

## Prakata

Pedoman analisis daya dukung tanah fondasi dangkal bangunan air ini dibahas dalam Gugus Kerja Bidang Geoteknik, Bendungan dan Waduk pada Sub Panitia Teknik Sumber Daya Air yang berada di bawah Panitia Teknik Konstruksi dan Bangunan Sipil, Departemen Pekerjaan Umum.

Penulisan pedoman ini mengacu pada Pedoman BSN No. 8 Tahun 2000 dan ketentuan terkait lainnya yang berlaku serta telah mendapat masukan dan koreksi dari ahli bahasa.

Perumusan pedoman ini dilakukan melalui proses pembahasan pada Gugus Kerja, Prakonsensus dan Konsensus yang melibatkan para narasumber dan pakar dari berbagai instansi terkait sesuai dengan Pedoman BSN No.9 Tahun 2000. Konsensus pedoman ini dilaksanakan oleh Panitia Teknik Konstruksi dan Bangunan Sipil, Departemen Pekerjaan Umum tanggal 29 Oktober 2004 di Puslitbang Sumber Daya Air.

Pedoman ini mengacu pada *guidelines "Engineering Design Bearing Capacity of Soils"* (EM-1110-1-1905 *U.S. Army Corps of Engineers*, 30 Cct.1992) dan standar serta pedoman terkait lainnya yang berlaku, seperti dijelaskan dalam bab 2 Acuan normatif.

Pedoman ini dimaksudkan untuk mengetahui pertimbangan dasar analisis daya dukung fondasi dangkal dan penentuan parameter tanah, sesuai dengan interaksi antara bangunan dengan daya dukung dan karakteristik tanah dasarnya agar aman terhadap keruntuhan dan penurunan/deformasi yang akan digunakan untuk keperluan analisis daya dukung fondasi dangkal bangunan air dalam mendesain bangunan dan fondasinya.

Pedoman ini diharapkan bermanfaat bagi pendesain dan pelaksana serta semua pihak (instansi) terkait dalam pembangunan bangunan air yang dibangun di atas tanah dasar fondasi dangkal.

## Pendahuluan

Dalam suatu tahapan pembangunan bangunan air diperlukan beberapa tahapan utama yang harus dilakukan, yaitu survei dan investigasi, desain, *land aquisition* dan konstruksi bangunan, serta operasi dan pemeliharaan bangunan yang dikenal dengan istilah *SIDLACOM*. Salah satu tahap terpenting adalah desain dan konstruksi. Dalam desain bangunan air yang dibangun di atas tanah dasar fondasi diperlukan suatu fondasi dangkal atau fondasi dalam sesuai dengan interaksi antara bangunan dengan daya dukung dan karakteristik tanah dasarnya. Daya dukung tanah dasar fondasi dangkal suatu bangunan akan mempengaruhi keamanan dan kestabilan bangunan terhadap keruntuhan dan penurunan (deformasi).

Dalam pedoman ini diuraikan dasar-dasar pertimbangan analisis dan evaluasi daya dukung tanah dasar fondasi dangkal bangunan air yang meliputi perhitungan, analisis dan metode analisis, penentuan parameter tanah dasar dari hasil penyelidikan geoteknik di lapangan dan di laboratorium serta contoh-contoh perhitungan daya dukung tanah dasar fondasi dangkal. Pedoman ini tidak termasuk analisis daya dukung fondasi batuan dan pengaruh gaya gempa.

Untuk menjamin bangunan berfungsi dengan baik, aman, tidak mengalami keruntuhan dan penurunan berlebihan serta tidak terjadi keruntuhan geser dan keruntuhan umum diperlukan tanah dasar fondasi yang mempunyai daya dukung cukup kuat dan lebih besar dari daya dukung izin tanah.

Daya dukung tanah dasar fondasi dangkal dipengaruhi oleh faktor-faktor kuat geser tanah, lebar dan kedalaman fondasi, serta jarak fondasi sesuai dengan spesifikasi yang telah ditentukan dalam desain.

## Analisis daya dukung tanah fondasi dangkal bangunan air

### 1 Ruang lingkup

Pedoman ini menetapkan analisis daya dukung tanah fondasi dangkal bangunan air untuk keperluan desain bangunan dan fondasi bangunan air. Dalam pedoman ini diuraikan prinsip-prinsip analisis daya dukung sebagai berikut.

- a) Pertimbangan dasar analisis daya dukung tanah fondasi dangkal yang mencakup persamaan umum daya dukung batas, tanah fondasi, ragam keruntuhan dan faktor-faktor pengaruh terhadap daya dukung batas.
- b) Pertimbangan analisis lainnya yang mencakup uraian singkat pengaruh getaran gempa dan beban siklik lainnya, rongga-rongga bawah permukaan, tanah ekspansif dan kolapsibel, perkuatan lapisan tanah, keruntuhan karena penyembulan tanah pada galian, erosi dan rembesan.
- c) Penentuan parameter tanah dari hasil penyelidikan geoteknik lapangan dan laboratorium.
- d) Penentuan apakah tanah fondasi cenderung akan mengalami keruntuhan daya dukung atau penurunan berlebihan akibat fondasi dan pembebanan tertentu.
- e) Tidak termasuk analisis daya dukung fondasi batuan, pengaruh gaya gempa dan analisis penurunan pengaruh konsolidasi.

### 2 Acuan normatif

SNI 03-1742, *Cara uji kepadatan ringan untuk tanah*

SNI 03-1964, *Cara uji berat jenis tanah*

SNI 03-1965, *Cara uji kadar air tanah*

SNI 03-1966, *Cara uji batas plastis*

SNI 03-1967, *Cara uji batas cair dengan alat Casagrande*

SNI 03-2435, *Cara uji laboratorium tentang kelulusan air untuk contoh tanah*

SNI 03-2455, *Cara uji triaxial A*

SNI 03-2487, *Cara uji lapangan kekuatan geser baling pada tanah berkohesi*

SNI 03-2812, *Cara uji konsolidasi tanah satu dimensi*

SNI 03-2813, *Cara uji geser langsung tanah terkonsolidasi dengan drainase*

SNI 03-2827, *Cara uji lapangan dengan alat sondir*

SNI 03-3422, *Cara uji batas susut tanah*

SNI 03-3423, *Cara uji analisis ukuran butir dengan alat hidrometer*

SNI 03-3637, *Cara uji berat isi tanah berbutir halus dengan cetakan benda uji*

SNI 03-3405, *Metode pengujian sifat dispersif tanah dengan alat pinhole*

SNI 03-4153, *Cara uji penetrasi dengan SPT*

SNI 03-4813, *Cara uji triaxial untuk tanah kohesif dalam keadaan tanpa konsolidasi dan drainase.*

SNI 03-6424-2000, *Cara uji potensi pengembangan atau penurunan satu dimensi tanah kohesif*

RSNI T-01-2002, *Tata cara desain tubuh bendungan tipe urugan*

RSNI M-02-2002, *Tata cara analisis dan cara pengendalian rembesan air untuk bendungan tipe urugan*

RSNI M-03-2002, *Tata cara analisis stabilitas lereng statik bendungan tipe urugan*

RSNI M-03-2003, *Tata cara analisis stabilitas lereng bendungan tipe urugan akibat gempa*

EM 1110-1-1905, *Engineering and design bearing capacity of soils* (U.S. Army Corps of Engineers, 30 Oct. 1992).

ASTM D 854-83, *Test method for specific gravity of soils*

ASTM D 1194-72, *Test method for bearing capacity of soil for static load and spread footings*

ASTM D 1586-84, *Standard method for penetration test and split barrel sampling of soils*

ASTM D 2435-90, *Test method for one dimensional consolidation properties of soils*

ASTM D 2573-72, *Test method for field vane shear test in cohesive soil*

ASTM D 2850-87, *Test method for unconsolidated, undrained compressive strength of cohesive soils in triaxial compression*

ASTM D 3080-90, *Test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions*

ASTM D 3441-86, *Test method for deep, quasi-static, cone and friction-cone penetration tests of soil*

ASTM D 4254-83, *Test methods for minimum index density of soils and calculation of relative density*

ASTM D 4546-90, *Test methods for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils*

ASTM D 4719-87, *Test method for pressurimeter testing in soils*

ASTM D 4767-88, *Test method for consolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils*

ASTM D 5333, *Test method for measurement of collapse potential of soils*

EM 1110-1-1904, *Settlement analysis*

TM 5-800-08, *Engineering use of geotextiles*

TM 5-818-5, *Dewatering and groundwater control*

TM 5-818-7, *Foundation in expansive soils*

### 3 Istilah dan definisi

**3.1 Bangunan air** adalah semua bangunan yang dibangun di sungai dan di sepanjang sungai atau aliran air termasuk bendung, untuk membelokkan air ke dalam jaringan saluran irigasi agar dapat digunakan untuk keperluan irigasi; biasanya dilengkapi dengan kantong sedimen agar bisa mengurangi kandungan sedimen berlebihan serta memungkinkan untuk mengukur debit air yang masuk.

