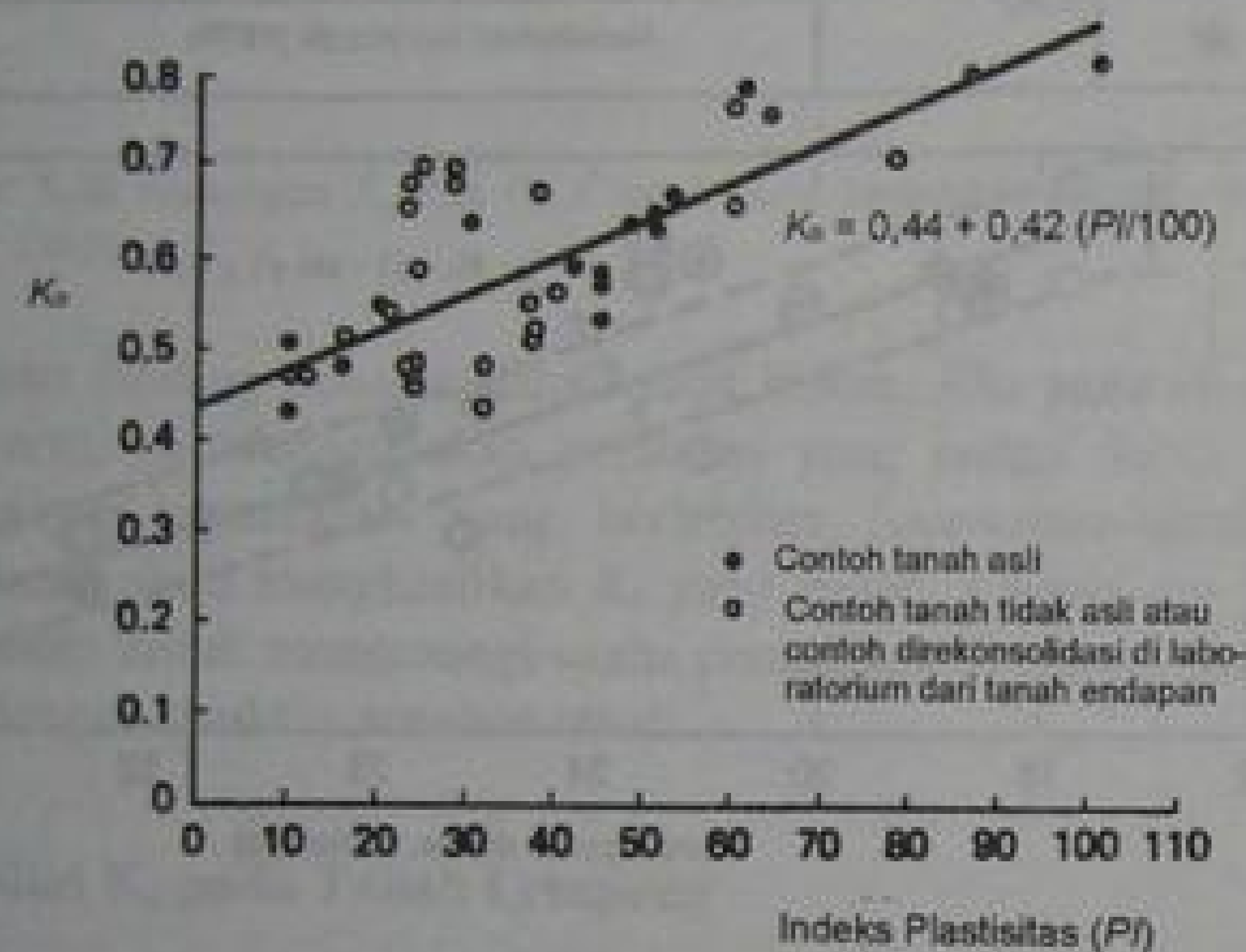


Gambar 5.41 Hubungan K_0 dan ϕ' untuk lempung normally consolidated (Ladd dkk., 1977)

dapat dilihat pada Gambar 5.42. Terlihat bahwa garis-garis yang menghubungkan datanya mendekati garis K_0 pada tanah pasir. Terdapat sedikit bukti bahwa hubungan K_0 dan OCR tergantung dari indeks plastisitas. Ladd dkk. (1977) menyarankan nilai h yang terdapat dalam Persamaan (5.42) untuk lempung pada kondisi pelepasan beban (*unloading*) dan prapembebanan (*preloading*). Untuk lempung dengan indeks plastisitas kira-kira 20, nilai $h = 0.4$ dianggap

memadai. Kemudian h berkurang sedikit bila indeks plastisitas bertambah, dengan nilai h terendah 0,32 untuk indeks plastisitas = 80. Perlu diingat bahwa data di atas didasarkan pada pengamatan laboratorium pada benda uji terkonsolidasi.

Kelakuan tanah di lapangan sangat kompleks. Lapisan yang beberapa meter berada di atas lapisan lempung lunak sering dalam kondisi *overconsolidated* dan K_0 dapat mempunyai nilai yang tinggi. Kemudian K_0 ini akan berkurang dengan kedalamannya bila OCR berkurang, sampai nilainya sama dengan pada lempung *normally consolidated*, yaitu ketika $OCR = 1$.



Gambar 5.42 Hubungan K_0 dan indeks plastisitas yang diperoleh dari uji laboratorium (Massarsch, 1979).

Contoh soal 5.9:

Hasil-hasil pengujian yang diperoleh dari pengujian geser langsung ukuran 60 mm x 60 mm pada tanah lempung berpasir adalah seperti berikut ini:

Beban normal (kN)	0,20	0,40	0,80
Beban geser pada keruntuhan (kN)	0,205	0,26	0,355

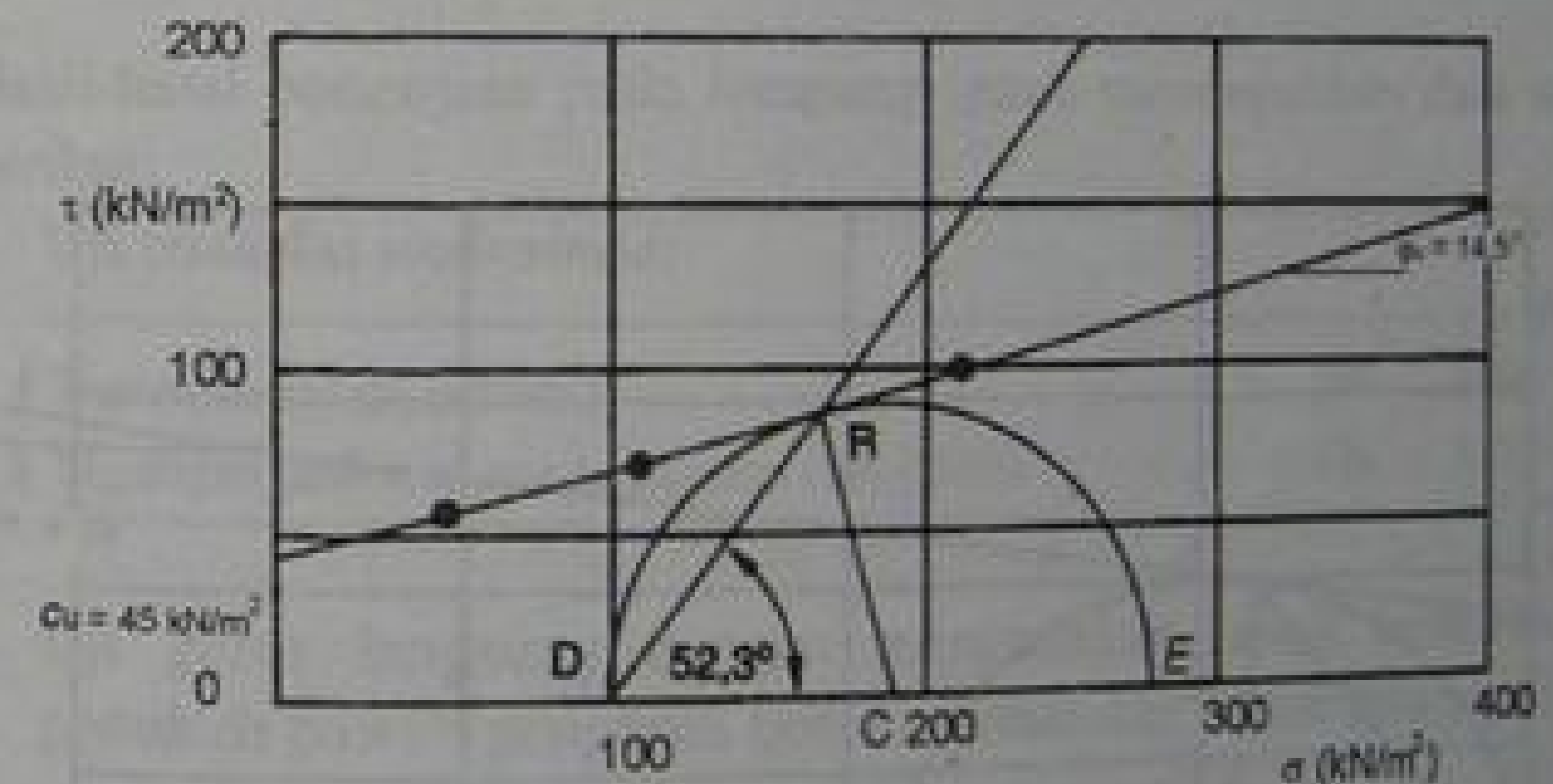
Jika benda uji yang sama diuji dengan triaksial kompresi dengan tegangan sel 100 kN/m², tentukan tegangan aksial total pada saat keruntuhannya.

Penyelesaian:

Luas dari kotak geser = 3600 mm², tegangan-tegangan yang bekerja:

Tegangan normal (kN/m ²)	56	111	223
Tegangan geser (kN/m ²)	57	72	99

Dari penggambaran garis selubung kegagalan (Gambar C5.9), dapat diperoleh: $c_u = 45$ kN/m²; $\phi_u = 14,5^\circ$.



Gambar C5.9.

Dari hasil ini, digambarkan tegangan-tegangan untuk pengujian triaksial dengan, $\sigma_3 = 100$ kN/m². Untuk menentukan pusat lingkaran Mohr, gambarkan garis lewat D ($\sigma_3 = 100$ kN/m²) dengan sudut

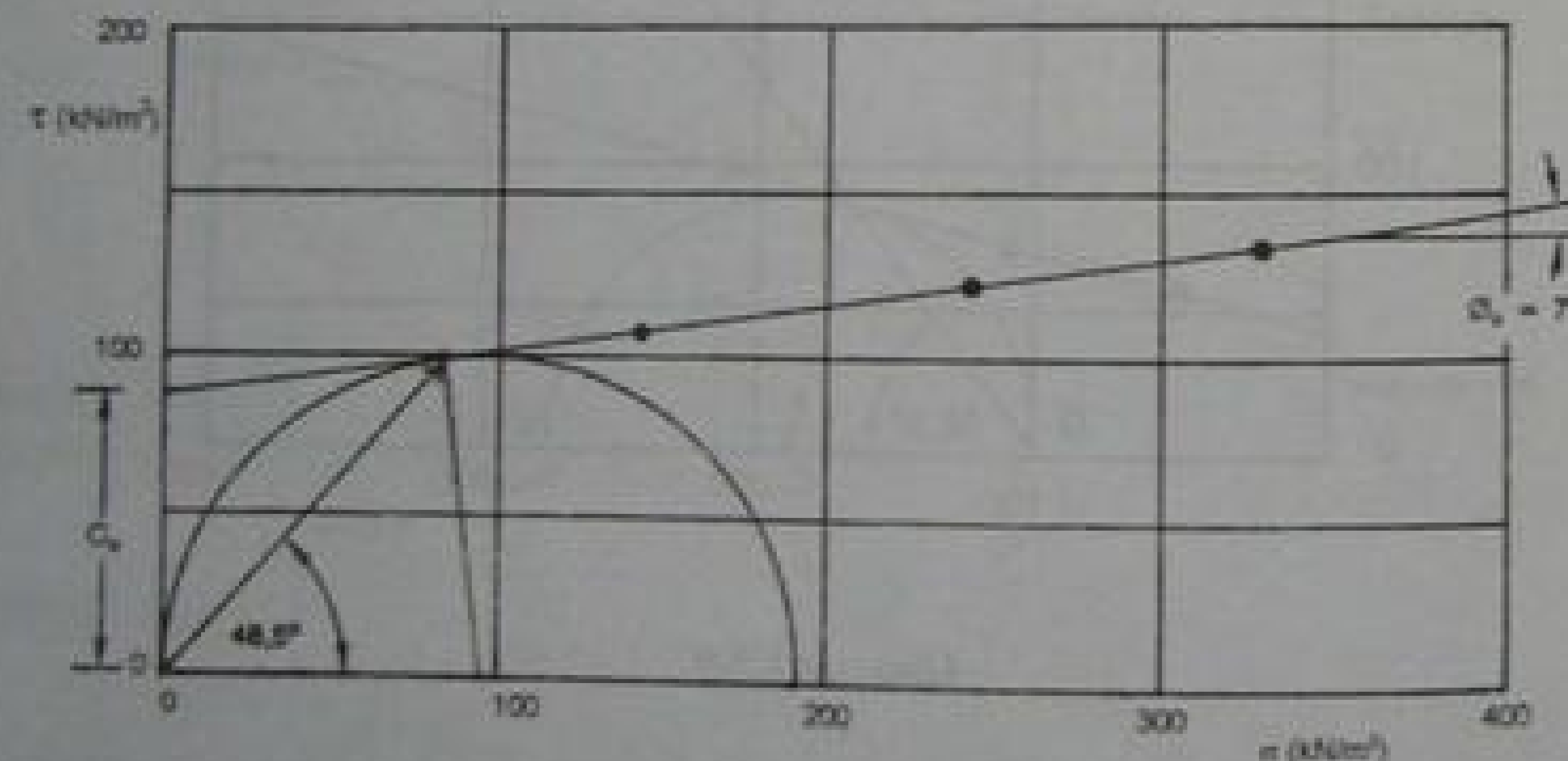
kemiringan $45^\circ + \phi/2 = 52,3^\circ$. Garis ini memotong garis selubung kegagalan di R . Tarik garis RC tegak lurus garis selubung kegagalan. Maka, titik C adalah pusat dari lingkaran Mohr. Tegangan aksial total (σ_1) diberikan oleh titik $E = 277 \text{ kN/m}^2$.

Contoh soal 5.10:

Tiga contoh benda uji mempunyai angka pori yang kecil diuji dengan alat uji geser langsung. Beban geser diterapkan segera sesudah beban normal. Data berikut diperoleh dalam pengujian.

Tegangan normal (kN/m^2)	145	241	337
Tegangan geser saat keruntuhan (kN/m^2)	103	117	132

Tentukan besarnya kohesi dan sudut gesek dalam (ϕ) dari lempung ini. Berapa besar kohesi (c) bila tanah yang sama diuji dengan uji tekan bebas (*unconfined compression tests*).



Gambar C5.10.

Dengan data yang diperoleh, dapat digambarkan lingkaran Mohr (Gambar C5.10). Diperoleh nilai kohesi $c_u = 85 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi_u = 7^\circ$. Nilai kuat kohesi dalam uji tekan bebas diberikan oleh jari-jari dari lingkaran Mohr yang lewat titik asal dan merupakan garis singgung dari garis Coulomb. Untuk memperolehnya, gambarkan garis $(45^\circ + \phi/2) = 48,5^\circ$ terhadap sumbu horizontal dan tegak lurus garis titik pusat lingkaran Mohr. Nilai kohesi (c) yang akan diperoleh dalam uji tekan bebas adalah nilai besarnya jari-jari dari lingkaran, yaitu 98 kN/m^2 . Jadi, jika tanah memperlihatkan suatu sudut gesek dalam yang diperoleh dari hasil pengujian *undrained*, maka nilai kohesi yang diberikan oleh uji tekan bebas akan lebih besar.

Dalam hal ini, untuk memudahkan, dianggap bahwa beberapa pengujian seperti triaksial, tekan bebas, dan geser langsung akan memberikan hasil yang sama pada kondisi drainase yang sama. Dalam praktek, tidak selalu demikian.