**3.2 Bangunan penahan** adalah suatu bentuk bangunan yang digunakan untuk menahan tanah, air dan material lain yang dipengaruhi oleh beban berat sendiri. Bangunan ini dapat berupa permanen atau sementara, yang terdiri atas berbagai material seperti beton sederhana atau beton bertulang, tanah bertulang, berupa grup tiang atau tiang bor, dan elemen kayu yang saling bersambungan, logam atau beton.

**3.3 Batuan (rock)** adalah gabungan atau kumpulan mineral alamiah padat yang terbentuk sebagai massa yang besar atau pecahannya, atau agregat bentukan alamiah dari mineral berupa massa yang besar atau pecahan-pecahannya.

**3.4 Berat tanah dan beban tambahan** adalah berat tanah dasar dan beban tambahan, yang dipengaruhi kedalaman muka air tanah yang berubah-ubah seiring dengan waktu, akan berguna untuk menambah daya dukung tanah.

**3.5 Daya dukung** adalah kemampuan tanah untuk menahan tekanan atau beban bangunan pada tanah dengan aman tanpa menimbulkan keruntuhan geser dan penurunan berlebihan. (Daya dukung yang aman terhadap keruntuhan tidak berarti bahwa penurunan fondasi akan berada dalam batas-batas yang diizinkan. Oleh karena itu, analisis penurunan harus dilakukan karena umumnya bangunan peka terhadap penurunan yang berlebihan).

**3.6 Daya dukung batas (*ultimate bearing capacity* =  $q_u$ )** adalah kemampuan daya dukung rata-rata (beban per satuan luas), yang diperlukan untuk menimbulkan keruntuhan pada tanah atau peretakan (*rupture*) pada massa batuan pendukung.

**3.7 Daya dukung diizinkan ( $q_a$ )** adalah kemampuan daya dukung batas  $q_u$  dibagi dengan sebuah faktor keamanan (FK) yang memadai, yang dinyatakan dengan  $q_a = q_u / FK$  atau  $Q_a = Q_u / FK$ .

**3.8 Faktor keamanan (FK)** adalah nilai empiris yang membatasi aspek tertentu misalnya penurunan yang dapat diterima, walaupun secara ekonomik mungkin kurang menguntungkan.

**3.9 Fondasi** adalah bangunan bawah permukaan yang dapat dikelompokkan sebagai fondasi dangkal, fondasi dalam, dan bangunan penahan yang menyalurkan beban dari bangunan ke lapisan tanah di bawahnya.

**3.10 Fondasi dalam** adalah fondasi yang ditempatkan dengan kedalaman D di bawah permukaan tanah sepanjang 4,5 m - 6 m (15 ft – 20 ft) atau sepanjang 60 m (200 ft) atau lebih. Jenis-jenis fondasi dalam terdiri atas tiang pancang, tiang bor atau kolom batu.

**3.11 Fondasi dangkal** adalah fondasi yang ditempatkan dengan kedalaman D di bawah permukaan tanah yang kurang dari lebar minimum fondasi (B). Fondasi dangkal terdiri atas fondasi telapak, fondasi menerus, tembok menerus dan tikar (*mats*).

**3.12 Gempa dan getaran dinamik** adalah getaran siklik atau berulang akibat gaya gempa atau gempa bumi, getaran mesin, dan gangguan lain, seperti lalu-lintas kendaraan, peledakan dan pemancangan tiang, yang dapat menyebabkan meningkatnya tekanan air pori dalam tanah fondasi.

**3.12 Jarak antar fondasi** adalah jarak antara fondasi yang dapat mempengaruhi daya dukung dan jika terlalu dekat hingga memotong zona keruntuhan.

**3.13 Kedalaman fondasi** adalah kedalaman zona tanah yang dapat mempengaruhi peningkatan daya dukung tanah nonkohesif jika tanah merata, dan penurunan daya dukung fondasi yang mencapai lapisan lunak.

**3.14 Kedalaman runtuh** adalah kedalaman zona geser (H) yang dapat diperkirakan dengan menganggap bahwa kedalaman maksimum longsoran geser terjadi di bawah ujung fondasi.

**3.15 Keruntuhan (*failure*)** adalah kondisi tegangan yang telah melampaui kekuatan maksimum material, atau kondisi telah terlampaunya besaran tegangan atau regangan batas yang direncanakan atau diperkirakan.

**3.16 Keruntuhan dalam tanah pasir** adalah keruntuhan yang terjadi pada kedalaman relatif ( $D/B$ ) dan kepadatan relatif pasir ( $D_R$ ) yang bervariasi. Kedalaman relatif kritis adalah kedalaman yang di bawahnya terjadi keruntuhan tumbuk (*punch failure*).

**3.17 Keruntuhan geser (*shear failure/failure by rupture*)** adalah keruntuhan pada tanah atau massa batuan pendukung jika pergerakan yang terjadi akibat tegangan-tegangan geser telah melampaui batas kekuatan, sehingga menyebabkan kerusakan serius dan membahayakan bangunan.

**3.18 Keruntuhan geser lokal (*local shear failure*)** adalah keruntuhan pada tanah atau massa batuan pendukung jika kuat geser batas telah terlampaui pada sebagian permukaan bidang longsor pada saat bangunan runtuh akibat pergerakan berlebihan.

**3.19 Keruntuhan geser umum (*general shear failure*)** adalah keruntuhan pada tanah atau massa batuan pendukung jika kuat geser batas tanah telah terlampaui di seluruh permukaan bidang longsor pada saat bangunan runtuh akibat pergerakan yang berlebihan.

**3.20 Keruntuhan tumbuk (*punch failure*)** adalah keruntuhan pada tanah atau massa batuan pendukung jika kuat geser batas belum terlampaui pada sebagian permukaan bidang longsor pada saat bangunan runtuh akibat pergerakan yang berlangsung singkat dengan beban tiba-tiba.

**3.21 Kriteria keruntuhan (*failure criterion*)** adalah spesifikasi kondisi mekanis jika material tidak berkesinambungan lagi atau telah berubah bentuk melampaui suatu kondisi batas tertentu. Kriteria ini didasarkan secara teoritis ataupun empiris dari kurva hubungan antara tegangan dan regangan yang menunjukkan telah terjadinya pola keruntuhan.

**3.22 Kuat geser tanah** adalah sifat struktur tanah anisotropis yang meliputi kuat geser tanah kohesif tidak terdrainase dan sudut geser tanah nonkohesif yang dipengaruhi oleh arah tegangan utama relatif terhadap arah pengendapan.

**3.23 Lebar efektif (lebar manfaat) fondasi** adalah lebar fondasi yang telah dikurangi dengan dua kali faktor eksentrisitas sejajar dengan lebar fondasi, yang dinyatakan dalam meter ( $B' = B - 2e_B$ ).

**3.24 Lebar fondasi** adalah lebar fondasi yang mempengaruhi daya dukung batas tanah nonkohesif dan penurunan fondasi merupakan faktor penting dalam menentukan beban desain. Menurut teori elastisitas tanah ideal tidak mengalami perubahan akibat peningkatan tegangan, sehingga penurunannya sebanding dengan lebar fondasi.

**3.25 Panjang horisontal keruntuhan** adalah panjang zona longsoran sekeliling fondasi pada kedalaman fondasi.

**3.26 Peretakan (*rupture*)** adalah tahapan pembentukan retakan pada saat terjadi ketidakstabilan. Ini berbeda dengan istilah retak (*fracture*) dalam mekanika batuan.

**3.27 Ragam keruntuhan** adalah ragam keruntuhan potensial yang disebabkan oleh fondasi telapak dengan lebar  $B$  akibat beban merata  $q$ , sehingga dapat meningkatkan batas kuat geser tanah  $\tau_s$  pada titik tertentu sepanjang lingkaran longsor.

**3.28 Retak-pecah (*fracture*)** adalah istilah umum untuk segala jenis ketidak-sinambungan mekanis pada batuan, atau suatu kondisi diam pada kesinambungan mekanis badan batuan akibat tegangan yang melampaui kekuatan batuan, contohnya sesar (*faults*), kekar (*joints*), dan retakan (*cracks*).

**3.29 Tanah** adalah campuran butiran mineral tanah berbentuk tidak teratur dari berbagai ukuran yang mengandung pori-pori di antaranya.

**3.30 Tanah kohesif** adalah material berbutir halus yang terdiri atas lanau atau lempung, yang mengandung atau tidak mengandung material organik.

**3.31 Tanah nonkohesif** adalah material butiran atau berbutir kasar dengan ukuran butiran terlihat secara visual dan tidak mempunyai kohesi atau adhesi antar butiran.

**3.32 Uji *dilatometer* datar (*DMT=Dilatometer test*)** adalah suatu metode uji yang menggunakan alat baca tekanan melalui pelat daun runcing yang didorong masuk ke dalam tanah, untuk membantu memperkirakan stratigrafi tanah dan tegangan lateral dalam keadaan diam (*at rest lateral stresses*), modulus elastisitas dan kuat geser pasir, lanau dan lempung.

**3.33 Uji geser baling (*VST=vane shear test*) atau uji baling lapangan (*FV = field vane*)** adalah uji lapangan yang dapat digunakan untuk mengevaluasi kuat geser tidak terdrainase setempat dari lempung lunak-kaku dan lanau pada interval kedalaman 1 m (3,28 ft) atau lebih.

**3.34 Uji penetrasi konus (*CPT=Cone penetration test*) atau uji sondir** adalah uji lapangan yang paling terkenal di Indonesia, karena dapat dilakukan dengan cepat, ekonomis, dan memberikan gambaran profil lapisan tanah yang kontinu untuk digunakan dalam evaluasi karakteristik tanah. Uji *CPT* dapat digunakan dalam tanah lempung sangat lunak sampai pasir padat, tetapi tidak memadai untuk kerikil atau batuan.

**3.35 Uji penetrasi standar (*SPT=Standard penetration test*)** adalah uji yang dilaksanakan bersamaan dengan pengeboran untuk mengetahui baik perlawanan dinamik tanah maupun pengambilan contoh terganggu dengan teknik penumbukan. Uji *SPT* terdiri atas uji pemukulan tabung belah dinding tebal ke dalam tanah dan disertai pengukuran jumlah pukulan untuk memasukkan tabung belah sedalam 300 mm (1 ft) vertikal.

**3.36 Uji *pressuremeter* (*Pressuremeter test= PMT*)** adalah uji lapangan yang terdiri atas *probe* silinder panjang yang dikembangkan secara radial di dalam tanah sekelilingnya, dengan menggunakan sejumlah cairan bertekanan pada waktu pemompaan *probe*. Data dapat diinterpretasi sebagai kurva hubungan tegangan-regangan-kekuatan secara lengkap. Alat *pressuremeter* diperkenalkan oleh seorang ahli Perancis *Louis Menard* pada tahun 1955. Pengujian dapat dilakukan dalam zona massa tanah yang lebih luas daripada uji lapangan lainnya.



## 4 Pertimbangan dasar analisis daya dukung tanah fondasi dangkal

### 4.1 Umum

Dalam melakukan perhitungan daya dukung tanah dasar fondasi dangkal sangat dibutuhkan parameter berat volume dan kekuatan geser tanah, yang diperoleh dari suatu penyelidikan geoteknik baik di lapangan maupun di laboratorium. Perhitungan daya dukung tanah fondasi dapat dilakukan dengan metode keseimbangan batas dan diaplikasikan untuk berbagai jenis bangunan, seperti bangunan air, gedung dan perumahan, menara dan tangki penyimpanan air, dan tembok penahan.

Pedoman ini tidak menguraikan hal-hal sebagai berikut.

- Analisis daya dukung fondasi batuan,
- Analisis daya dukung yang dipengaruhi oleh gaya-gaya gempa,
- Analisis penurunan fondasi pengaruh konsolidasi yang uraiannya dapat dilihat pada pedoman lain (*EM 1110-1-1904 Settlement Analysis*),
- Analisis stabilitas tanggul atau bendungan urugan tanah dan batuan yang uraiannya dapat dilihat pada RSNI M-02-2002, RSNI M-03-2002, RSNI M-03-2003.

Langkah-langkah perhitungan daya dukung tanah.

- Evaluasi daya dukung tekan batas  $q_u$  atau gaya dukung  $Q_u$  dalam pedoman ini menggunakan persamaan (1a dan 1b).
- Menentukan faktor keamanan FK yang memadai berdasarkan informasi permukaan dan bawah permukaan yang tersedia, variasi tanah, perlapisan dan kuat geser tanah, jenis dan kepentingan bangunan, dan pengalaman yang lampau. Nilai FK tipikal berkisar dari 2 sampai 4, lihat Tabel 1.
- Evaluasi daya dukung izin  $q_a$  dilakukan dengan membagi  $q_u$  dengan FK, yaitu  $q_a = q_u / FK$  lihat persamaan (2a) atau  $Q_a = Q_u / FK$  lihat persamaan (2b).
- Melakukan analisis penurunan dan menghitung daya dukung tekan hingga penurunan berada dalam batas-batas yang diizinkan. Tegangan tanah yang bekerja  $q_d$  kemungkinan kurang dari  $q_a$ . Analisis penurunan perlu dilakukan jika ada lapisan kompresif di bawah kedalaman zona keruntuhan dukung yang potensial, serta dilakukan pada bangunan penting dan cenderung mengalami penurunan. Analisis penurunan fondasi dangkal dan tanggul dapat mengacu pada *EM 1110-1-1904*.

### 4.2 Daya dukung batas

Dalam melakukan analisis daya dukung batas ( $q_u$ ), tanah di bawah fondasi sepanjang bidang geser kritis dianggap telah mencapai keruntuhan batas dan dihitung dengan persamaan umum

$$q_u = c N_c \zeta_c + \frac{1}{2} B \gamma'_H N_\gamma \zeta_\gamma + \sigma'_D N_q \zeta_q \quad \text{.....} \quad (1a)$$

$$Q_u = q_u B' W \quad \text{.....} \quad (1b)$$

dengan:

$q_u$	adalah daya dukung batas ( $t/m^2$ ),
$Q_u$	adalah beban dukung batas (ton),
$c$	adalah kohesi tanah (atau kuat geser tanah tidak terdrainase $c_u$ ), ( $t/m^2$ ),
$B$	adalah lebar fondasi (m),
$B'$	adalah lebar efektif fondasi = $B - 2e$ (m),
$W$	adalah panjang lateral fondasi (m),
$\gamma'_H$	adalah berat volume efektif tanah di bawah dasar fondasi dalam zona keruntuhan ( $t/m^3$ ),
$\sigma'_D$	adalah tekanan efektif tanah atau tekanan tambahan pada kedalaman fondasi $D$ dan sama dengan $\gamma'_D D$ ( $t/m^2$ ),
$\gamma'_D$	adalah berat volume efektif tanah beban tambahan pada kedalaman $D$ ( $t/m^3$ ),
$N_c, N_\gamma, N_q$	adalah faktor-faktor daya dukung tidak berdimensi untuk kohesi $c$ , berat volume tanah dalam irisan longsor, dan kondisi pembebanan $q$ ,



$\zeta_c$ ,  $\zeta_\gamma$ ,  $\zeta_q$  adalah faktor koreksi tidak berdimensi untuk kohesi, berat volume tanah dalam irisan longsor, dan beban tambahan  $q$  yang diperhitungkan untuk geometri fondasi dan jenis tanah.

Penjelasan terperinci parameter  $\gamma'_H$  dan  $\gamma'_D$  diuraikan dalam sub pasal 4.5 dan penjelasan faktor-faktor daya dukung tidak berdimensi "N" dan faktor koreksi " $\zeta$ " diuraikan dalam pasal 5.

#### 4.2.1 Beberapa pertimbangan yang perlu diperhatikan

Beban kerja (*bearing pressure*) yang melebihi daya dukung izin atau kekuatan geser tanah akan menimbulkan keruntuhan bangunan, dan biasanya dibarengi dengan puntiran. Keruntuhan daya dukung akan menyebabkan penurunan bangunan yang berkisar antara 0,15 sampai 0,3 m. Keruntuhan daya dukung ini biasanya dapat terjadi dalam kurun waktu 1 hari setelah beban penuh bekerja pada tanah.

Keruntuhan geser batas jarang menjadi faktor pengontrol dalam desain, sebab beberapa bangunan masih dapat mentoleransi penurunan yang agak besar sebelum terjadi keruntuhan. Penurunan berlebih dan penurunan diferensial dapat menyebabkan distorsi dan retakan pada bangunan, pengurangan tinggi jagaan dan kapasitas penahan air pada tanggul dan bendungan, kekeliruan alinyemen peralatan operasi, dan akhirnya terjadi keruntuhan struktural. Sehubungan dengan hal tersebut diatas, harus dilakukan analisis penurunan untuk menghitung penurunan total dan penurunan diferensial bangunan serta membandingkannya dengan nilai-nilai yang diizinkan (lihat EM 1110-1-1904).

Perhitungan daya dukung untuk keruntuhan geser batas dapat dilakukan, jika tidak tersedia data yang cukup untuk analisis penurunan. Faktor keamanan yang cocok dapat diambil berdasarkan pengalaman. Bangunan seperti tanggul dan tangki dengan beban merata, menara operasi dan fondasi tika (*mats*) di atas tanah lunak, yang didesain dapat mengalami penurunan berlebihan, sangat rentan terhadap keruntuhan geser dasar.