Contoh soal 5.11:

Hasil-hasil pengujian pada lempung jenuh menunjukkan data sebagai berikut:

1. Uji triaksial *undrained*:

Tegangan sel σ_3 (kN/m^2)	100	170	240
Tegangan deviator saat kegagalan $\Delta\sigma_1$ (kN/m^2)	136	143	135

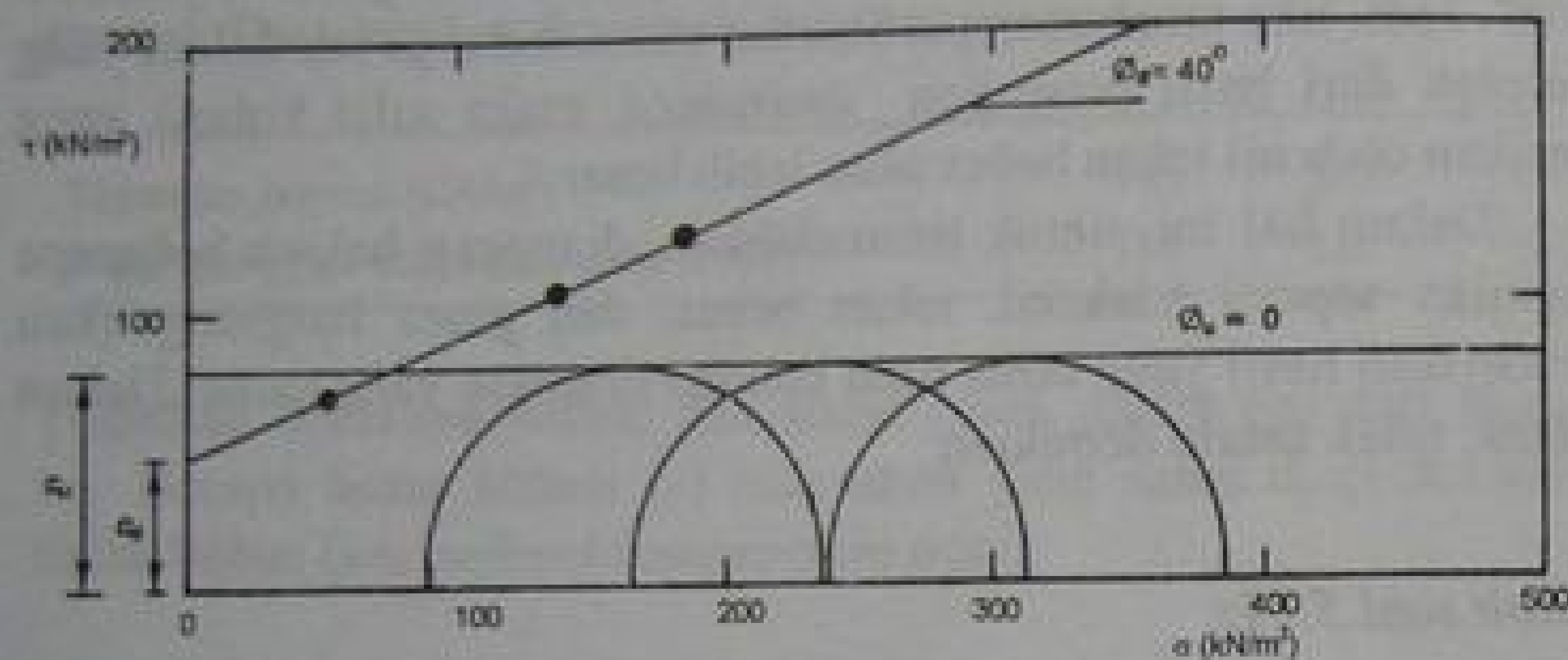
2. Uji geser langsung dengan mengizinkan tanah berkonsolidasi penuh di bawah pengaruh beban normal dan beban gesernya:

Tegangan normal (kN/m^2)	61	122	185
Tegangan geser saat runtuh (kN/m^2)	74	100	129

Tentukan kuat geser tanah yang dapat dihasilkan dari pengujian-pengujian tersebut.

Penyelesaian:

- (a) Dari penggambaran lingkaran Mohr (Gambar C5.11), garis selubung kegagalan memberikan sudut gesek dalam $\phi_u = 0^\circ$ dan $c_u = 70 \text{ kN/m}^2$.
- (b) Dari hasil uji geser langsung memberikan $c_d = 40 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi_d = 25^\circ$ (lihat Gambar C5.11).



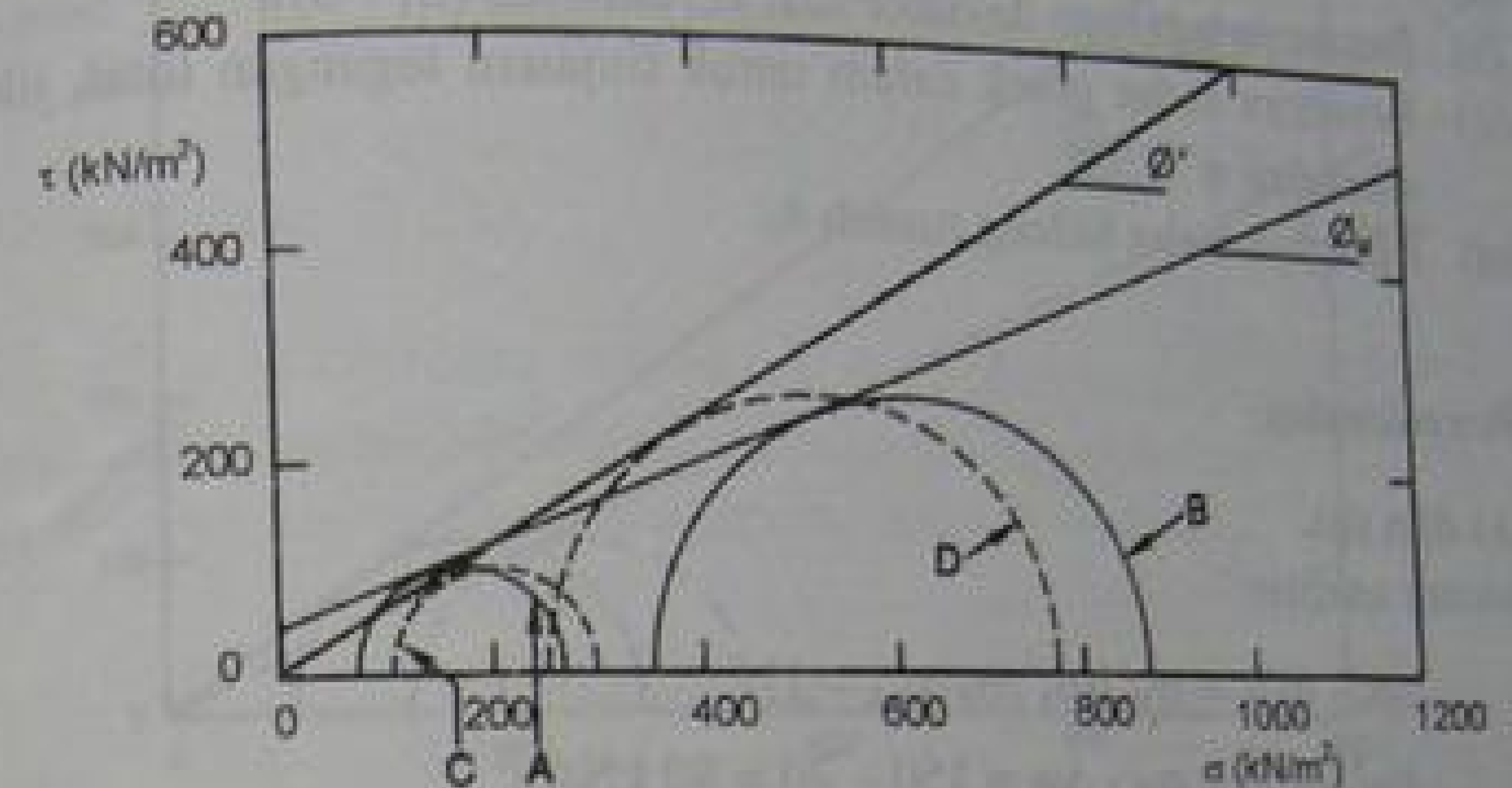
Gambar C5.11.

Contoh soal 5.12:

Uji triaksial kondisi *undrained* dengan pembacaan tekanan air pori pada lempung yang dipadatkan, menghasilkan data sebagai berikut:

Tegangan sel (σ_3) (kN/m^2)	70	350
Tegangan aksial total (σ_1) (kN/m^2)	300	890
Tegangan air pori u (kN/m^2)	-30	95

Tentukan besarnya kohesi tampak (*apparent cohesion*) dan sudut gesek dalam untuk tinjauan tegangan total dan tegangan efektif.

Penyelesaian:

Gambar C5.12.

Untuk tinjauan tegangan total, lingkaran Mohr A dan B digambarkan dengan cara yang telah dipelajari. Dari penggambaran garis singgung diperoleh $\phi_u = 22^\circ$ dan $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$. Dihitung tegangan efektif:

$$\begin{aligned}\sigma_1' &= 300 + 30 = 330 & 890 - 95 &= 795 \\ \sigma_3' &= 70 + 30 = 100 & 350 - 95 &= 255\end{aligned}$$

Dari Gambar C5.12 dapat dilihat lingkaran tegangan efektif adalah lingkaran C dan D. Perhatikan bahwa jari-jari lingkaran tegangan efektif sama dengan jari-jari lingkaran tegangan total. Pada tinjauan tegangan efektif diperoleh $c' = 0$ dan $\phi' = 32^\circ$.

Contoh soal 5.13:

Benda uji pasir diuji dengan alat triaksial pada kondisi *undrained* dengan tegangan sel yang sama sebesar 150 kN/m^2 dan $\sigma_1'/\sigma_3' = 3,7$. Kelebihan tekanan air pori yang timbul saat keruntuhan $\Delta u_i = 70 \text{ kN/m}^2$. Tentukan:

- (a) Besarnya tegangan utama mayor efektif σ_{1f}'
 (b) Besarnya tegangan deviator saat keruntuhan $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$
 (c) Besarnya sudut gesek dalam untuk tinjauan tegangan total, jika diketahui $\phi' = 35^\circ$
 (d) Besarnya sudut bidang runtuh θ_f .

Penyelesaian:

(a) dan (b).

Secara analitis:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \sigma_{3f}' [(\sigma_1'/\sigma_3')_{\text{maks}} - 1]$$

$$\sigma_{3f}' = \sigma_{3f} - \Delta u_f = 150 - 70 = 80 \text{ kN/m}^2$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = 80 (3,7 - 1) = 216 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{1f}' = 3,7 (\sigma_{3f}') = 3,7 \times 80 = 296 \text{ kN/m}^2$$

$$(c) \sin \phi_{\text{total}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{216}{(296 + 70 + 150)} = 0,42 \text{ atau } \phi_{\text{total}} = 24,79^\circ$$

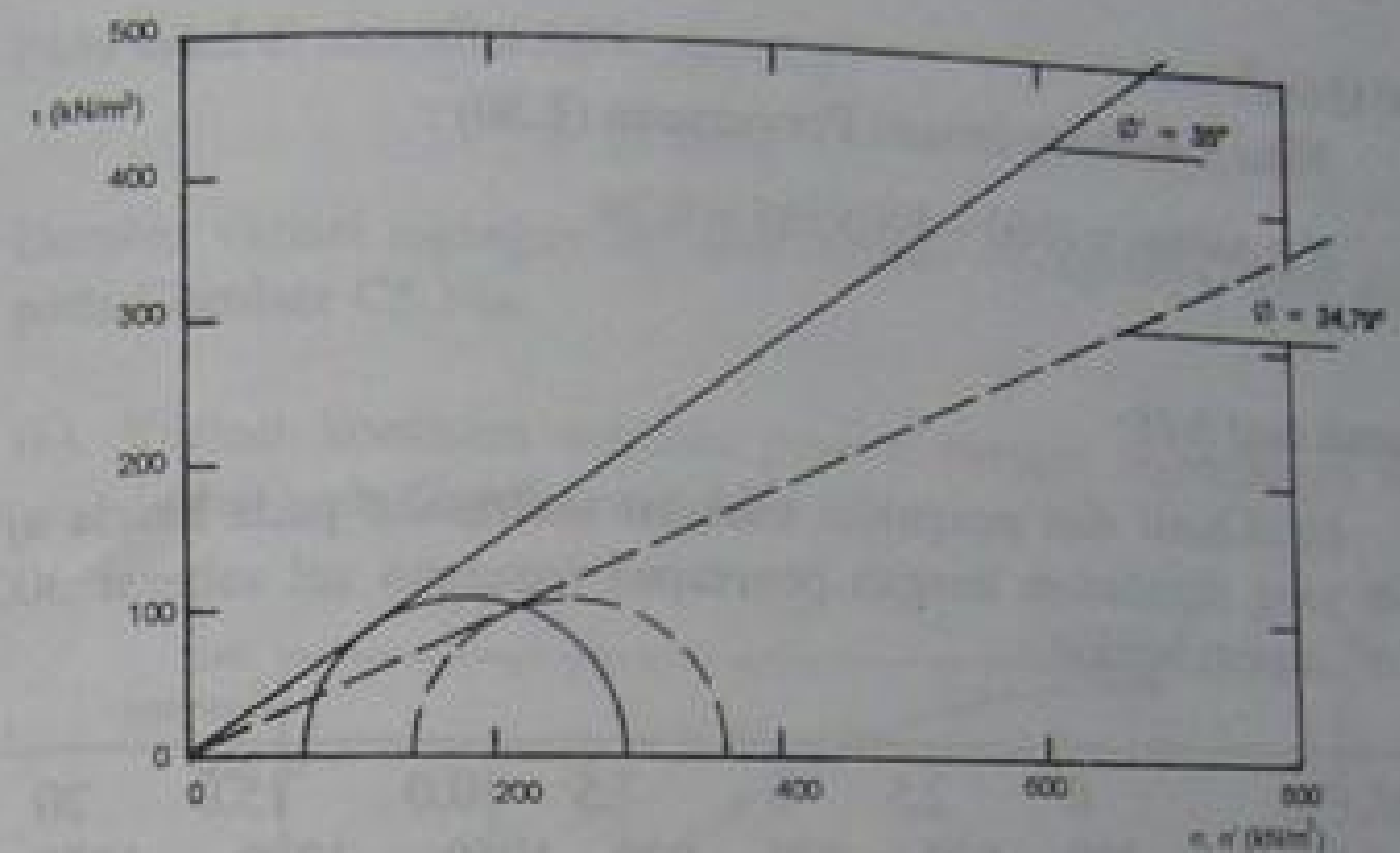
Bila dikerjakan secara grafis:

Gambarkan garis selubung kegagalan lingkaran Mohr dengan sudut $\phi' = 35^\circ$, seperti yang terlihat dalam Gambar C5.13. Terdapat satu lingkaran Mohr yang menyinggung garis selubung kegagalan dengan $\sigma_{3f}' = 80 \text{ kN/m}^2$. Sesudah lingkaran digambar dengan coba-coba, σ_{1f}' dapat ditentukan yaitu 296 kN/m^2 dengan diameter lingkaran = 216 kN/m^2 .

Lingkaran Mohr saat keruntuhan akan mempunyai diameter yang sama karena $(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1' - \sigma_3')$. Lingkaran tegangan total dapat dilukiskan dari tegangan sel $\sigma_{3f} = 150 \text{ kN/m}^2$ dan kemudian dapat diukur $\phi_{\text{total}} = 25^\circ$.

(d) Sudut bidang kegagalan dihitung dari persamaan:

$$\theta_f = 45^\circ + \phi/2 = 62,5^\circ$$



Gambar C5.13.

Contoh soal 5.14:

Dalam uji triaksial, benda uji dikonsolidasikan dengan tegangan sel sebesar 850 kN/m^2 . Untuk penjenruhan, dikerjakan tekanan balik (*back pressure*) sebesar 400 kN/m^2 . Setelah itu, pada kondisi *undrained* tegangan sel dinaikkan menjadi 950 kN/m^2 . Dalam kondisi ini tekanan air pori menunjukkan nilai sebesar 490 kN/m^2 . Setelah itu, dengan tegangan sel tetap sebesar 490 kN/m^2 , beban aksial dikerjakan untuk memberikan tegangan deviator sebesar 585 kN/m^2 dan tekanan air pori 660 kN/m^2 . Hitunglah nilai-nilai koefisien pori A dan B .

Penyelesaian:

Hasil dari kenaikan tegangan sel dari 850 menjadi 950 kN/m^2 , tekanan air pori naik dari nilai tekanan baliknya, 400 menjadi 490 kN/m^2 . Dari kondisi penerapan tegangan yang bersifat isotropis ini, nilai B dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan (5.26):

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_3 = (490 - 400) / (950 - 850) = 0,9$$

Tegangan utama mayor bertambah dari 950 menjadi $950 + 585 = 1535 \text{ kN/m}^2$, diikuti oleh kenaikan tekanan air pori dari 490 menjadi

660 kN/m².

Nilai A dihitung dengan Persamaan (5.30) :

$$A = \Delta u / \Delta \sigma_1 = (660 - 490) / 585 = 0,29$$

Contoh soal 5.15:

Hasil-hasil dari pengujian triaksial *undrained* pada benda uji tanah yang dipadatkan dengan penerapan tegangan sel sebesar 300 kN/m², seperti berikut :

$\Delta l/l_0$ (%)	0	2,5	5	7,5	10,0	15,0	20
σ_1 (kN/m ²)	300	500	720	920	1050	1200	1250
u (kN/m ²)	120	150	150	120	80	10	-60

Sebelum penerapan tegangan sel, tekanan pori adalah nol.

- Tentukan besarnya koefisien tekanan pori B dan tentukan apakah tanah dalam kondisi jenuh.
- Plot variasi dari tegangan deviator dengan regangannya.
- Plot variasi koefisien tekanan pori A dengan regangannya.