#### 4.2.2 Daya dukung izin

Daya dukung izin  $q_a$  adalah daya dukung batas ( $q_u$ ) dibagi dengan faktor keamanan (FK) yang memadai.

$$q_a = q_u / FK \quad \dots\dots\dots (2a)$$

$$Q_a = Q_u / FK \quad \dots\dots\dots (2b)$$

Nilai FK yang digunakan berfungsi untuk membatasi penurunan agar tidak melebihi 2,54 cm (1 in) dan dapat diambil berkisar antara 2 sampai 4. Analisis penurunan tetap harus dilakukan untuk menentukan apakah tekanan vertikal maksimum yang bekerja pada fondasi tidak menimbulkan dampak penurunan yang berarti (berlebihan). Daya dukung desain yang dianjurkan ( $q_d$ ) atau beban dukung desain ( $Q_d$ ) kemungkinan kurang dari  $q_a$  atau  $Q_a$  karena adanya pembatasan penurunan.

Dalam aplikasi praktis tekanan vertikal yang bekerja pada tanah fondasi yang telah mengalami proses prakonsolidasi, harus dijaga agar kurang dari tekanan prakonsolidasinya ( $\sigma'_p$ ). Tujuannya adalah untuk mencegah laju penurunan yang lebih tinggi per satuan tekanan, bila tekanan melebihi tekanan prakonsolidasi pada kurva e-log p. Kurva e-log p dan beban prakonsolidasi digambarkan berdasarkan hasil uji konsolidasi di laboratorium (lihat SNI 03-2812).

Tabel 1 Nilai-nilai faktor keamanan minimum

Jenis bangunan	FK
Dinding penahan : - Tembok	3
- Galian yang diperkuat sementara (tembok penahan sementara)	2
Jembatan : - Akuaduk	3,0
- Kereta api	4,0
- Jalan raya	3,5
Bangunan : - Menara operasi ,Silo	2,5
- Gudang	2,5*
- Bangunan fasilitas	3
- industri kecil, umum	3,5
Fondasi telapak	3
Fondasi tiakar	3
* Gudang modern biasanya mempunyai pelat dengan lantai yang luas untuk menampung peralatan transportasi modern. Lantai ini perlu didesain dengan persyaratan yang ketat terhadap penurunan total dan penurunan diferensial dengan $FK > 3$ .	

#### 4.2.3 Faktor keamanan

Nilai-nilai faktor keamanan (FK) pada Tabel 1 umumnya bersifat konservatif dan membatasi besarnya penurunan yang dapat diterima, walaupun kemungkinan kurang ekonomis. Nilai FK yang dipilih untuk analisis desain bergantung pada karakteristik tanah dasar dan tingkat ketelitian hasil penyelidikan geoteknik. Untuk penyelidikan tanah yang cukup lengkap, dapat digunakan nilai FK yang lebih kecil.

#### 4.3 Tanah dasar fondasi

##### 4.3.1 Tanah kohesif dan tanah nonkohesif

Tanah dasar fondasi biasanya merupakan campuran butiran mineral berbentuk tidak teratur dari berbagai ukuran yang mengandung pori-pori di antaranya. Pori-pori ini berisi air jika tanah jenuh, air dan udara jika jenuh sebagian, serta udara dan gas jika keadaan kering. Tanah berbutir kasar merupakan hasil pelapukan batuan secara mekanik dan kimiawi, yang dikenal sebagai kerikil, pasir, lanau dan lempung.

Untuk analisis daya dukung perlu dibedakan antara tanah kohesif dan tanah nonkohesif sebagai berikut.

- Tanah kohesif adalah material berbutir halus yang terdiri atas lanau atau lempung, yang mengandung atau tidak mengandung material organik. Kuat geser tanah berkisar dari rendah sampai tinggi dalam kondisi tidak terkekang, dan jika kondisi udara kering bergantung pada karakteristik khusus. Kebanyakan tanah kohesif relatif lebih kedap dibandingkan dengan tanah nonkohesif. Tanah lanau mempunyai bahan perantara yang mengikat antara butiran, seperti garam pelarut dan agregat lempung. Pembasahan zat perantara pelarut yang mengikat butiran lanau dapat menyebabkan penurunan.
- Tanah nonkohesif terbentuk dari material butiran atau berbutir kasar dengan ukuran butiran terlihat secara visual dan mempunyai kohesi atau adhesi antar butiran. Tanah ini mempunyai kuat geser kecil atau tidak ada sama sekali jika keadaan kering dan tanah tidak terkekang, dan kohesinya kecil atau tidak ada sama sekali jika keadaan terendam. Adhesi semu (*apparent*) antar butiran dalam tanah nonkohesif dapat terjadi akibat gaya tarik kapiler dalam air pori. Tanah nonkohesif biasanya relatif bebas berdrainase dibandingkan dengan tanah kohesif.

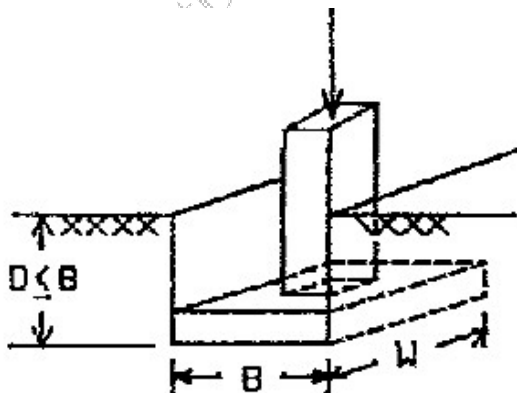
#### 4.3.2 Fondasi dangkal

Fondasi dapat dikelompokkan sebagai fondasi dangkal, fondasi dalam, dan bangunan penahan, yang akan menyalurkan beban dari bangunan ke lapisan tanah di bawahnya. Fondasi harus didesain sedemikian rupa agar daya dukung pada kedalaman tertentu tidak melampaui daya dukung yang diizinkan, dan dibatasi agar penurunan total dan penurunan diferensial yang terjadi masih dalam batasan yang dapat diterima oleh struktur bangunan. Fondasi dangkal ditempatkan pada kedalaman ( $D$ ) di bawah permukaan tanah yang besarnya kurang dari lebar minimum ( $B$ ) fondasi.

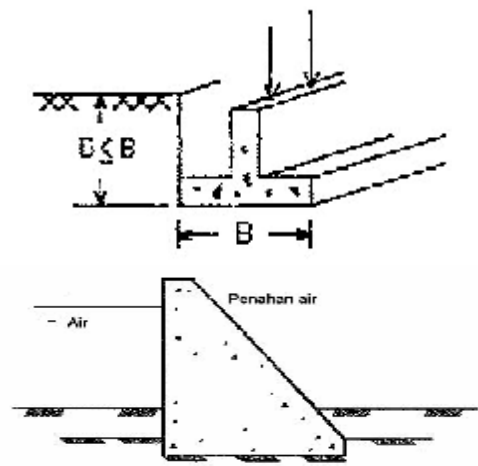
Fondasi dangkal dapat berupa fondasi telapak, menerus, tembok, dan tika (*mats*) seperti diperlihatkan pada Gambar 1, dengan penjelasan sebagai berikut.

- Fondasi telapak menyalurkan beban kolom atau beban lainnya dari bangunan ke tanah (Gambar 1a), dengan syarat  $B \leq W \leq 10B$ . Fondasi lajur/menerus merupakan fondasi telapak yang menerus dengan syarat  $W > 10B$ .
- Fondasi menerus merupakan fondasi yang mendukung beban memanjang, seperti diperlihatkan pada Gambar 1b.
- Fondasi tika yang berupa fondasi menerus dalam dua arah mampu mendukung beban-beban kolom, tembok atau lantai. Dimensinya antara 6 m - 24 m (20 ft - 80 ft) atau lebih untuk rumah, dan ratusan meter untuk bangunan besar seperti rumah sakit bertingkat banyak dan gudang (Gambar 1c). Fondasi tika dengan balok penguat (*ribbed mats*) seperti diperlihatkan pada Gambar 1d, terdiri atas balok-balok kaku yang ditempatkan di bawah pelat datar dan digunakan untuk tanah yang tidak stabil seperti tanah ekspansif, kolapsibel atau lunak yang penurunan diferensialnya secara signifikan melebihi 1,27 cm (0,5 inci).