Penyelesaian:

- $B = \Delta u / \Delta \sigma_3 = 120 / 300 = 0,4$ (tahap pertama pengujian, sebelum bekerjanya tegangan deviator)
Karena nilai $B < 1$, tanah dalam kondisi tidak jenuh.
- Untuk menggambar variasi tegangan deviator dengan regangan, hitungan dilakukan sebagai berikut:

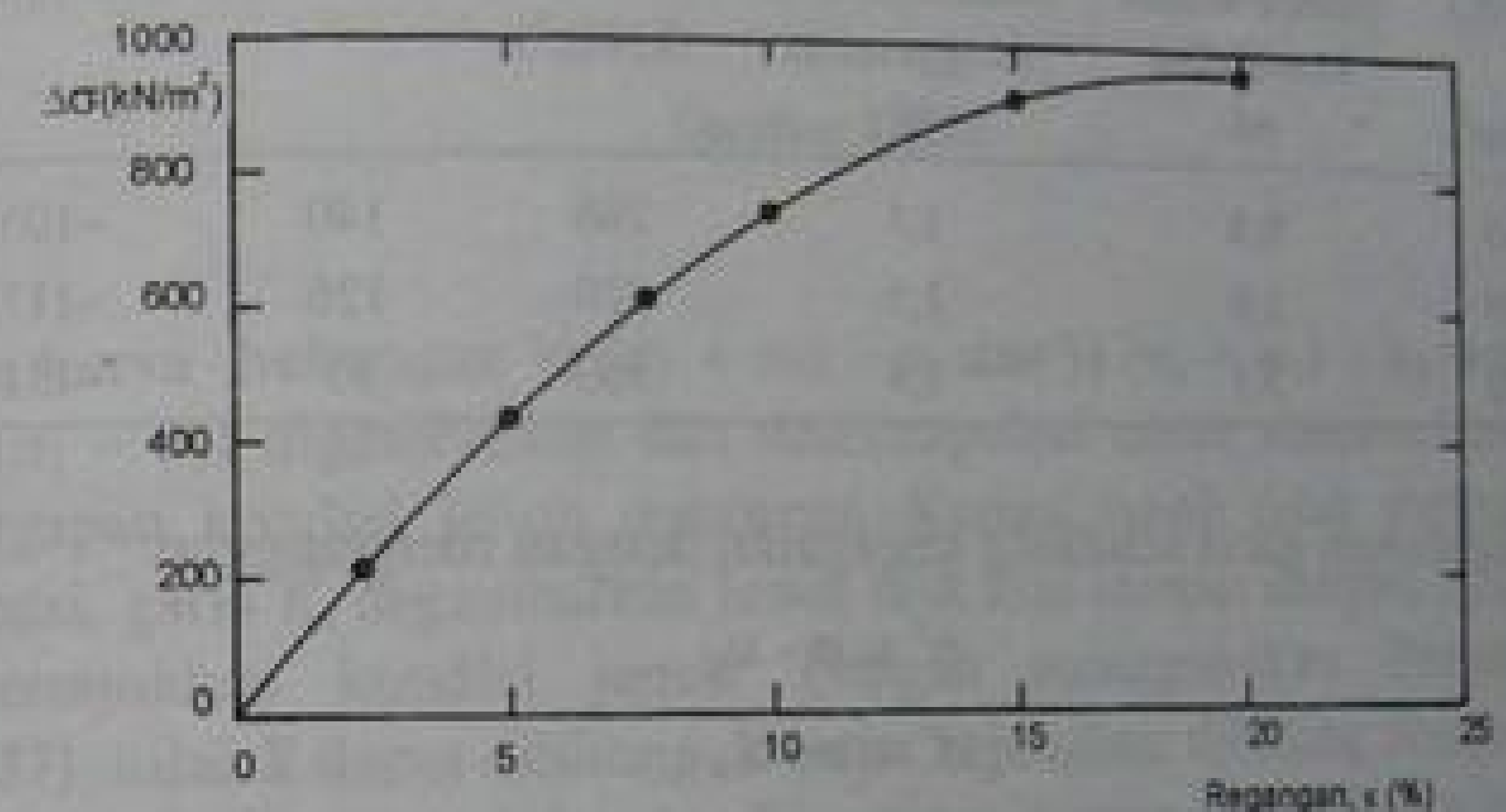
$\Delta l/l_0$ (%)	2,5	5	7,5	10	15	20
Δu_1 (kN/m ²)	30	30	0	-40	-110	-180
$(\Delta \sigma_1)$ (kN/m ²)	200	420	620	750	900	950
AB	0,15	0,07	0	-0,05	-0,12	-0,19
A	0,38	0,18	0	-0,13	-0,30	-0,47

Pada tabel di atas nilai $AB = \Delta u_1 / (\Delta \sigma_1)$

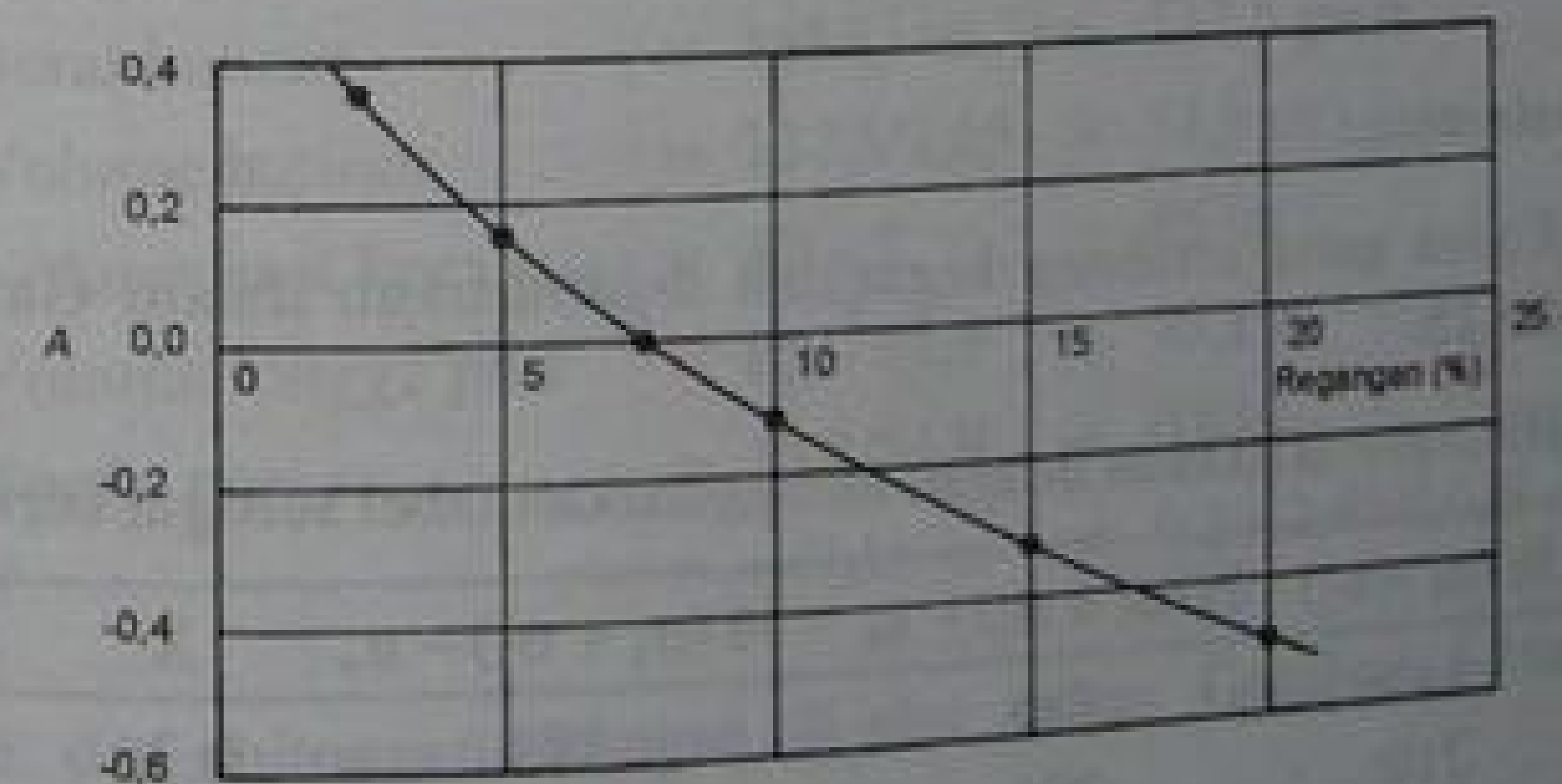
$$A = AB/B$$

Gambar variasi tegangan deviator dengan regangannya, dapat dilihat pada Gambar C5.14a.

- Variasi koefisien tekanan pori A dengan regangannya dapat dilihat pada Gambar C5.14b.



Gambar C5.14a.



Gambar C5.14b.

Contoh soal 5.16:

Sejumlah contoh benda uji tanah lanau, masing-masing dengan berat 165 gram dan kadar air 20%, dipadatkan ke dalam silinder cetakan yang mempunyai volume 87 ml. Berat jenis tanah $G_s = 2,65$. Benda uji kemudian diuji dalam alat triaksial, yang menghasilkan data sebagai berikut:

Tegangan sel (σ_3) (kN/m ²)	Perubahan volume selama konsolidasi ml	Perubahan volume selama penggeseran ml	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kN/m ²)	u_a (kN/m ²) Saat runtuh	u_w (kN/m ²) Saat runtuh
140	0,9	1,1	280	140	-103
210	2,0	1,5	420	126	-117
280	3,1	1,4	560	55	-131

- (a) Tentukan garis selubung kegagalan dengan menganggap:

$$\sigma' = \sigma - u_a$$

$$\sigma' = \sigma - u_w$$

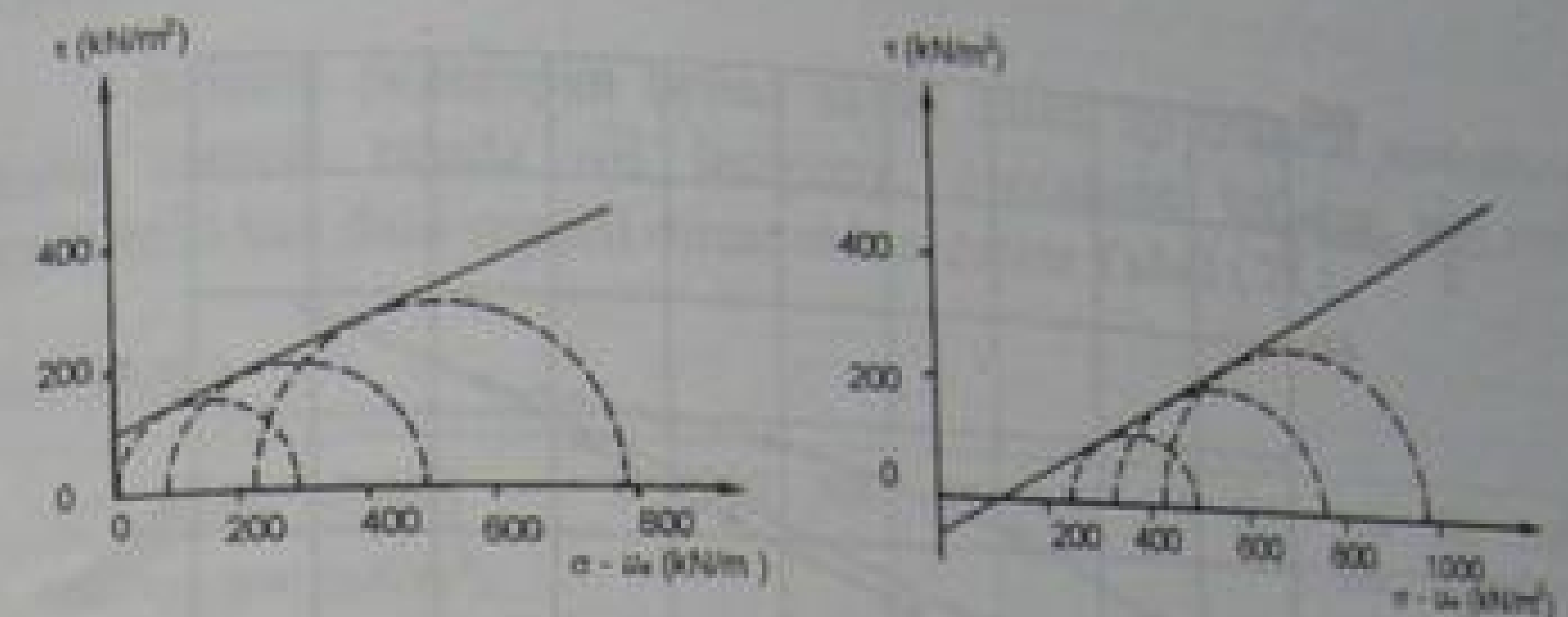
- (b) Dengan menganggap $c' = 0$, tentukan nilai X yang diterapkan untuk tiap contohnya pada saat kegagalan dan gambarkan hubungan S dan X .

Penyelesaian:

- (a) Kedua garis selubung kegagalan digambarkan dalam Gambar C5.15.

- (b) Hitungan dilakukan dengan menggunakan tabel sebagai berikut:

$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$	$\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u_a$	$\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u_w$	X	$S\%$
140	140	383	0,76	83
210	294	537	0,79	88
280	505	691	0,82	90

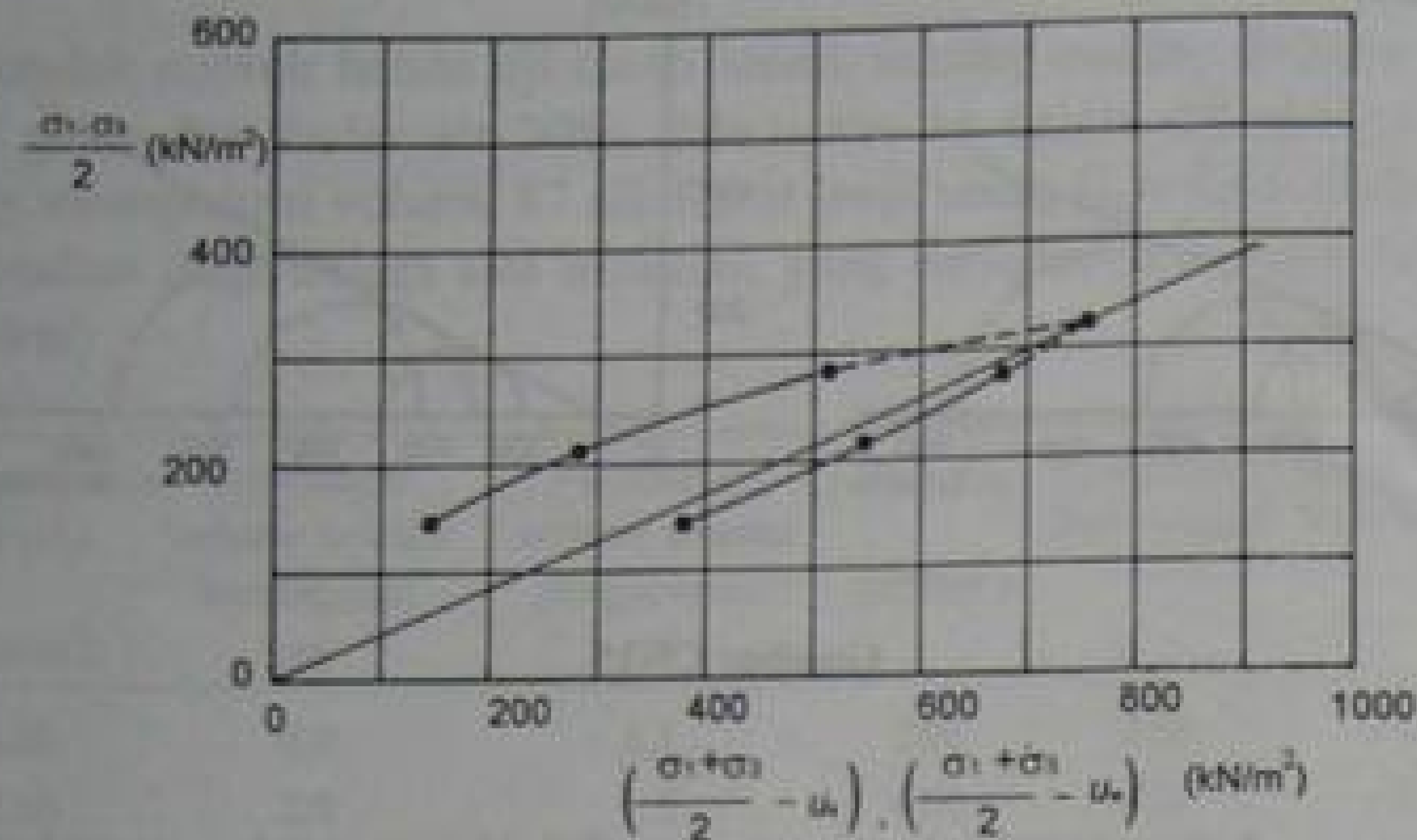


Gambar C5.15.

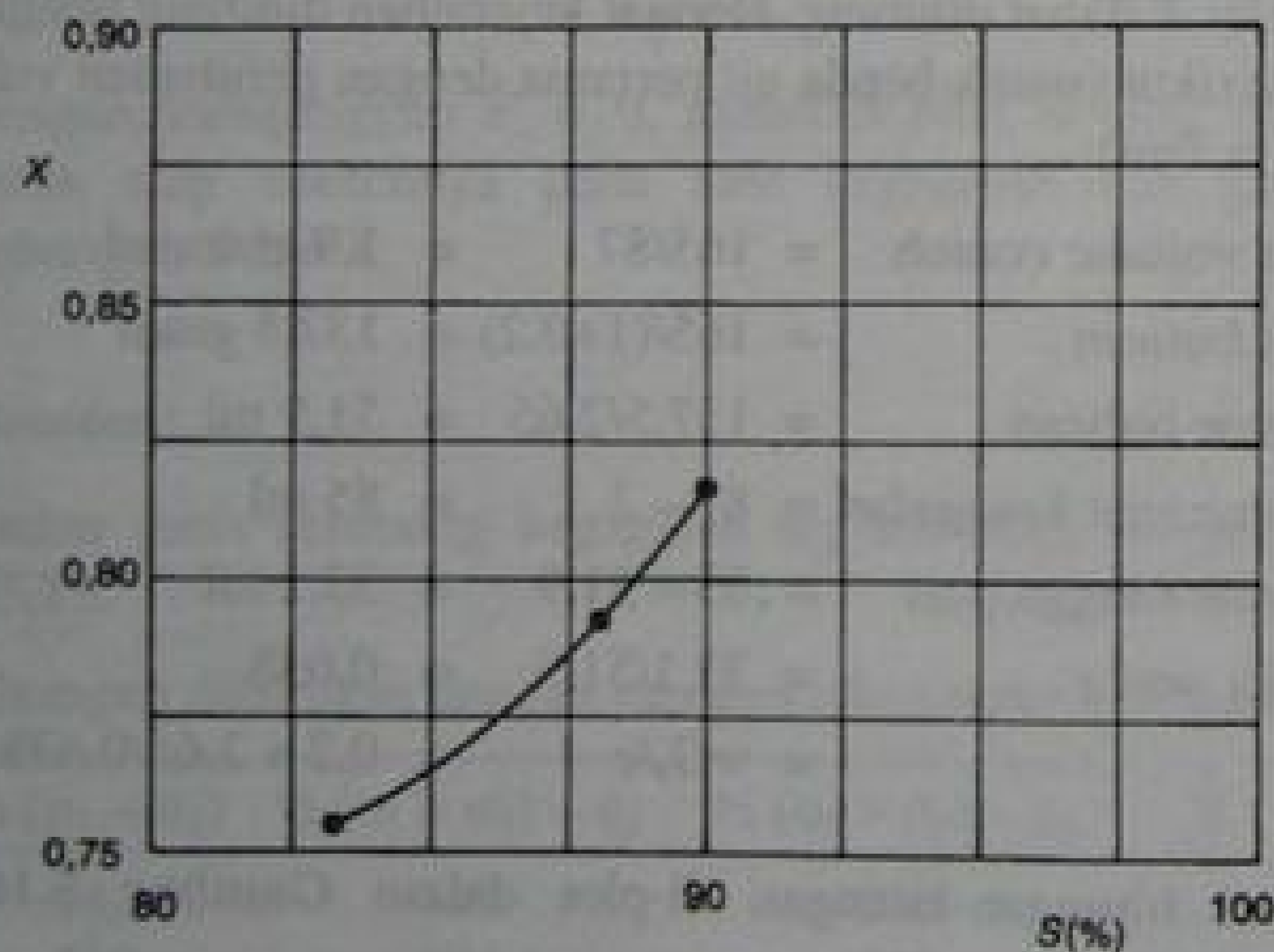
Dua kurva hubungan $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u_a$ dan $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u_w$ terhadap $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ digambarkan dan diekstrapolasi untuk memberikan titik anggapan kondisi jenuh sempurna. Karena tanah tidak mempunyai kohesi, garis K_f digambarkan lewat titik asal sampai dengan titik yang menunjukkan kondisi jenuh. Dengan menggunakan Persamaan (5.37), nilai X dapat dihitung. Derajat kejenuhan dihitung dengan cara sebagai berikut (untuk benda uji pertama dengan perubahan volume = $0,9 + 1,1 = 2\text{ml}$):

Berat volume contoh	=	165/87	=	1,9 gram/ml
Berat butiran	=	165/(1+0,2)	=	137,5 gram
Volume butiran	=	137,5/2,65	=	51,9 ml
Volume saat kegagalan	=	87 - 2	=	85 ml
Volume rongga pori	=	85 - 51,9	=	33,1 ml
Angka pori e	=	33,1/51,9	=	0,638
S	=	wG/e	=	$0,2 \times 2,65/0,638 = 83\%$

Hasil dari hitungan-hitungan di-plot dalam Gambar 5.16a dan Gambar 5.16b.



Gambar C5.16a.



Gambar C5.16b.

Contoh soal 5.17:

Selama penerapan beban aksial dalam uji triaksial *undrained* pada contoh benda uji lempung, pencatatan tekanan air pori menunjukkan data seperti ditunjukkan dalam Tabel CII.1:

Tabel CII.1

$(\sigma_1 - \sigma_3)(\text{kN/m}^2)$	0	200	300	400	480	510	500	550	580	560
Tekanan pori (kN/m ²)										
Tanah X	0	90	180	260	280	-	-	250	190	180
Tanah Y	0	130	210	290	370	430	420	-	-	-
Regangan aksial (%)										
Tanah X	0	0,7	1,3	2,1	3,0	-	-	4,5	6,7	8,5
Tanah Y	0	2,5	4,6	7,7	13	20	23	-	-	-

Gambarkan hasil pengujian tersebut dan hitung koefisien tekanan pori A selama pengujian berlangsung.

Penyelesaian:

Tekanan air pori dalam kondisi *undrained* dinyatakan dalam Persamaan (5.34):

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

Di sini Δu adalah perubahan total tekanan pori dari permulaan pengujian, $\Delta \sigma_1$ dan $\Delta \sigma_3$ adalah perubahan tegangan utama total juga dari permulaan pengujian. Untuk tanah jenuh $B = 1$, penerapan tegangan sel $\Delta \sigma_3$ akan menimbulkan tekanan pori $\Delta u = B \Delta \sigma_3 = \Delta \sigma_3$. Dalam hitungan Tabel CII.1, pada waktu tegangan deviator nol, tekanan pori juga nol (yaitu pada permulaan penggeseran), maka nilai tekanan pori dalam Tabel CII.1 tidak termasuk nilai tekanan air pori hasil dari penerapan tegangan sel (σ_3).

Karena itu, hitungan tekanan pori dalam Tabel CII.2.

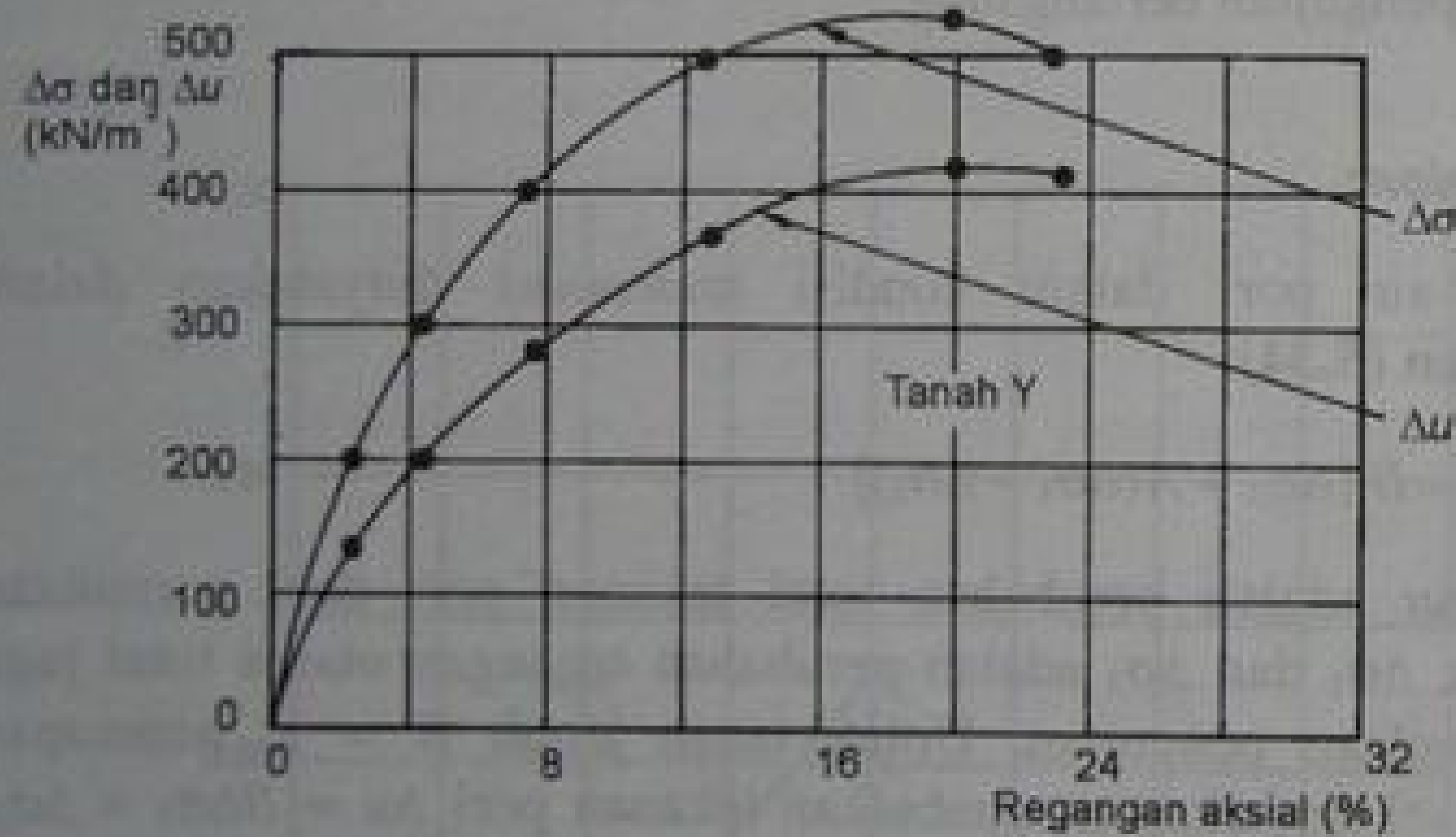
$$u = BA (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3), \text{ dengan } B = 1$$

Nilai koefisien angka pori $A = u/(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$.

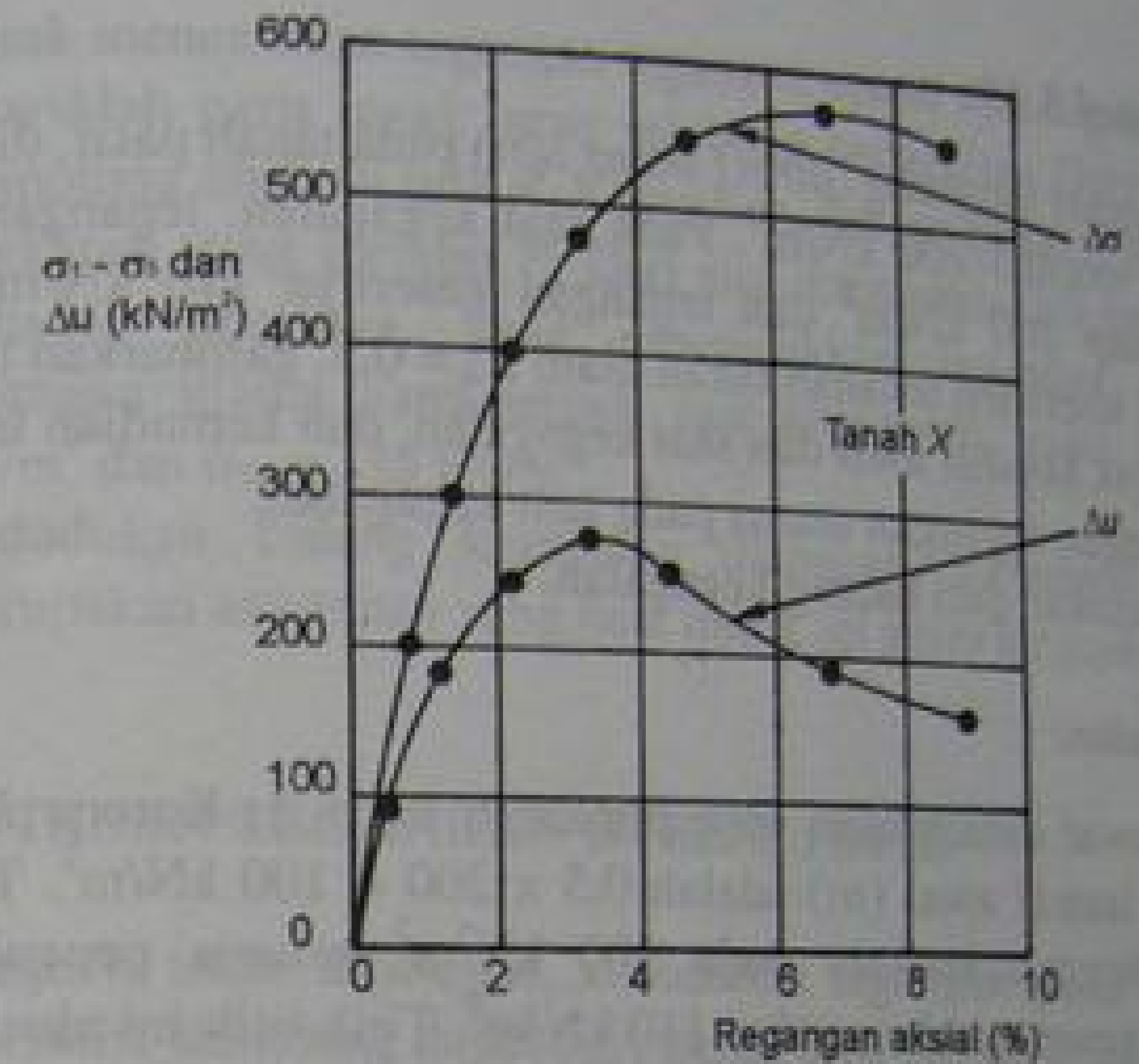
Tabel CII.2.

$(\sigma_1 - \sigma_3)(\text{kN/m}^2)$	0	200	300	400	480	510	500	550	580	560
Koefisien tekanan pori A										
Tanah X	0	0,45	0,60	0,65	0,59	-	-	0,45	0,33	0,31
Tanah Y	0	0,66	0,70	0,72	0,78	0,85	0,85	-	-	-

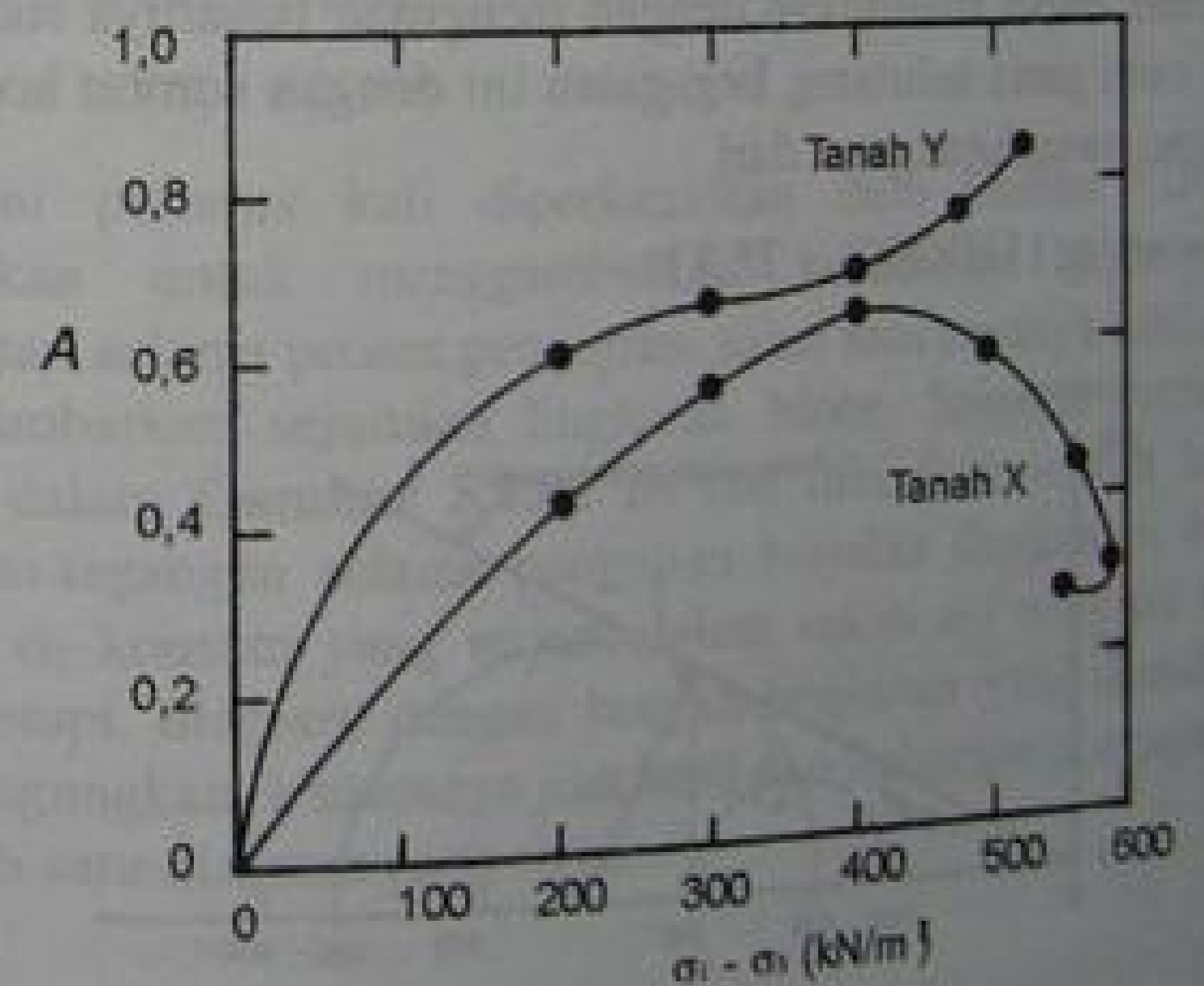
Dari nilai A yang telah dihitung, kemudian di-plot pada Gambar C5.17b dan Gambar C5.17c. Dari bentuk kurva Gambar C5.17a sampai Gambar C5.17c, dapat disimpulkan bahwa tanah X adalah *overconsolidated* dan tanah Y adalah *normally consolidated*.