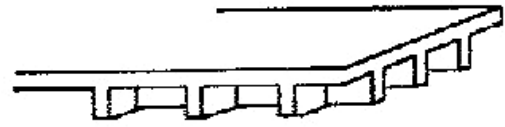
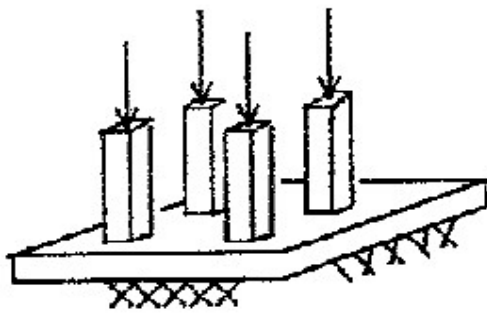
Sebagai bahan perbandingan fondasi dalam adalah fondasi yang ditempatkan dengan kedalaman ( $D$ ) di bawah permukaan tanah sepanjang 4,5 m - 6 m (15 ft - 20 ft) atau sepanjang 60 m (200 ft) atau lebih. Jenis-jenis fondasi dalam terdiri atas tiang pancang, tiang bor atau kolom batu. Tiang bor tunggal seringkali mempunyai daya dukung beban yang lebih besar daripada tiang tunggal. Fondasi dalam dapat didesain untuk mendukung beban bangunan atas melalui tanah yang lemah (pasir halus, lempung lunak, dan material kolapsibel) ke dalam material dukung yang kuat. Pada tiang atau tiang bor yang dipikul oleh material kuat, penurunan yang signifikan masih dapat terjadi jika tanah kompresif terletak di bawah ujung fondasi dalam ini. Perletakan fondasi dalam biasanya lebih ekonomis untuk kedalaman kurang dari 30 m (100 ft) daripada fondasi tika (*mats*).



a) Fondasi telapak (*spread footing*)



b) Fondasi lajur penahan tanah/air (*wall footing*)



c) Fondasi tika datar dengan beberapa kolom

d) Fondasi tika dengan balok penguat

Gambar 1 Jenis-jenis fondasi dangkal

#### 4.3.3 Bangunan penahan

Bangunan yang digunakan untuk menahan tanah, air atau material lain dalam bentuk atau distribusi yang berbeda dan dipengaruhi oleh berat sendiri merupakan bangunan penahan. Bangunan ini dapat bersifat permanen atau sementara dan terbuat dari berbagai material, seperti beton sederhana atau beton bertulang, tanah bertulang, berupa grup tiang atau tiang bor, dan elemen kayu yang saling bersambungan, logam atau beton.

#### 4.4 Ragam keruntuhan

Ragam keruntuhan potensial yang disebabkan oleh fondasi dengan lebar  $B$  yang diberi beban merata ( $q$ ), akan mencapai kondisi batas dari kuat geser tanah ( $\tau_s$ ) pada titik tertentu sepanjang lingkaran keruntuhan, seperti diperlihatkan dalam Gambar 2a dengan persamaan berikut

$$\tau_s = c + \sigma_n \tan \phi \quad \dots \dots \dots (3)$$

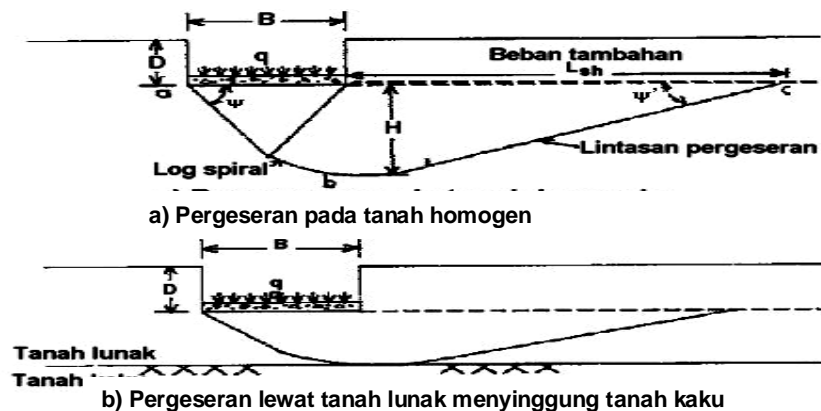
dengan:

$\tau_s$  adalah kuat geser tanah ( $t/m^2$ ),

$c$  adalah kohesi tanah (kuat geser tanah tidak terdrainase  $c_u$ ) ( $t/m^2$ ),

$\sigma_n$  adalah tegangan normal pada lingkaran runtuh ( $t/m^2$ ),

$\phi$  adalah sudut geser tanah (derajat).



Gambar 2 Bentuk keruntuhan geser umum

Gaya yang bekerja pada satuan lebar fondasi akan menimbulkan geseran sebesar  $q_u \times B$  (lihat Gambar 2a). Gaya perlawanan geser dinyatakan dengan  $\tau_s$  kali panjang lingkaran runtuh ('abc') atau  $\tau_s \cdot 'abc'$ . Gaya perlawanan geser dalam tanah kohesif adalah  $c \cdot 'abc'$  dan dalam tanah geseran adalah  $\sigma_n \tan \phi \cdot 'abc'$ . Panjang lingkaran runtuh ('abc') yang melawan keruntuhan akan meningkat sesuai dengan lebar fondasi (B).

#### 4.4.1 Keruntuhan umum

Pada Gambar 2a diperlihatkan keruntuhan geser yang berotasi di bagian kanan sepanjang lingkaran runtuh ('abc') yang menerus dan akan menimbulkan tekuk atau penyembulan tanah di sekitar fondasi. Tanah di bawah fondasi akan turun dan terdorong naik ke sekitarnya secara lateral. Namun, beban tambahan di atas dan di luar fondasi akan menahan blok tanah ke bawah.

Pada umumnya kegagalan daya dukung terjadi pada keruntuhan geser umum akibat tegangan, puntiran, dan penurunan besar yang tiba-tiba. Sebagai contoh, pasir padat dan lempung jenuh yang dibebani cepat dapat bersifat inkompresif dan mengalami keruntuhan geser umum. Setelah terjadi keruntuhan, adanya peningkatan tegangan sedikit saja akan menimbulkan penurunan tambahan fondasi yang besar. Penyembulan tanah permukaan dapat terjadi pada tepi fondasi yang mengalami keruntuhan geser. Namun, retakan tarik secara radial relatif jarang terjadi.

Keruntuhan biasanya terjadi di bawah fondasi dangkal yang berfungsi sebagai tumpuan gudang, tangki, dan menara dibandingkan di bawah bangunan gedung yang konvensional. Keruntuhan geser biasanya hanya terjadi pada satu sisi karena tanah tidak homogen dan beban tidak konsentris (misalnya pada menara pengambilan/*intake*, bangunan sadap). Pada Gambar 2b diperlihatkan keruntuhan geser pada tanah lunak yang melapisi tanah kaku, sehingga bidang keruntuhan menyinggung tanah kaku.

##### 4.4.1.1 Kedalaman keruntuhan

Kedalaman zona geser H dapat diperkirakan dengan anggapan kedalaman maksimum keruntuhan geser terjadi di bawah ujung fondasi (lihat Gambar 2a). Jika  $\psi = 45^\circ + \phi'/2$  (Vesic, 1973), diperoleh persamaan

$$H = B \tan \psi \dots\dots\dots (4a)$$

$$H = B \tan (45^\circ + \phi'/2) \dots\dots\dots (4b)$$

dengan:

H adalah kedalaman keruntuhan geser di bawah dasar fondasi (m),

B adalah lebar fondasi (m),

$\psi = 45^\circ + \phi'/2$  (derajat),

$\phi'$  adalah sudut geser dalam efektif (derajat).

Kedalaman keruntuhan geser H ditentukan dengan anggapan sama dengan  $1,73 B$  jika  $\phi' = 30^\circ$ . Oleh karena itu, H tidak boleh lebih besar dari  $2 B$ . Jika perlapisan tanah kaku terletak selebar  $2 B$ , nilai H akan menjadi  $< 2B$  dan tidak menjadi lebih dalam dibandingkan dengan kedalaman perlapisan tanah kaku (lihat Gambar 2b). Metode alternatif penentuan kedalaman keruntuhan dapat mengacu pada *Leonards* (1962).

##### 4.4.1.2 Panjang horisontal keruntuhan

Panjang zona keruntuhan ( $L_{sh}$ ) yang meluas sekeliling fondasi pada kedalaman fondasi (lihat Gambar 3a), dapat ditentukan dengan persamaan

$$L_{sh} = (H+D) \cot \psi' = (H+D) \tan \psi \dots\dots\dots (5a)$$

$$L_{sh} = (H+D) \tan (45 + \phi'/2) \dots\dots\dots (5b)$$

dengan:

D adalah kedalaman dasar fondasi di bawah permukaan tanah (m),

$\psi' = 45 - \phi'/2$  (derajat),

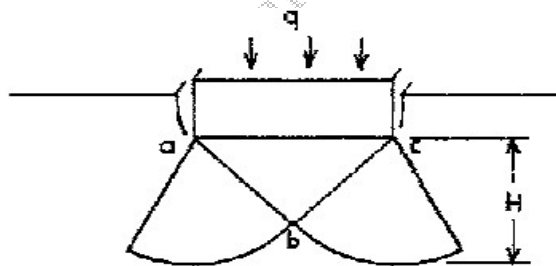
$L_{sh} = 1,73 (H + D)$ , jika  $\phi' = 30^\circ$  (m).

Zona geser dapat meluas secara horisontal kira-kira sebesar 3 B dari dasar fondasi. Metode alternatif penentuan panjang keruntuhan dapat dilihat pada referensi (Leonards, 1962).

#### 4.4.2 Keruntuhan tumbuk (*punch failure*)

Keruntuhan geser akibat tumbuk (*punching*) yang terjadi sepanjang lingkaran runtuh baji ('abc') diperlihatkan pada Gambar 3, termasuk keruntuhan geser tanah kaku yang melapisi tanah lunak. Garis lingkaran tidak meluas dan tidak ada penyembulan pada permukaan tanah. Penurunan yang terjadi akibat peningkatan beban akan menimbulkan tekanan tanah di bawah fondasi. Penurunan secara tiba-tiba dapat terjadi akibat penurunan kecil tanpa adanya keruntuhan atau posisi miring (*tilting*) yang signifikan. Keruntuhan ini biasanya terjadi pada tanah fondasi pasir halus.

Geseran setempat (*local shear*) biasanya terjadi dalam pasir halus, pasir lanauan dan lempung lunak. Keruntuhan geser setempat yang ditandai dengan lingkaran runtuh biasanya tidak dapat ditentukan dengan tepat, kecuali yang terjadi di bawah fondasi. Keruntuhan ini bukan merupakan bencana alam dan puntiran yang biasanya tidak signifikan. Beban masih dapat bekerja pada tanah fondasi, walaupun telah mengalami keruntuhan geser setempat.

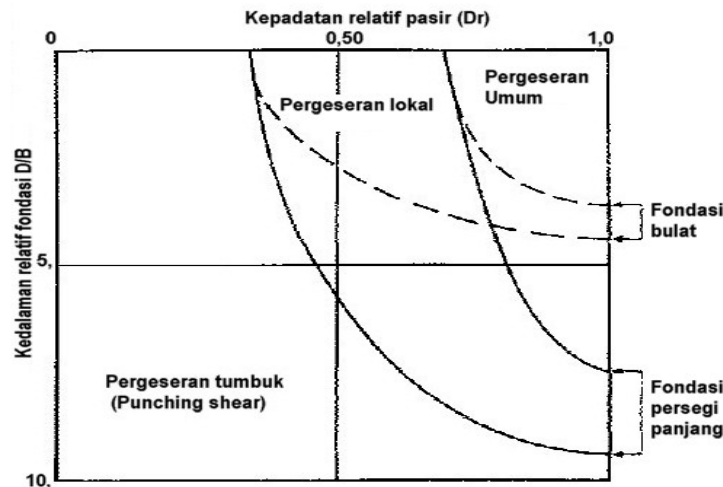


Gambar 3 Keruntuhan tumbuk (*punch failure*)

#### 4.4.3 Keruntuhan dalam tanah pasir

Perkiraan batasan jenis-jenis keruntuhan yang terjadi pada kedalaman relatif ( $D/B$ ) dan kepadatan relatif pasir ( $D_R$ ) sangat bervariasi, seperti diperlihatkan dalam Gambar 4. Kedalaman relatif kritis adalah kedalaman tanah di bawah fondasi, yang menyebabkan terjadi keruntuhan geser akibat tumbuk (*punching*). Untuk fondasi berbentuk lingkaran, kedalaman relatif kritis sekitar  $D/B = 4$ , dan untuk fondasi empat-persegi-panjang ( $L \sim 5B$ ) sekitar  $D/B = 8$ . Batasan jenis-jenis keruntuhan bergantung pada kompresibilitas pasir, dan material yang lebih kompresif akan mempunyai kedalaman kritis lebih rendah (Vesic, 1963).





**Gambar 4 Variasi keruntuhan daya dukung alami dalam pasir dengan kepadatan relatif ( $D_R$ ) dan kedalaman relatif ( $D/B$ ) (Vesic, 1963)**

#### 4.5 Faktor-faktor pengaruh pada daya dukung batas

Faktor-faktor utama yang mempengaruhi daya dukung batas adalah jenis dan kuat geser tanah, lebar dan kedalaman fondasi, berat tanah dalam zona keruntuhan dan beban tambahan. Kekakuan struktural dan distribusi tegangan kontak tidak berpengaruh besar pada daya dukung. Analisis daya dukung dilakukan dengan anggapan beban kontak bekerja merata antara fondasi dan lapisan tanah di bawahnya.

##### 4.5.1 Kuat geser tanah

Pada umumnya tanah endapan (sedimen) mempunyai sifat struktur yang anisotropis, karena pengendapan alamiah terjadi dalam perlapisan horisontal. Kuat geser tanah kohesif tidak terdrainase dan sudut geser tanah nonkohesif dipengaruhi oleh arah tegangan utama mayor relatif terhadap arah pengendapan. Dalam perhitungan daya dukung digunakan parameter kuat geser yang ditentukan dari tegangan utama mayor yang bekerja pada arah pengendapan, dengan penjelasan sebagai berikut.

- Daya dukung tanah kohesif sebanding dengan kohesi  $c$  jika sudut geser efektif  $\phi' = 0$ .
- Daya dukung tanah nonkohesif dan tanah campuran yang mempunyai kuat geser " $c - \phi$ ", akan meningkat secara nonlinier sesuai dengan meningkatnya sudut geser efektif.

##### 4.5.2 Fondasi

###### 4.5.2.1 Lebar fondasi

Lebar fondasi berpengaruh pada daya dukung batas tanah nonkohesif dan penurunan, yang merupakan faktor penting dalam menentukan beban desain. Menurut teori elastisitas tanah ideal tidak mengalami perubahan karena tingkat tegangan, sehingga penurunannya akan sebanding dengan lebar fondasi.

Daya dukung batas tanah kohesif yang dalam sekali dan kuat gesernya konstan, tidak bergantung pada lebar fondasi sebab nilai  $c \cdot \text{abc}/B$  konstan.

Daya dukung batas tanah nonkohesif untuk fondasi lajur (menerus) yang ditempatkan pada permukaan, kekuatan geser tanahnya sangat bergantung pada geseran internal secara langsung, sebanding dengan luas daerah dukung.



#### 4.5.2.2 Kedalaman fondasi

Daya dukung tanah nonkohesif akan meningkat sejalan dengan kedalaman fondasi jika kondisi tanah rata. Daya dukung tanah akan menurun jika fondasi mencapai kedalaman lapisan lunak.

Daya dukung fondasi menerus yang lebih besar dengan lingkaran runtuh memotong lapisan kaku, akan lebih besar dibandingkan dengan fondasi lebih kecil dengan lingkaran runtuh tidak memotong lapisan kaku yang lebih dalam (periksa Gambar 3).

Fondasi yang dibangun pada kedalaman yang berat bangunannya sama dengan berat tanah yang digali biasanya akan diperoleh daya dukung yang memadai dan hanya mengalami penurunan rekompresi, kecuali untuk bangunan di atas tanah terkonsolidasi dan tanah kolapsibel yang mengalami pembasahan.

#### 4.5.3 Berat tanah dan beban tambahan

Berat tanah dasar dan tanah urugan akan menambah daya dukung seperti disajikan dalam persamaan (1). Kedalaman muka air tanah dapat mempengaruhi berat tanah dasar dan tanah urugan, dan berubah-ubah secara signifikan seiring dengan waktu (periksa Gambar 5).

Kondisi yang perlu diperhatikan adalah sebagai berikut.