Gambar C5.17a.



Gambar C5.17b.



Gambar C5.17c.

Contoh soal 5.18:

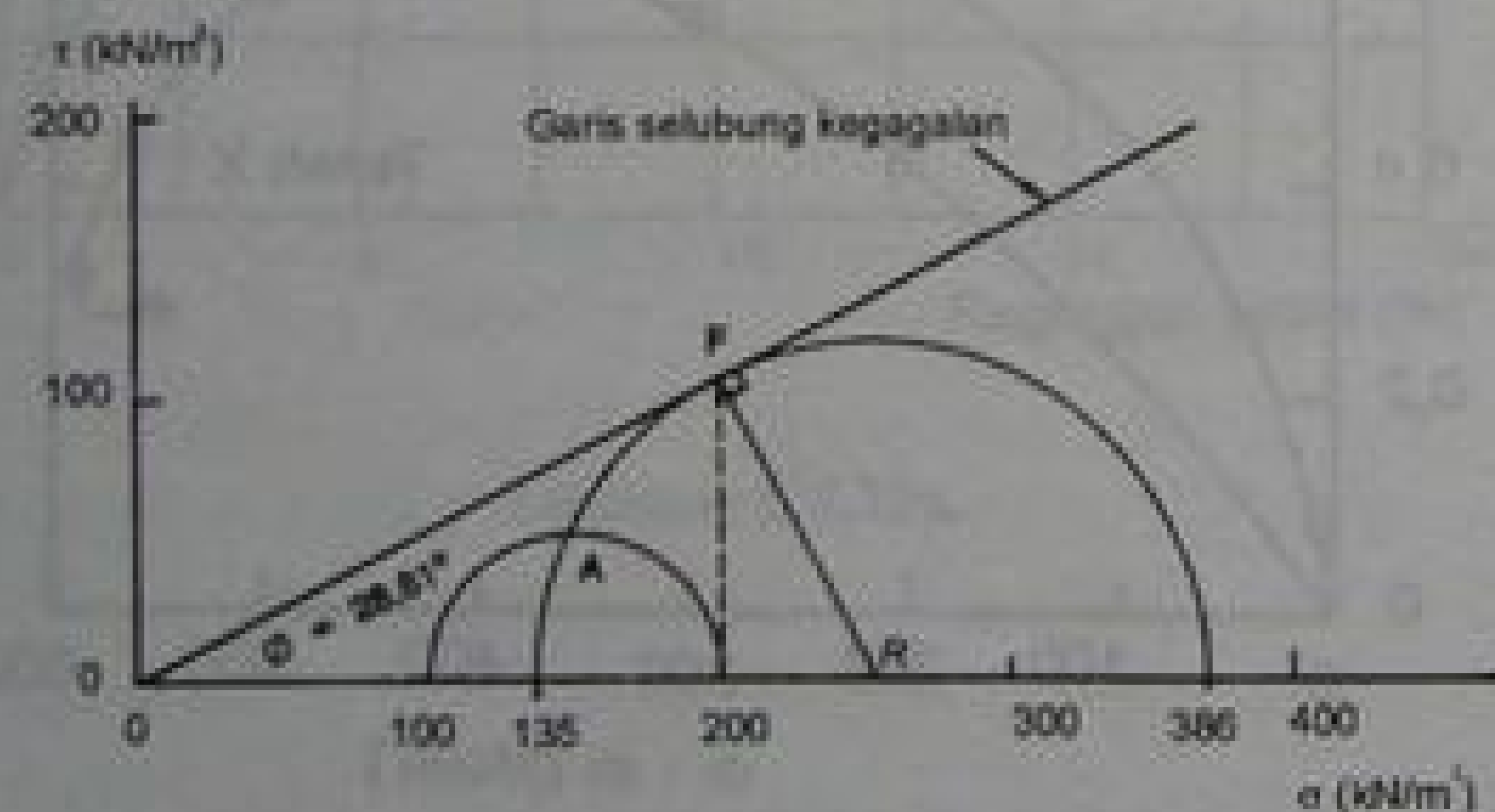
Pada uji geser langsung (*direct shear test*) pada tanah pasir, dikerjakan tegangan normal 200 kN/m^2 . Pada saat kegagalan, tegangan normal masih tetap 200 kN/m^2 dan tegangan gesernya 110 kN/m^2 . Kalau diketahui koefisien tekanan tanah diam $K_o = 0.5$, gambarkan lingkaran Mohr untuk kondisi awal dan saat kegagalan, dan kemudian tentukan:

- tegangan-tegangan utama pada saat kegagalan,
- kedudukan dari bidang kegagalan.

Penyelesaian:

Kondisi awal ditunjukkan oleh lingkaran kecil A. Karena $K_o = 0.5$, tegangan lateral awal (σ_3) adalah $0.5 \times 200 = 100 \text{ kN/m}^2$. Tegangan normal dicegah konstan pada 200 kN/m^2 selama pengujian dan tegangan geser saat kegagalan 110 kN/m^2 . Titik-titik ini akan terletak pada garis selubung kegagalan. Maka itu, gambarkan titik F pada koordinat (200,110). Kemudian, untuk menggambarkan garis selubung kegagalan, tariklah garis yang melalui titik asal dan lewat titik F. Garis ini adalah garis selubung kegagalan. Nilai sudut gesek dalam tanah, dapat ditentukan dengan mengukur besarnya sudut yang dibentuk oleh garis selubung kegagalan ini dengan sumbu horizontal, atau dengan menghitungnya dari

$$\phi = \arctan (110/200) = 28,81^\circ$$



Gambar C5.18.

- Untuk menentukan tegangan-tegangan utama saat kegagalan, dari F tariklah garis tegak lurus selubung kegagalan. Garis ini akan memotong absis di titik R. Kemudian, dengan pusat R gambarkan lingkaran yang melalui F. Dari sini ditemukan titik-titik potong terhadap absisnya, yang menunjukkan besarnya tegangan-tegangan utama yang terjadi saat kegagalan, yaitu $\sigma_{1f} = 386 \text{ kN/m}^2$ dan $\sigma_{3f} = 135 \text{ kN/m}^2$.
- Kedudukan bidang kegagalan dianggap horizontal. Hal ini merupakan anggapan yang baik untuk uji geser langsung.

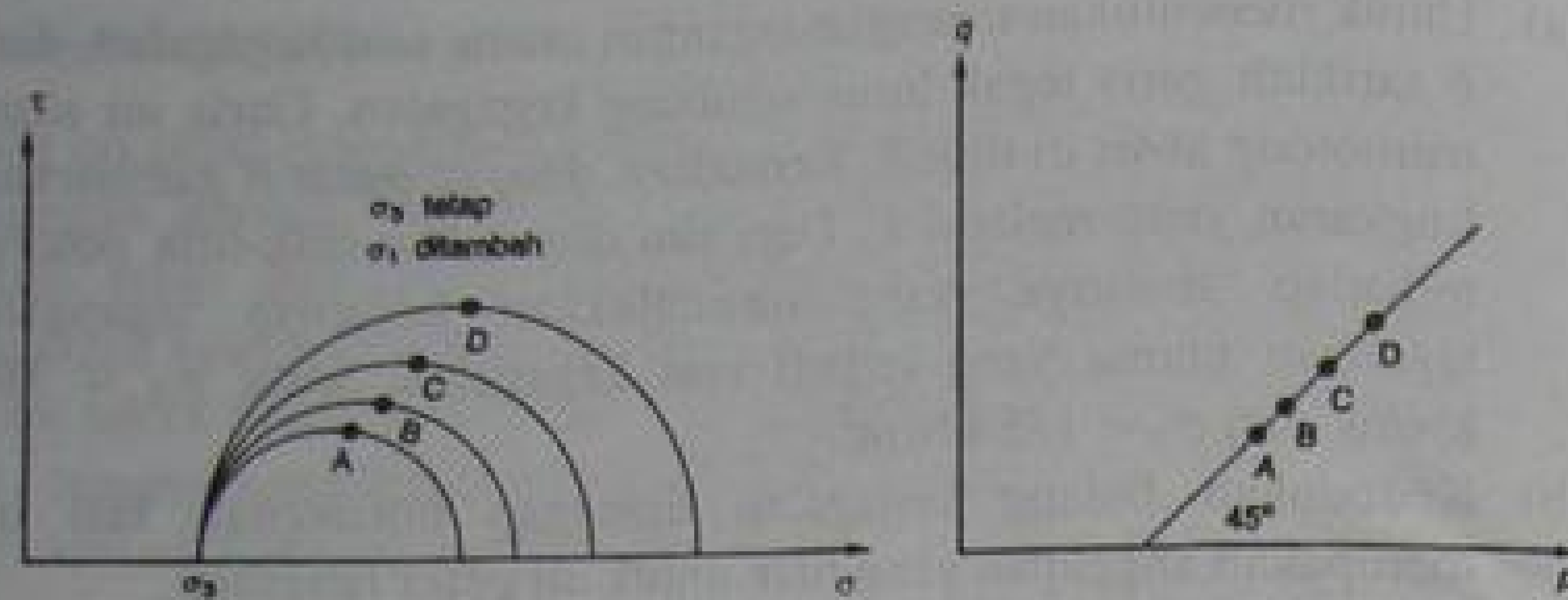
5.8 LINTASAN TEGANGAN (STRESS PATH)

Seperti telah dipelajari, kedudukan tegangan pada suatu titik dalam kondisi seimbang dapat dinyatakan oleh sebuah lingkaran Mohr dalam sistem koordinat $\sigma - \tau$. Untuk kasus-kasus tertentu, kadang-kadang diperlukan untuk menyajikan kedudukan tegangan dalam sederetan titik-titik tegangan pada sistem koordinat $p - q$ dengan

$$p = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \quad (5.43)$$

$$q = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (5.44)$$

Cara ini pertama kali diperkenalkan oleh Lambe (1969). Jika diinginkan untuk menggambarkan kedudukan tegangan yang berturut-turut selama proses pengujian, salah satu caranya adalah dengan menggambarkan sejumlah lingkaran Mohr. Sebagai contoh, dapat dilihat dalam Gambar 5.43a. Di sini diberikan urutan kedudukan tegangan-tegangan selama pengujian berjalan dengan σ_1 bertambah sedang σ_3 konstan yang terjadi dalam sekali uji triaksial kompresi. Akan tetapi, diagram dengan banyak lingkaran yang demikian akan membingungkan, khususnya jika hasil dari beberapa pengujian digambar pada satu diagram yang sama.



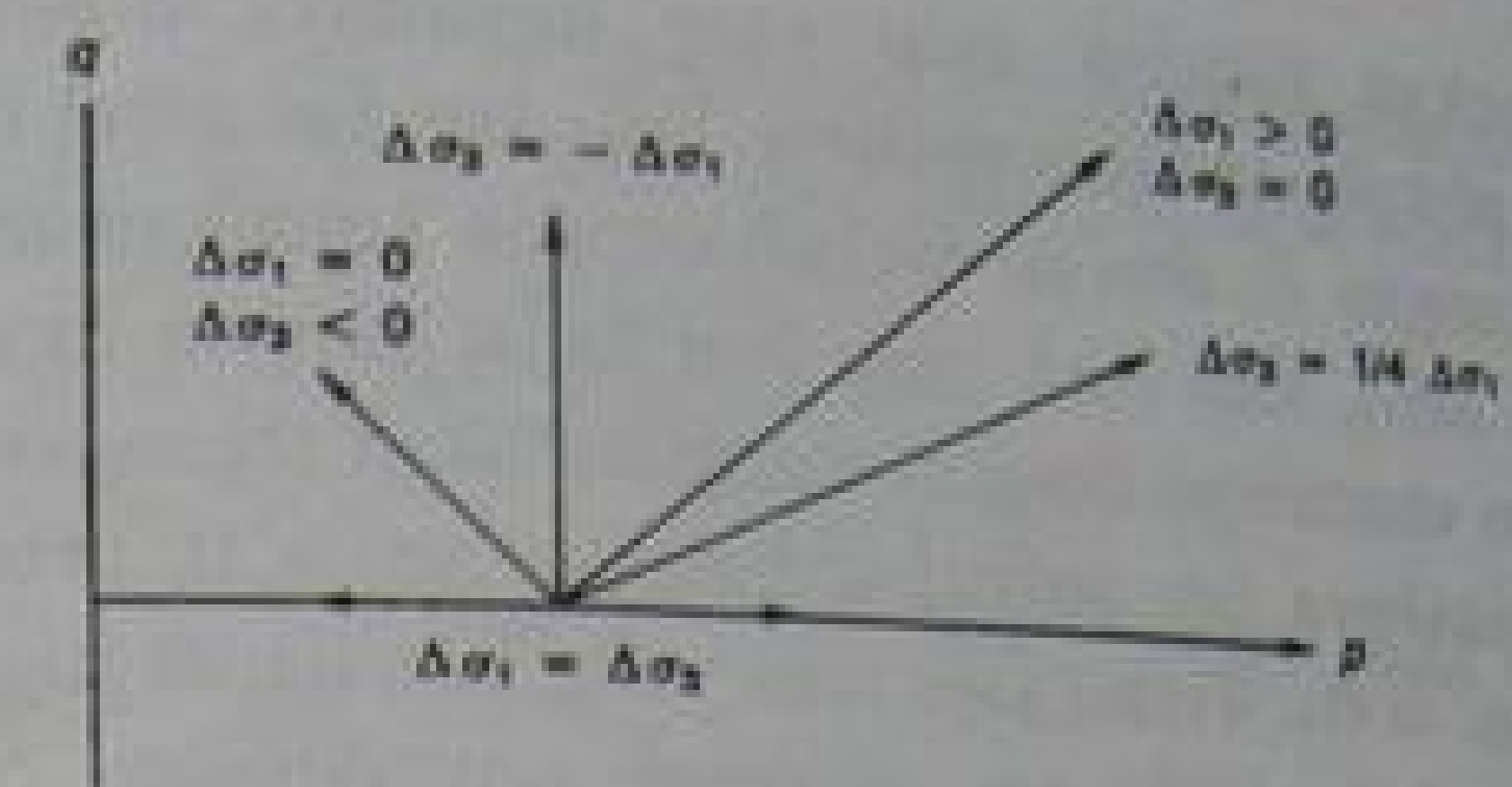
Gambar 5.43 (a) Lingkaran Mohr yang berurutan.
(b) Lintasan tegangan.