- Jika muka air tanah berada di bawah bidang keruntuhan, muka air tanah tidak mempengaruhi daya dukung dan berat volume efektif ( $\gamma'_D$  dan  $\gamma'_H$ ) dalam persamaan (1) dapat diambil sama dengan berat volume basah tanah ( $\gamma_D$  dan  $\gamma_H$ ).
- Jika muka air tanah berada di atas bidang keruntuhan dan di bawah dasar fondasi, berat volume efektif ( $\gamma'_H$ ) dapat dihitung dengan rumus

$$\gamma'_H = \gamma_{H\text{SUB}} + \gamma_w (D_{\text{GWT}} - D)/H \quad (6)$$

dengan:

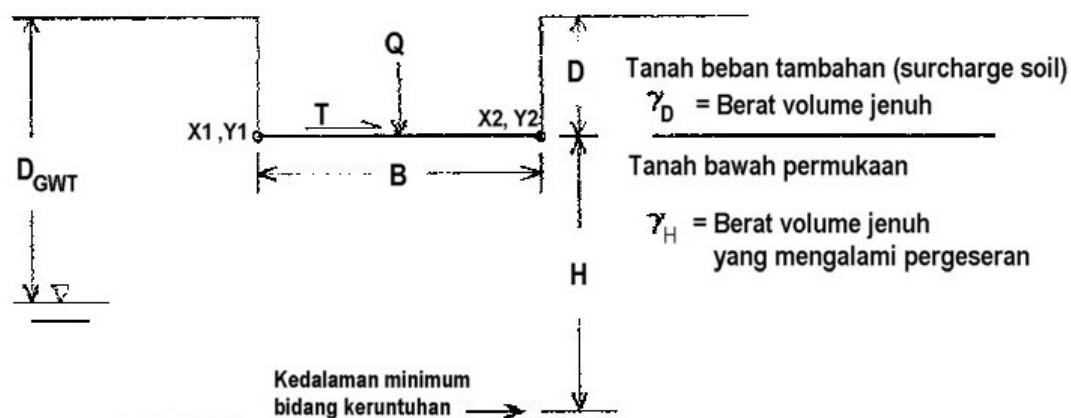
$\gamma_{H\text{SUB}}$  adalah berat volume terendam tanah dasar,  $\gamma_H - \gamma_w$  ( $\text{t/m}^3$ ),

$D_{\text{GWT}}$  adalah kedalaman di bawah permukaan tanah hingga muka air tanah (m),

$H$  adalah kedalaman minimum di bawah dasar fondasi hingga permukaan keruntuhan (m),

$\gamma_w$  adalah berat volume air  $1 \text{ t/m}^3$  ( $0,0625 \text{ kip/ft}^3$ ),

$D$  adalah kedalaman dasar fondasi di bawah permukaan tanah (m).



Gambar 5 Skema sistem fondasi

- c) Muka air tanah tidak boleh berada di atas dasar fondasi, untuk menghindari masalah pelaksanaan, rembesan dan tekanan angkat. Jika muka air tanah berada di atas fondasi, faktor beban urugan efektif ( $\sigma'_D$ ) dapat dihitung dengan rumus

$$\sigma'_D = \gamma'_D \cdot D \quad \dots\dots\dots (7a)$$

$$\gamma'_D = \gamma_D - \gamma_w (D - D_{GWT}) / D \quad \dots\dots\dots (7b)$$

dengan:

$\sigma'_D$  adalah tekanan tanah urugan efektif pada kedalaman fondasi, D (t/m<sup>2</sup>),

$\gamma_{WD}$  adalah berat volume basah tanah urugan pada kedalaman, D (t/m<sup>3</sup>),

D adalah kedalaman dasar fondasi di bawah permukaan tanah (m).

- d) Prosedur alternatif penentuan kedalaman zona keruntuhan (H) dan pengaruh air tanah digunakan pada daya dukung tanah nonkohesif. Berat volume tanah basah atau jenuh yang berada di atas atau di bawah muka air tanah dapat digunakan pada daya dukung tanah kohesif (*Department of the Navy, 1982*).

#### 4.5.4 Jarak antar fondasi

Fondasi dengan jarak cukup dekat hingga memotong zona keruntuhan yang berdekatan, dapat mengurangi daya dukung masing-masing fondasi. Jarak antara fondasi minimum harus 1,5 B untuk mengurangi setiap reduksi daya dukung, dan penurunan berlebihan harus diperiksa jika akan membangun bangunan baru yang berdekatan dengan fasilitas yang ada.

### 5 Pertimbangan analisis lainnya

#### 5.1 Umum

Kondisi khusus misalnya pengaruh gempa bumi dan getaran dinamik lainnya, rongga-rongga bawah permukaan, pengaruh tanah ekspansif dan tanah kolapsibel, perkuatan tanah dengan geotekstil, penyembulan dalam galian serta erosi gerusan (*scour*) dan erosi rembesan akan sangat menyulitkan perhitungan daya dukung batas. Dalam hal ini, diuraikan juga secara singkat faktor-faktor pengaruh yang harus dipertimbangkan dalam analisis daya dukung tanah dasar fondasi dangkal untuk desain.

#### 5.2 Gempa dan getaran dinamik lainnya

Getaran siklik atau berulang yang disebabkan oleh gaya gempa atau gempa bumi, getaran mesin dan gangguan lainnya seperti lalu-lintas kendaraan, peledakan dan pemancangan tiang dapat meningkatkan tekanan air pori dalam tanah dasar fondasi. Oleh karena itu, daya dukung tanah dasar fondasi akan menurun akibat berkurangnya kekuatan tanah.

Tanah dasar fondasi dapat mengalami likuifaksi jika tekanan air pori sama dengan atau melebihi tekanan keliling tanah dasar dan mengurangi tegangan efektif menjadi nol, sehingga menimbulkan penurunan diferensial bangunan yang berlebihan dan penurunan daya dukung batas.

Bangunan di atas tanah fondasi dangkal dapat mengalami puntir dan menimbulkan penurunan diferensial yang besar dan kerusakan struktural. Pada fondasi dalam akan kehilangan daya dukung lateral jika tanah mengalami likuifaksi dan gaya-gaya geser horisontal yang menimbulkan tekuk dan runtuh. Potensi likuifaksi dan kerusakan struktural dapat dikurangi dengan menggunakan berbagai metode perbaikan tanah.

### 5.2.1 Perhitungan daya dukung

Perhitungan daya dukung tanah dasar fondasi yang mengalami beban dinamik bergantung pada metode perbaikan kuat geser tanah yang diakibatkan oleh perubahan tekanan air pori. Penurunan diferensial akan meningkat seiring dengan meningkatnya getaran dan menimbulkan kerusakan besar pada bangunan. Tanah fondasi berbutir kasar atau pasiran dapat berpotensi likuifaksi bila mengalami getaran dinamik (lihat RSNI M-03-2003).

Evaluasi getaran yang mempengaruhi penurunan dijelaskan dalam *Department of the Navy (1983), "Soil Dynamics, Deep Stabilization, and Special Geotechnical Construction"*.

### 5.2.2 Tanah kohesif

Beban dinamik yang bekerja pada tanah fondasi yang didesain secara konservatif dengan  $FK \geq 3$  kemungkinan hanya berpengaruh sedikit pada kinerja bangunan. Dengan data yang terbatas untuk lempung sedang sampai kaku akan diperoleh reduksi kuat geser tanah selama pembebanan siklik kurang dari 20 % (*Edinger 1989*). Akan tetapi, getaran yang mempengaruhi penurunan harus diperhitungkan dengan pasti, sehingga tidak terjadi kerusakan struktural yang signifikan.

### 5.2.3 Tanah nonkohesif

Beban dinamik yang bekerja dapat mengurangi daya dukung pasir secara signifikan. Fondasi yang didesain secara konservatif untuk menahan gaya-gaya statik dan gempa, kemungkinan akan gagal jika mengalami gempa kuat dan likuifaksi (*Edinger 1989*). Potensi penurunan yang cukup besar akan merugikan kinerja fondasi yang terjadi pada lapisan dasar yang dalam dari pasir kering halus atau pasir jenuh yang mengalami likuifaksi. Penurunan yang menimbulkan kerusakan struktural dapat terjadi pada pasir lepas dengan kepadatan relatif mendekati  $< 75\%$  bila mengalami getaran cukup kuat. Potensi likuifaksi harus dianalisis seperti dijelaskan dalam *EM 1110-1-1904*.

## 5.3 Rongga-rongga bawah permukaan

Rongga-rongga bawah permukaan pada tanah dasar dapat mempengaruhi dan mengurangi daya dukung jika terletak pada kedalaman kritis ( $D_c$ ) di bawah fondasi. Kedalaman kritis adalah kedalaman yang pengaruh tekanan tanah fondasinya tidak diperhitungkan. Evaluasi  $D_c$  diuraikan dalam sub pasal 5.3.2.

### 5.3.1 Rongga-rongga

Rongga-rongga yang terletak di bawah tanah dasar fondasi lajur pada rasio kedalaman  $D_c/B > 4$  hanya sedikit berpengaruh pada daya dukung tanah dasar fondasi.  $B$  adalah lebar fondasi, dan rasio kedalaman kritis untuk fondasi persegi diambil sekitar 2.

### 5.3.2 Daya dukung

Daya dukung tanah dasar fondasi lajur yang mempunyai rongga-rongga secara terpusat dengan rasio  $D_c/B < 4$  akan menurun akibat adanya peningkatan beban tidak terpusat yang ternyata hampir sama dengan daya dukung tanah dasar fondasi lajur yang tidak berongga. Berarti, rongga-rongga tersebut akan mengurangi pengaruh beban tidak terpusat (beban dengan eksentrisitas). Walaupun rongga-rongga itu tidak mempengaruhi daya dukung awal, namun seiring dengan waktu rongga-rongga tersebut dapat menyebar (berkembang) perlahan ke lapisan atas di daerah *karst*.