Susunan yang lebih baik untuk menghindari penggambaran lingkaran Mohr yang terlalu banyak demikian, adalah dengan menggambarkan sederetan titik tegangan, dan dengan menghubungkannya dengan sebuah garis (Gambar 5.43b). Garis ini disebut *lintasan tegangan* (*stress-path*) yang digambarkan dalam sistem koordinat $p - q$, di mana p dan q adalah persamaan yang ditunjukkan dalam Persamaan (5.43) dan (5.44). Diagram $p - q$ ini, jika digunakan dalam tinjauan tegangan efektif:

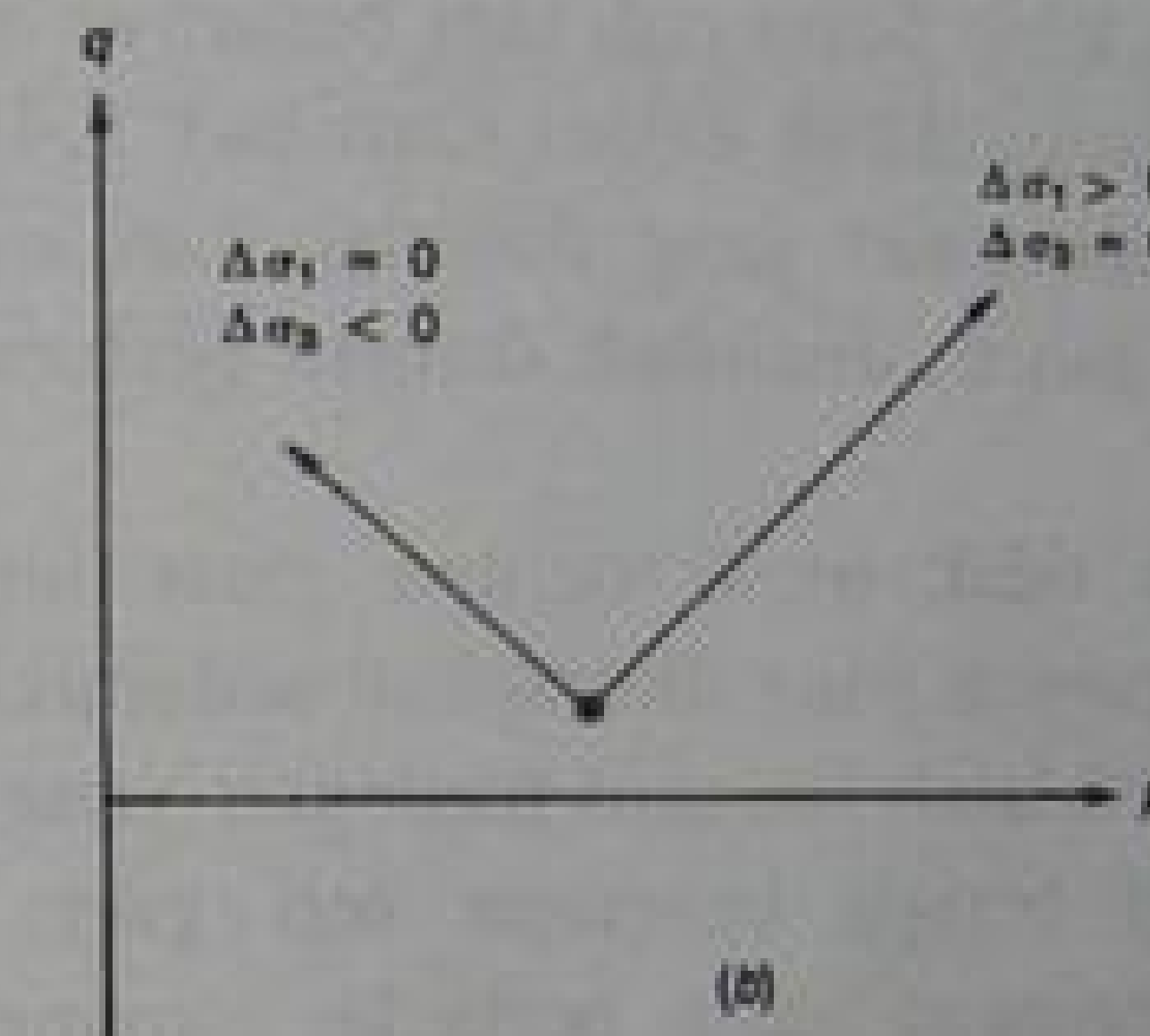
$$\begin{aligned} p' &= p - u = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) - u \\ &= \frac{1}{2} (\sigma_1' + \sigma_3') \end{aligned} \quad (5.45)$$

$$\begin{aligned} q' &= q - u = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) - u \\ &= \frac{1}{2} ((\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u)) \\ &= \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \end{aligned} \quad (5.46)$$

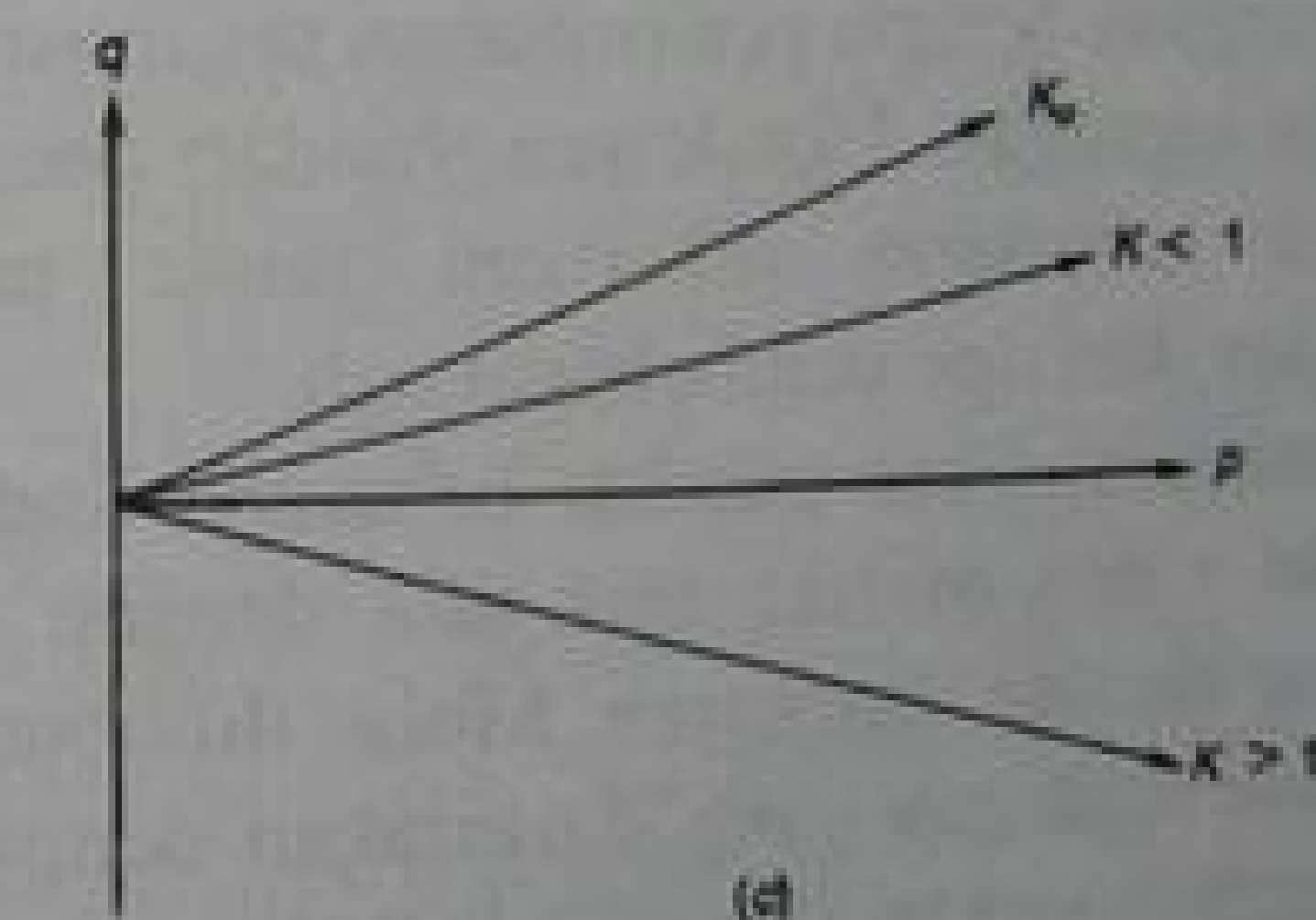
Perhatikan pada Persamaan (5.46), bahwa pada tinjauan tegangan efektif $q = q' = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$. Sebuah lintasan tegangan memberikan gambaran urutan dari kedudukan tegangan yang berturutan. Gambar 5.44a menyajikan lintasan tegangan yang berawal dari kondisi $\sigma_1 = \sigma_3$,



(a)



(b)



(c)

Gambar 5.44 Lintasan tegangan
(a) mula-mula $\sigma_1 = \sigma_3$;
(b) mula-mula $\sigma_1 > \sigma_3 > 0$;
(c) mula-mula $\sigma_1 = \sigma_3 = 0$.

yang merupakan kondisi awal yang umumnya digunakan dalam banyak tipe pengujian laboratorium. Dari kondisi awal ini, kemudian biasanya tegangan σ_1 dan σ_3 diubah dengan kenaikan tegangan yang sama ($\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$), atau cara yang lain dapat dengan mengubah salah satu tegangan utamanya dengan mengusahakan tegangan utama yang lain tetap (misalnya $\Delta\sigma_1$ positif sedangkan $\Delta\sigma_3 = 0$, atau $\Delta\sigma_3$ negatif sedangkan $\Delta\sigma_1 = 0$). Tentu saja cara yang lain dapat juga digunakan, seperti menambah baik $\Delta\sigma_1$ maupun $\Delta\sigma_3$ dengan cara tertentu, sehingga $\Delta\sigma_3 = \frac{1}{4} \Delta\sigma_1$.

Kondisi awal yang juga umum dipakai, adalah dengan mengusahakan σ_1 dan σ_3 lebih besar nol, tapi besarnya σ_1 tidak sama dengan σ_3 . Kondisi ini ditunjukkan dalam **Gambar 5.44b**. **Gambar 5.44c** menunjukkan pembebanan yang dimulai dari $\sigma_1 = \sigma_3 = 0$. Selama pembebanan, σ_1 dan σ_3 ditambah dengan perbandingan yang konstan.

Lintasan tegangan tidak mesti berupa garis lurus. Sebagai contoh, bila tegangan-tegangan yang diterapkan sedemikian sehingga $\Delta\sigma_1 = \frac{1}{4} (\Delta\sigma_3)^2$, hasilnya adalah lintasan tegangan yang tidak lurus. Lintasan tegangan dapat berupa beberapa seri garis lurus yang berhubungan. Dua pembebanan yang berbeda, mungkin hanya mengikuti satu kurva yang sama dalam bidang $p - q$. Akan tetapi, satu dari bebannya mungkin berupa penambahan tegangan, sedangkan yang lain pengurangan tegangan. Untuk menghindari pengertian yang salah, tiap tegangan sebaiknya diberikan tanda panah untuk menunjukkan pengertian dari tipe pembebanannya.

Gambar 5.45 menunjukkan gambar beberapa lingkaran Mohr pada sistem koordinat τ dan σ . Jika titik-titik dengan absis p dan ordinat q dari masing-masing lingkaran Mohr dihubungkan maka hasilnya adalah lintasan tegangan yang dinyatakan dengan garis AB . Garis lurus yang menghubungkan titik awal O dengan titik B (titik tegangan pada lingkaran Mohr saat kegagalan), disebut garis K_f . Bila tegangan lateral ditinjau pada kondisi tegangan saat kegagalan.

$$K_f = \frac{\sigma_{3f}}{\sigma_{1f}} \quad (5.47)$$

Garis K_f ini membuat sudut α dengan sumbu tegangan normal. Dari **Gambar 5.45**, dapat dibentuk persamaan sebagai berikut:

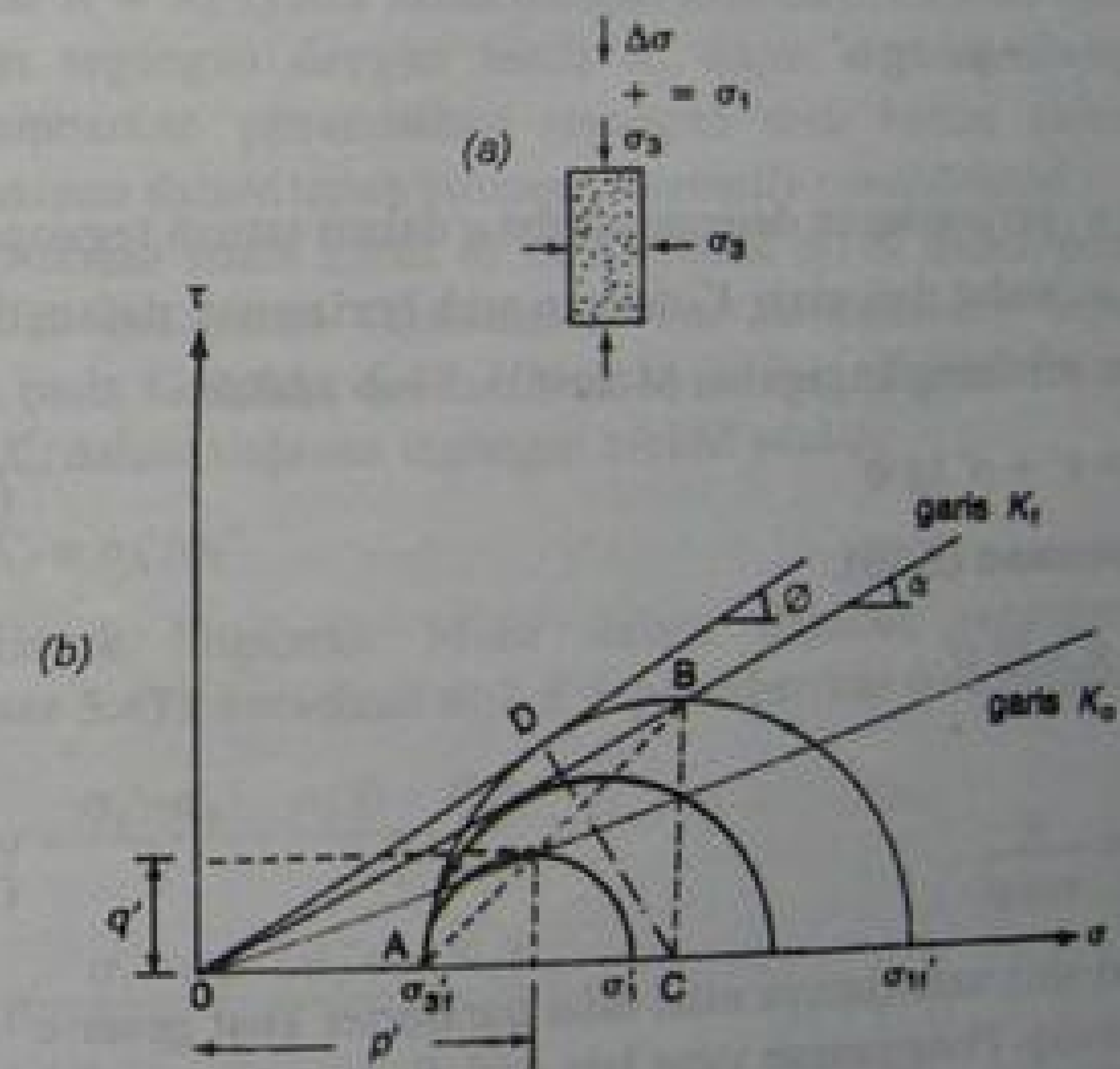
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{BC}{OC} = \frac{(\sigma_{1f}' - \sigma_{3f}')/2}{(\sigma_{1f}' + \sigma_{3f}')/2} \quad (5.48)$$

dengan σ_{1f}' dan σ_{3f}' adalah tegangan utama pada saat kegagalan. Selanjutnya,

$$\sin \phi = \frac{DC}{OC} = \frac{(\sigma_{1f}' - \sigma_{3f}')/2}{(\sigma_{1f}' + \sigma_{3f}')/2} \quad (5.49)$$

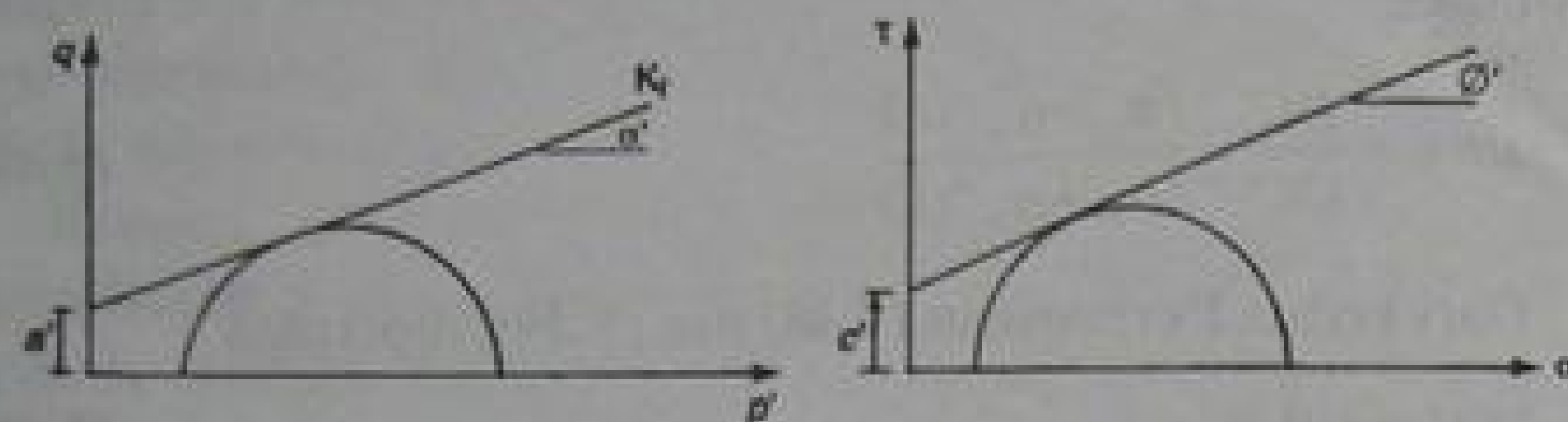
Dari kedua Persamaan (5.48) dan (5.49), diperoleh

$$\operatorname{tg} \alpha = \sin \phi \quad (5.50)$$



Gambar 5.45 Lintasan tegangan pada kondisi kegagalan.

Ditinjau lingkaran Mohr Gambar 5.46. Lingkaran yang di sebelah kiri, digambarkan untuk maksud menerangkan kegagalan yang terjadi pada diagram $p - q$. Lingkaran yang identik digambarkan di sebelah kanan, yaitu dalam diagram τ dan σ dari Mohr. Keduanya pada kondisi kegagalan yang sama.



Gambar 5.46 Hubungan garis K_f dengan selubung kegagalan Mohr.

Dari Gambar 5.46, persamaan garis K_f adalah:

$$q_f' = a' + p_f' \operatorname{tg} \alpha' \quad (5.51)$$

dengan

a' = perpotongan dengan sumbu q dalam satuan tegangan

α' = sudut dari garis K_f dengan arah horizontal, dalam derajat

Persamaan selubung kegagalan Mohr-Coulomb adalah

$$\tau_f' = c' + \sigma_f' \operatorname{tg} \phi' \quad (5.52)$$

Dari Persamaan (5.50),

$$\sin \phi' = \operatorname{tg} \alpha'$$

Maka,

$$c' = \frac{a'}{\cos \phi'} \quad (5.53)$$

Dari sini, selanjutnya nilai-nilai parameter kuat geser c' dan ϕ' dapat dihitung. Penggunaan yang lain dari diagram $p - q$ adalah untuk memperlihatkan baik lintasan tegangan total (*total stress path* = TSP) maupun lintasan tegangan efektif (*effective stress path* = ESP) pada

diagram yang sama.

Untuk sistem koordinat $p - q$, persamaan yang menunjukkan hubungan dari p dan q dengan koefisien tekanan tanah lateral K , dapat diperoleh sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \frac{q}{p} &= \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)} \\ &= \frac{1 - \sigma_3 / \sigma_1}{1 + \sigma_3 / \sigma_1} \\ &= \frac{1 - K}{1 + K} \end{aligned} \quad (5.54)$$

dengan $K = \sigma_3 / \sigma_1$. Bila $\sigma_1 = \sigma_3$ maka $K = 1$. Lintasan tegangan $K = 1$, adalah kondisi tegangan isotropis tanpa tegangan geser.

Di dalam uji oedometer (konsolidasi), karena regangan lateral nol, nilai $K = K_o$ (yaitu sama dengan koefisien tekanan tanah diam). Lintasan tegangan dengan tanda K_o dapat digunakan juga untuk menggambarkan penambahan tegangan oleh beban akibat proses pengendapan dalam tanah lempung *normally consolidated*.

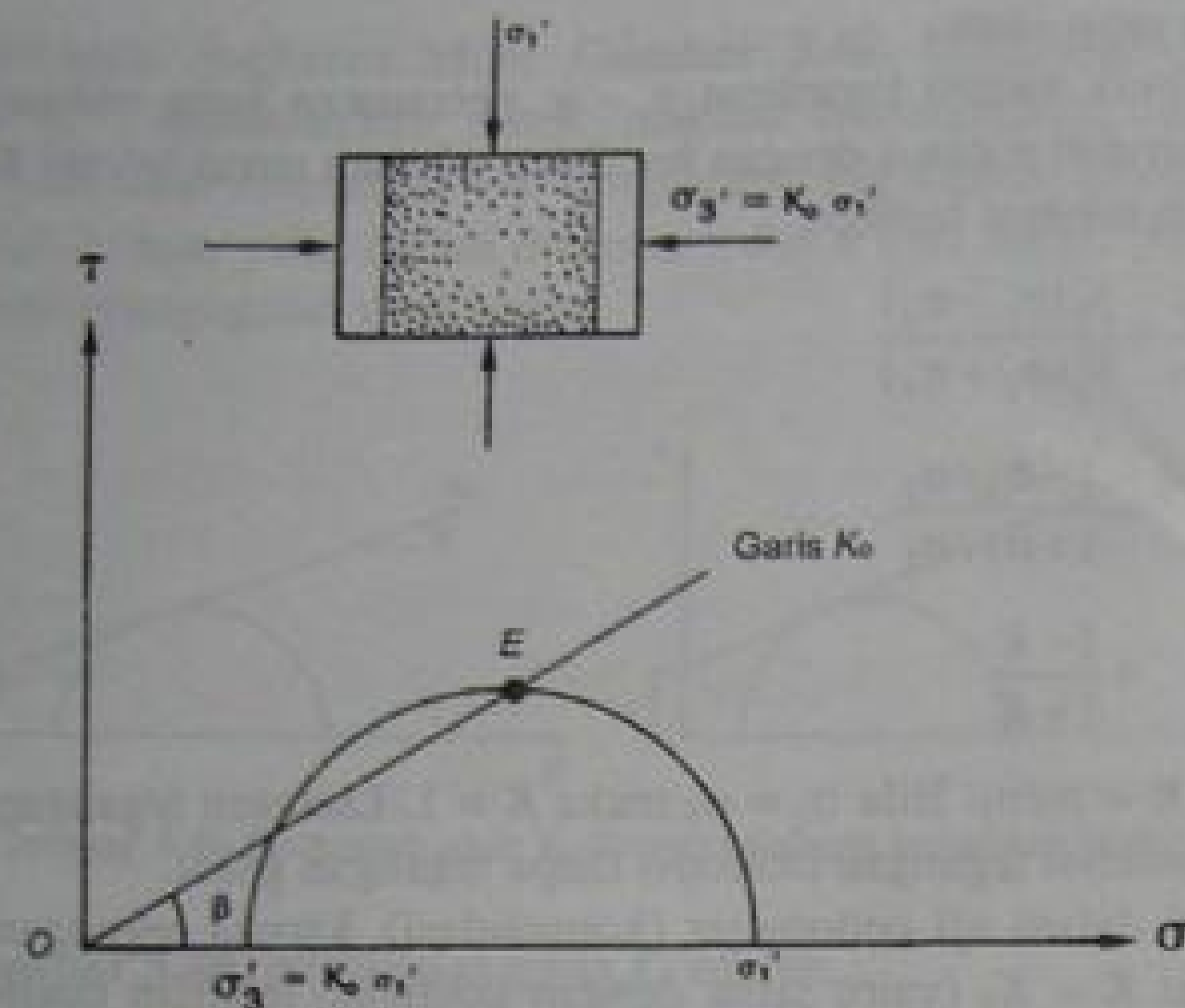
Ditinjau suatu kasus di mana benda uji di dalam pembebanan pada alat oedometer (konsolidasi *one-dimensional*), seperti yang terlihat pada Gambar 5.47. Untuk kasus ini, nilai koefisien tekanan lateral K_o dalam tinjauan tegangan efektif adalah:

$$K_o = \sigma_3' / \sigma_1' \quad (5.55)$$

Untuk lingkaran Mohr dalam tinjauan tegangan efektif (Gambar 5.47), koordinat titik E dapat diberikan oleh persamaan,

$$q' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = \frac{\sigma_1'(1 - K_o)}{2} \quad (5.56)$$

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} = \frac{\sigma_1'(1 + K_o)}{2} \quad (5.57)$$

Gambar 5.47 Penentuan kemiringan K_0 .

Jadi,

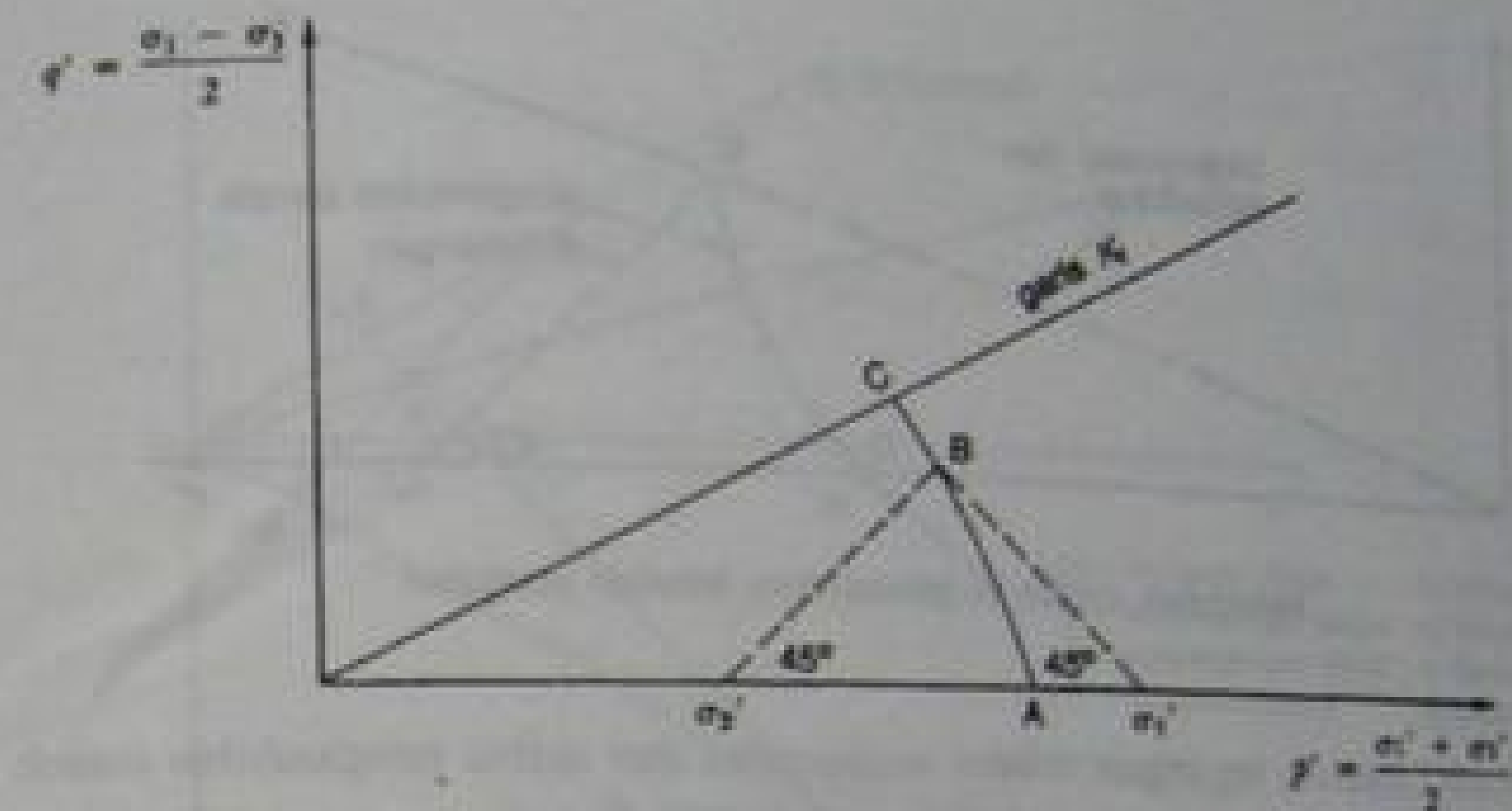
$$\beta = \arctg \frac{q'}{p'} = \arctg \frac{1 - K_0}{1 + K_0} \quad (5.58)$$

atau

$$K_0 = \frac{1 - \tg \beta}{1 + \tg \beta} \quad (5.59)$$

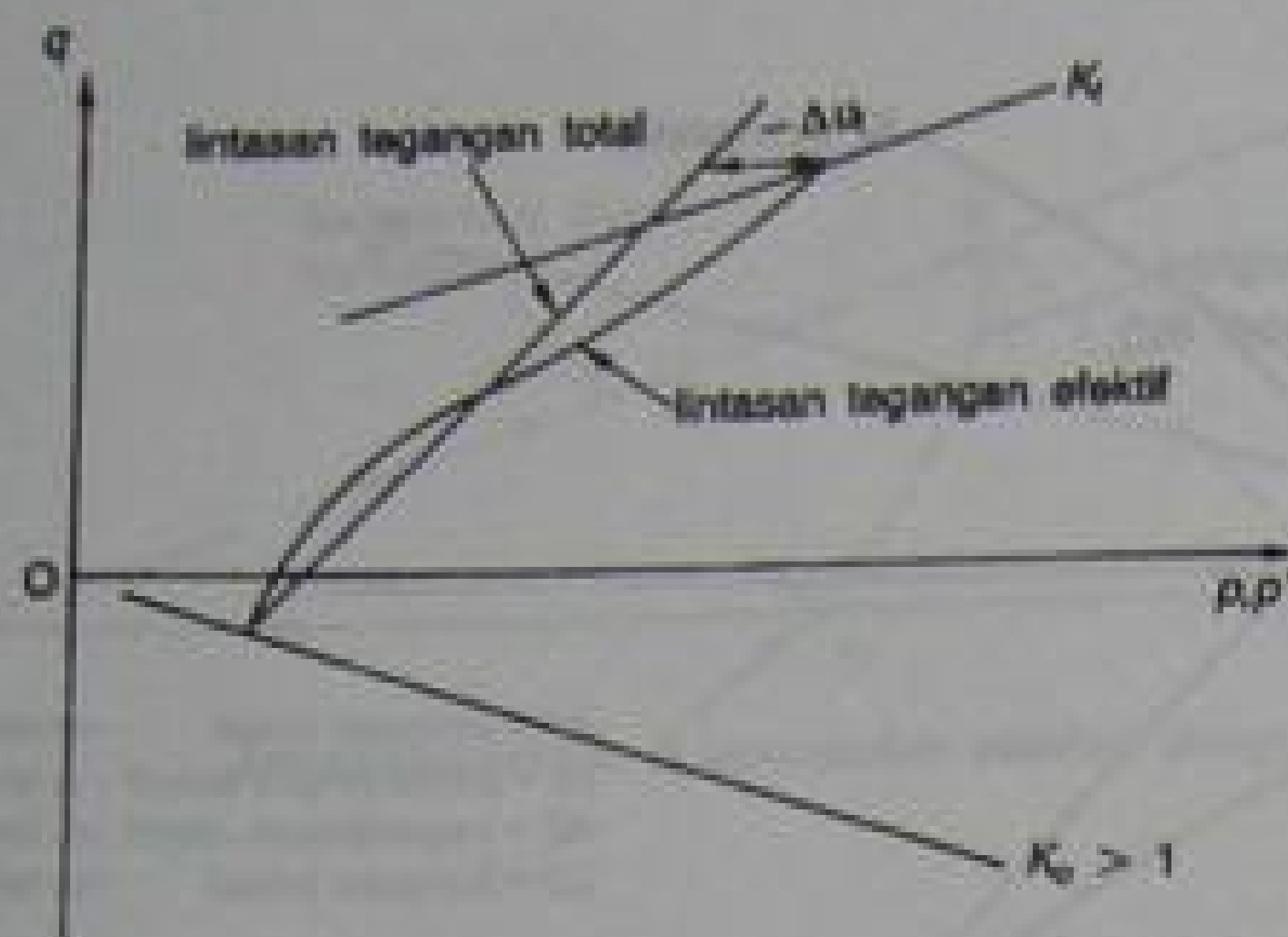
dengan β adalah sudut garis OE (garis K_0) terhadap sumbu tegangan normal. Untuk perbandingan, kedudukan garis K_0 terhadap garis K_1 , dapat dilihat pada Gambar 5.45.

Dalam kasus tertentu, jika diberikan lintasan tegangan dalam sistem koordinat $p - q$, dapat diperoleh nilai-nilai tegangan utama mayor (σ_1) dan minor (σ_3) pada sembarang titik di lintasan tegangan. Hal ini diperlihatkan dalam Gambar 5.48, di mana ABC adalah lintasan tegangan efektif.

Gambar 5.48 Penentuan σ_1 dan σ_3 pada titik di lintasan tegangan.

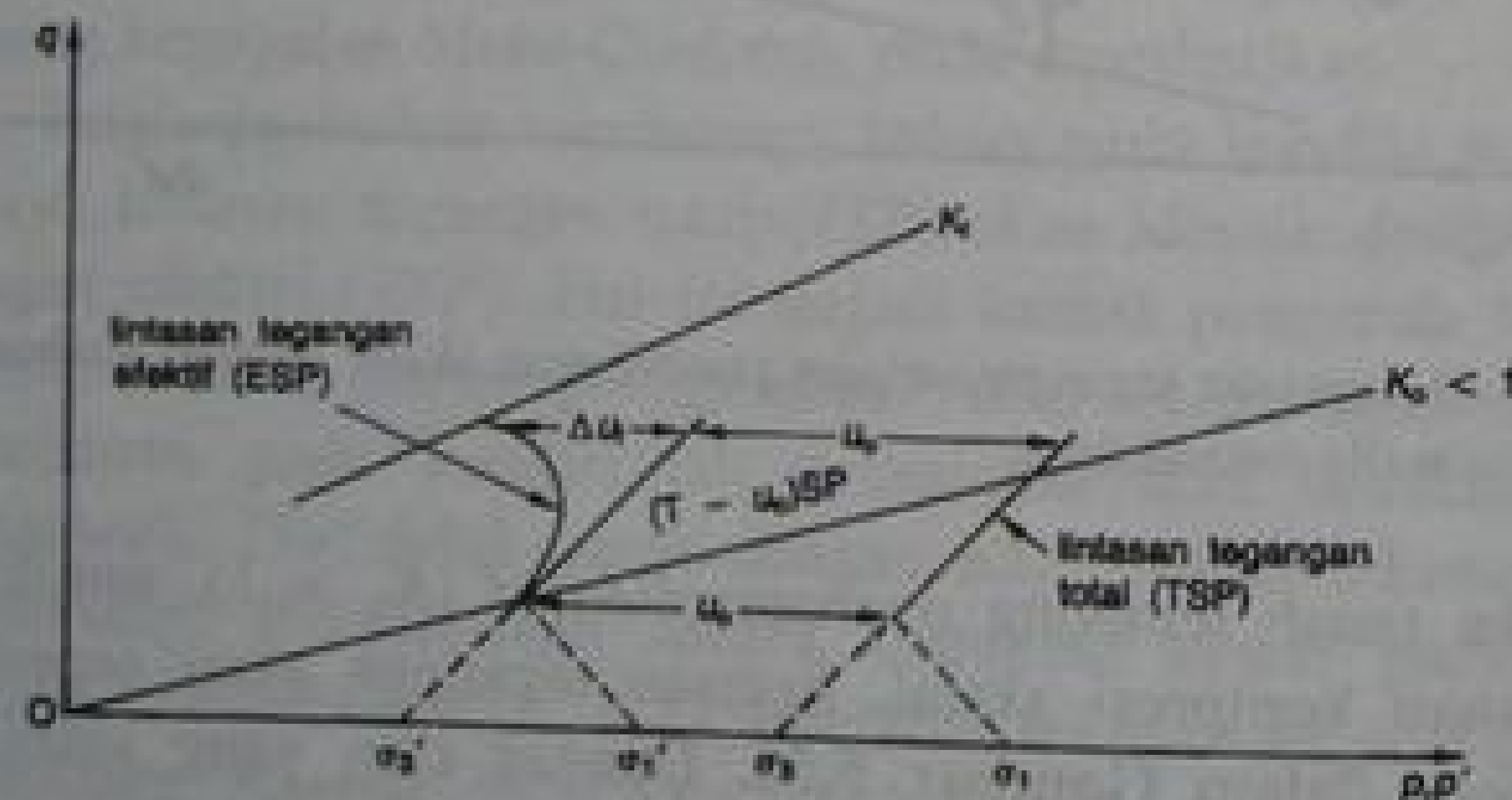
Jika tanah diendapkan dalam lingkungan sedimentasi seperti danau atau laut, maka pada sembarang kedalaman akan terjadi tambahan tegangan secara berangsur-angsur akibat tambahan material yang mengendap di atasnya. Karena tegangan bertambah, lapisan tanah di bawahnya berkonsolidasi dan volumenya berkurang. Jika luas pengendapan relatif sangat besar dibandingkan dengan ketebalannya, maka kompresi yang terjadi dapat dianggap satu dimensi. Dalam kasus ini, nilai banding tegangan-tegangan akan konstan, yaitu sama dengan K_0 . Lintasan tegangan selama pengendapan dan konsolidasi, ditunjukkan oleh lintasan AB (Gambar 5.49). Jika tanah mengalami pengurangan tekanan akibat adanya erosi atau sembarang proses geologi, lintasan tegangan karena pengurangan beban ini, mengikuti lintasan BC . Kalau tekanan vertikal berkurang terus, lintasan akan memanjang ke titik di bawah sumbu p' . Akibatnya, tanah ini berubah menjadi *overconsolidated* dan K_0 akan lebih besar 1.

Besarnya nilai perkiraan K_0 untuk tanah granuler adalah sekitar 0,4 sampai 0,6 sedangkan untuk lempung *normally consolidated* sedikit lebih kecil dari 0,5 sampai 0,9. Nilai rata-rata yang baik adalah $K_0 = 0,5$. Ketika tanah benda uji diambil untuk dibawa ke laboratorium, terjadi pengurangan tegangan, lintasan tegangan akan mendekati garis BC (Gambar 5.49). Setelah sampai di C , maka $K = 1$.



Gambar 5.52 Lintasan tegangan selama kompresi aksial dari lempung *overconsolidated*.

Dalam banyak masalah, dijumpai air di dalam tanah pada kondisi statis. Jadi, tekanan air pori awal u_0 yang bekerja pada benda uji perlu diperhitungkan. Maka, terdapat tiga macam lintasan tegangan yang harus digunakan yaitu *ESP*, *TSP*, dan $(T - u_0) SP$ (lintasan tegangan dari tegangan total dikurangi tekanan air pori statis). Ketiga lintasan tegangan diperlihatkan dalam Gambar 5.53, untuk lempung *normally consolidated* dengan tekanan air pori awal u_0 dan dengan sistem pembebanan kompresi aksial.



Gambar 5.53 Kedudukan *ESP*, *TSP*, dan $(T - u_0) SP$ untuk lempung *normally consolidated* (Lambe, 1967).

Contoh soal 5.19:

Uji triaksial *consolidated undrained* dengan pengukuran tekanan air pori dilakukan pada contoh lempung jenuh. Pengukuran tekanan air pori dilakukan selama pengujian dan menghasilkan data sebagai berikut:

σ_3 (kN/m ²)	$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1' - \sigma_3'$ (kN/m ²)	u (kN/m ²)
600	0	0
	150	70
	260	136
	280	194
	330	261
	334 (runtuh)	297

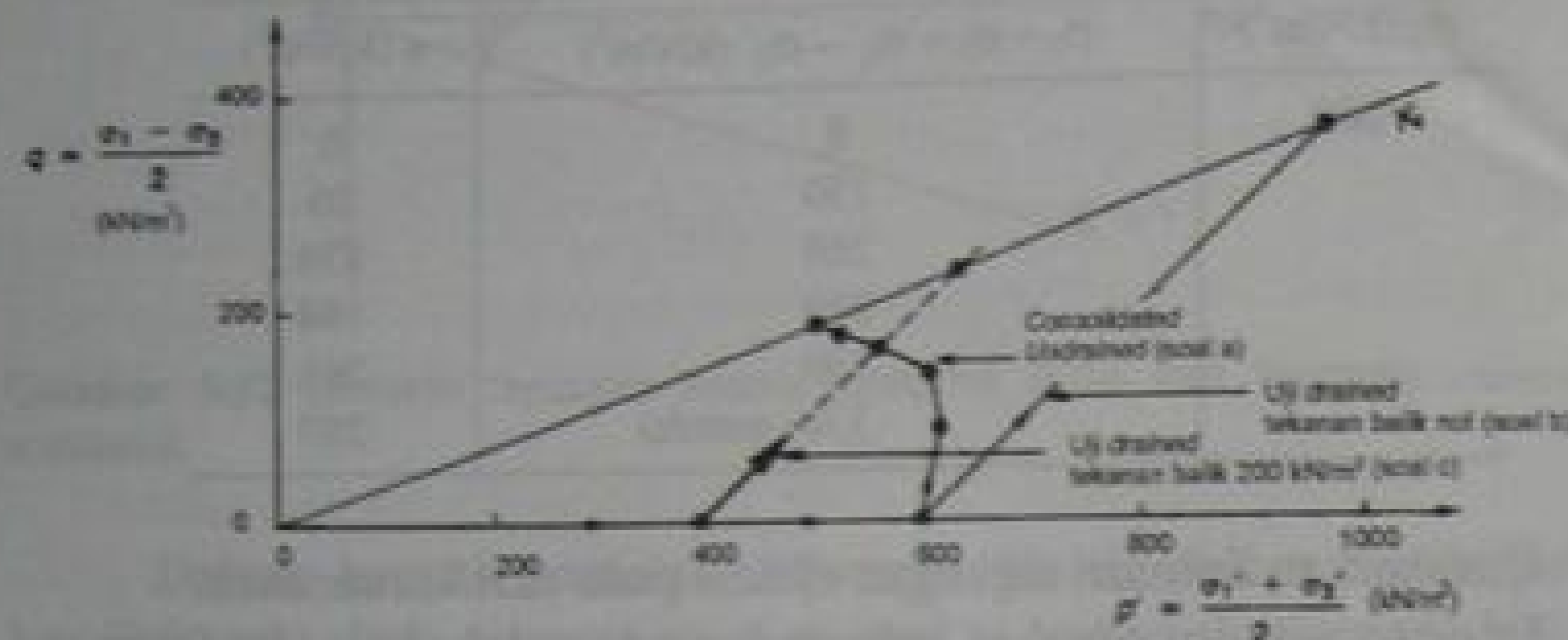
- Gambarkan lintasan tegangan efektif pada saat keruntuhan.
- Dengan menggambarkan sebuah lintasan tegangan pada diagram yang sama, tentukan tegangan utama maksimum, di mana benda uji yang identik akan mengalami keruntuhan, jika sesudah dikonsolidasi dengan tegangan sel 600 kN/m² benda uji lalu digeser pada kondisi drainase terbuka (*drained*) dengan tekanan balik (*back pressure*) nol.
- Secara sama, dapatkan pengaruhnya terhadap tegangan utama maksimum saat keruntuhan, jika pada tahap konsolidasi dan penggeseran soal (b) dilakukan tekanan balik sebesar 200 kN/m².

Penyelesaian:

$\sigma_3' = \sigma_3 - u$ (kN/m ²)	σ_1' (kN/m ²)	$p' = \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')$ (kN/m ²)	$q = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')$ (kN/m ²)
600	600	600	0,00
530	680	605	75
464	724	594	130
406	686	546	140
339	669	504	165
303	637	470	167

Dari tabel di atas, dapat digambarkan lintasan tegangannya (Gambar C5.19)

(a)



Gambar C5.19.

(b) Untuk lempung *normally consolidated* yang jenuh, garis selubung kegagalan akan lewat titik asal (O) dan lewat titik dalam hitungan (a).

Pengujian dengan drainase terbuka (*drained*) dengan tekanan balik nol, ditunjukkan oleh lintasan tegangan yang menelusuri garis horizontal sampai titik (600,0). Kemudian naik ke atas dengan sudut kemiringan 45° terhadap sumbu horizontal (Gambar C5.19). Garis ini memotong garis selubung kegagalan di titik [(940), (340)]. Dari sini dapat lakukan hitungan,

$$\frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') = 940 \quad (1)$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') = 340 \quad (2)$$

dari (1) dan (2) dapat dihitung $\sigma_1' = 1280 \text{ kN/m}^2$

dengan $\sigma_3' = 600 \text{ kN/m}^2$.

(c) Pada benda uji dengan penerapan tekanan balik sebesar 200 kN/m^2 , lintasan tegangan akan bergerak ke kiri dari sumbu horizontal sampai mencapai titik (400,0). Kemudian naik ke atas bersudut 45° terhadap sumbu horizontal. Titik perpotongan garis ini terhadap garis selubung kegagalan, adalah:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') = 630 \text{ kN/m}^2 \quad (3)$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') = 230 \text{ kN/m}^2 \quad (4)$$

dari (3) dan (4), dapat ditentukan tegangan-tegangan yang terjadi saat keruntuhan.

$$\sigma_1' = 860 \text{ kN/m}^2 \text{ dan } \sigma_3' = 400 \text{ kN/m}^2$$

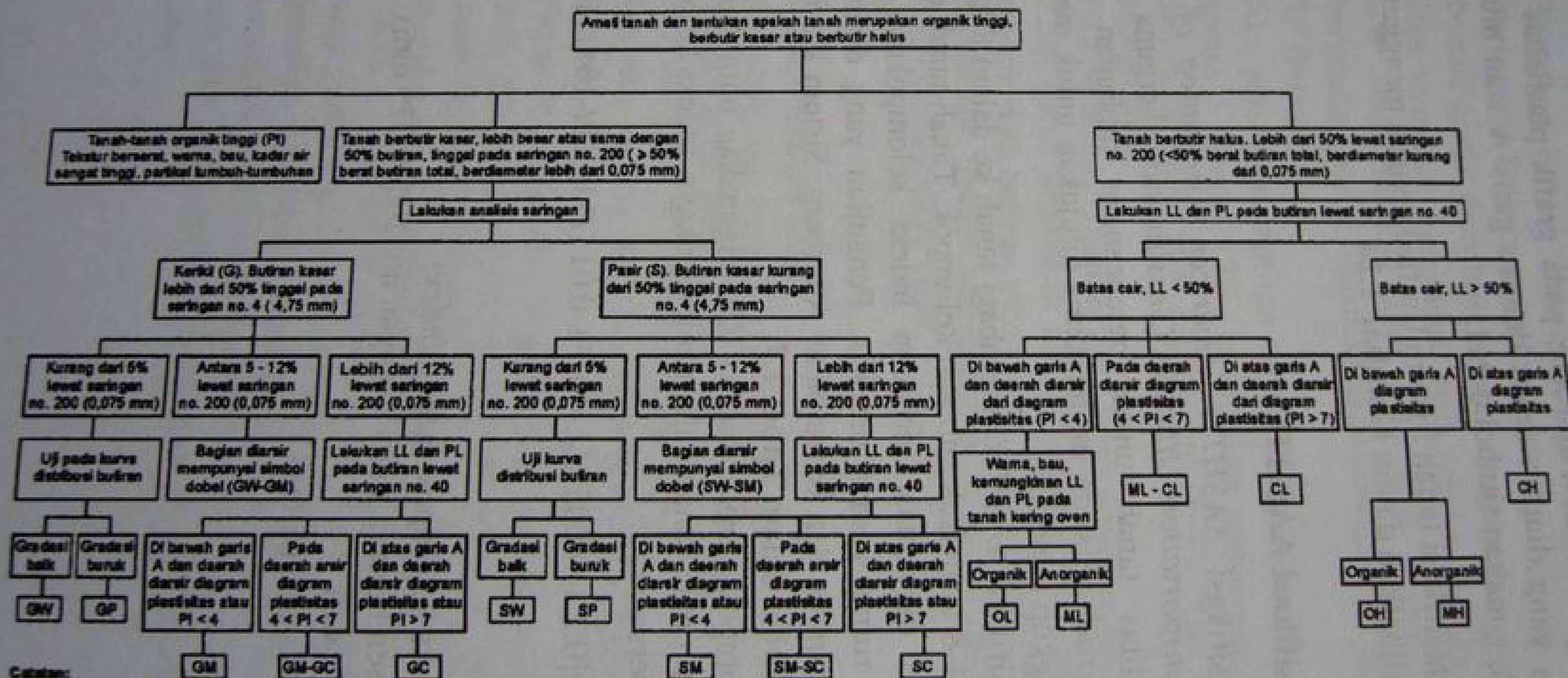
Terlihat bahwa, tegangan sel akhir = tegangan sel awal - tekanan balik = $600 - 200 = 400 \text{ kN/m}^2$ (sama).

Tegangan utama maksimum saat keruntuhan berkurang sebesar $1280 - 860 = 420 \text{ kN/m}^2$.

DAFTAR ACUAN

- Bishop, A.W. dan Henkel, D.J., *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Edward Arnold Ltd., London, 2nd Ed., 1962.
- Bjerrum, L. dan Simons, N.E., *Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays*, Proceeding of the ASCE Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, 1960.
- Bowles, J.E., *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill Kogakusha, Ltd., Tokyo, Japan, 1977.
- Bowles, J.E., *Physical and Geotechnical Properties of Soils*, McGraw-Hill Book Company, USA, 1984.
- Capper, P.L., Cassie, W.F. dan Geddes, J.D., *Problems in Engineering Soils*, E. dan F.N. Spon Ltd, London, 1980.
- Craig, R.F., *Soil Mechanics*, Van Nostrans Reinhold Company Ltd., 1976.
- Das, B.M., *Advanced Soil Mechanics*, McGraw-Hill, New York, 1983.
- Head, K.H., *Manual of Laboratory Testing*, Vol. 1-3, Pentech Press Ltd, Devon, Great Britain, 1980.
- Holtz, R.D. dan Kovacs, W.D., *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1981.
- Lambe, T.W. & Whitman, R.V., *Soil Mechanics*, John Wiley and Son, Inc., New York, 1969.
- Leonard, G.A., *Foundation Engineering*, McGraw-Hill, New York, 1962.
- Perloff, W.H. dan Baron, W., *Soil Mechanics-Principles and Applications*, The Ronald Press Company, New York, 1976.
- Skempton, A.W., *The Pore Pressure Coefficient A dan B*,

- Geotechnique*, Vol. 4, No. 4. (1954).
- Smith, G.N., *Elements of Soil Mechanics for Civil and Mining Engineers*, Granada, London, 1982.
- Terzaghi, K., *Theoritical Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, New York, 1943.



Catatan:
 Tanah bergradasi baik:
 $C_u \geq 4$ dan $1 < C_c < 3$
 $C_u = D_{60}/D_{10}$
 $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$

Gambar 1.24 Bagan alir klasifikasi tanah sistem Unified