## 5.4 Tanah ekspansif dan tanah kolapsibel

Perubahan volume tanah ekspansif dan tanah kolapsibel diakibatkan oleh perubahan kadar air yang bekerja pada waktu terjadi penurunan total dan penurunan diferensial fondasi.

Siklus pembasahan dan pengeringan musiman dapat menimbulkan penurunan tanah, sehingga terjadi kemerosotan bangunan yang berlebihan dalam jangka panjang dengan kerusakan cukup besar secara akumulasi. Tanah jenis ini mempunyai kuat geser dan daya dukung yang besar jika kondisinya relatif kering.

#### 5.4.1 Tanah ekspansif

Tanah ekspansif terdiri atas lempung plastis dan lempung serpih (*shales*) yang mengandung mineral lempung koloida seperti *montmorillonites*, marmer, batulanau lempungan dan batupasir lempungan, dan *saprolites*. Pengembangan dapat terjadi pada tanah lempungan residu kering jika mengalami pembebanan kecil, tetapi akan runtuh (kolaps) jika mengalami pembebanan besar. Namun, pada tanah jenis lain dapat mengalami keruntuhan lebih awal, dan mengalami pengembangan.

Perkiraan potensi pengembangan tanah ini diperlukan untuk bahan pertimbangan dalam analisis daya dukung tanah dasar fondasi dangkal, dengan penjelasan sebagai berikut.

- a) Identifikasi tingkat potensi pengembangan diperlihatkan pada Tabel 2 berikut ini (*Snethen, Johnson, dan Patrick, 1977*).

**Tabel 2 Tingkat potensi pengembangan dengan LL, PI dan hisapan**

Tingkat pengembangan	Batas cair LL, %	Indeks plastisitas PI, %	Hisapan tanah asli, tsf (kg/cm <sup>2</sup> )
tinggi	> 60	> 35	> 4,0
marginal	50 – 60	25 – 35	1,5 – 4,0
rendah	< 50	< 25	< 1,5

Tanah dengan batas cair (LL) < 35 dan indeks plastisitas (PI) < 12, tidak berpotensi mengembang dan tidak perlu diuji atau diperiksa.

- b) Potensi pengembangan tanah ekspansif harus diperkirakan dengan uji pengembangan (SNI 03-6423 dan *ASTM D 4546*). Perkiraan pengembangan tanah ini perlu dipertimbangkan dalam persiapan analisis daya dukung tanah dasar fondasi agar dapat mengurangi kerusakan struktur akibat pergerakan diferensial dan mempunyai daya dukung tanah fondasi yang cukup untuk menahan pengembangan tanah yang mungkin terjadi. Informasi lebih lanjut analisis daya dukung tanah dasar fondasi untuk keperluan desain fondasi pada tanah ekspansif, dapat dilihat pada referensi/acuan *TM 5-818-7* dan *EM 1110-1-1904*.

#### 5.4.2 Tanah kolapsibel

Tanah runtuh (kolapsibel) akan turun tanpa adanya penambahan beban, jika tersedia cukup air dalam tanah. Air dapat memperlemah atau melepaskan ikatan material antara butiran, sehingga akan mengurangi daya dukung tanah asli.

Potensi keruntuhan tanah jenis ini harus diperkirakan sebagai bahan pertimbangan dalam analisis daya dukung tanah dasar fondasi sebagai berikut.

- a) Identifikasi tanah kolapsibel yang berupa deposit lanau karena aliran sedimen atau tertiuip angin dan yang ditemukan dalam iklim kering atau semi kering seperti padang pasir. Tanah runtuh tipikal mempunyai warna terang, plastisitas rendah dengan LL < 45, PI < 25 dan kepadatan relatif rendah antara 65 sampai 105 lbs/ft<sup>3</sup> (porositasnya 60 % - 40 %). Keruntuhan jarang terjadi pada tanah yang porositasnya kurang dari 40 %.
- b) Potensi keruntuhan harus diperkirakan berdasarkan hasil uji keruntuhan berdasarkan *ASTM D 5333*. Kemudian tanah dimodifikasi dengan menggunakan metode perbaikan tanah untuk mengurangi atau menghilangkan potensi keruntuhan tersebut.

## 5.5 Perkuatan lapisan tanah dengan geotekstil

Perkuatan tanah dengan menggunakan geotekstil berkekuatan tinggi yang ditempatkan di permukaan bidang perlapisan tanah lunak dapat meningkatkan daya dukung tanah. Peningkatan daya dukung tanah dapat berjalan cukup cepat, sehingga tinggi tanggul atau urugan dapat dibangun dengan cepat.

### 5.5.1 Perkuatan tanah dasar

Perkuatan tanah terdiri atas lapisan tanah butiran yang diperkuat dengan lapisan horisontal dari tambatan tali, atau jaring logam datar dari material yang kuat tariknya tinggi, sehingga menimbulkan kuat geser tanah yang baik. Tanah bertulang harus memotong lingkaran runtuh yang mungkin terjadi, periksa Gambar 2a.

Peningkatan daya dukung merupakan sebuah fungsi beban tarik dari setiap tambatan tali, kuat pecah dan perlawanan geser desakan keluar dari setiap tali serta kekakuan tanah dan material tulangan. Informasi yang perlu diketahui antara lain sebagai berikut.

- a) Contoh perhitungan desain pelat bertulang yang diberikan dalam *Binquet dan Lee* (1975).
- b) Paket program stabilitas lereng antara lain *UTEXAS2* (*Edris* 1987), dapat digunakan untuk melakukan analisis daya dukung tanah fondasi tidak bertulang atau bertulang. Program komputer dapat berlaku untuk kemiringan kecil kira-kira 1 derajat, dan dapat menghitung daya dukung dari lingkaran longsor terlemah (periksa Gambar 2a) fondasi lajur tembok dengan panjang tidak terhingga, fondasi, tanggul atau urugan.

### 5.5.2 Perkuatan horisontal dengan geotekstil

Susunan geotekstil berkekuatan tinggi biasanya dipasang pada permukaan fondasi bangunan tanggul dan bangunan lain di atas tanah dasar fondasi lunak untuk mendukung lalu lintas pejalan kaki, kendaraan beroda atau peralatan konstruksi konvensional.

Bila tidak ada perkuatan tanah yang memadai, tanggul atau urugan dapat mengalami runtuh selama atau setelah konstruksi. Keruntuhan dapat berupa jenis baji pada keruntuhan dalam atau busur lingkaran atau penurunan berlebihan akibat rayapan tanah, konsolidasi atau keruntuhan daya dukung.

Informasi lebih lanjut analisis stabilitas lereng tanggul, longsoran tanggul, penurunan tanggul, keruntuhan rotasi atau putaran tanggul, dan penulangan kekuatan dengan susunan memanjang untuk keperluan desain fondasi, diuraikan dalam acuan *TM 5-800-08*.

#### 5.5.2.1 Kontrol deformasi horisontal

Keruntuhan horisontal, retakan, serta penurunan tanggul dan tanah dasar fondasi yang berlebihan dapat terjadi karena tekanan tanah lateral yang besar akibat tanggul atau urugan lainnya. Susunan tulangan antara tanah fondasi lunak dan material urugan akan memberikan gaya-gaya perlawanan potensi deformasi horisontal.

Keruntuhan tanggul yang dilengkapi dengan susunan tulangan dapat terjadi karena adanya bidang gelincir antara susunan tulangan dan material urugan, keruntuhan tarik susunan tulangan, atau pemanjangan susunan tulangan yang berlebihan. Ragam keruntuhan ini dapat dicegah dengan menentukan susunan perkuatan, sehingga mempunyai perlawanan geser antara tanah dan susunan tulangan, kuat tarik, dan modulus tarik yang diperlukan.

#### Kontrol keruntuhan rotasi

Keruntuhan rotasi dan atau keruntuhan fondasi dapat dicegah dengan menggunakan susunan tulangan yang kuat tariknya memadai dan material urugan yang kuat gesernya

memadai. Keruntuhan rotasi dapat terjadi melalui urugan, lapisan fondasi, dan susunan tulangan. Kuat tarik tulangan harus cukup tinggi untuk mengontrol momen rotasi tidak seimbang yang besar.

Program komputer *UTEXAS2* (Edris 1987) dapat digunakan untuk membantu analisis stabilitas lereng dengan dan tanpa penulangan, serta analisis dan desain urugan atau tanggul pada tanah lunak.

### 5.5.2.2 Kontrol keruntuhan daya dukung

Fondasi tanggul atau urugan di atas tanah lunak dapat mengalami kegagalan daya dukung selama atau segera setelah konstruksi, sebelum terjadi proses konsolidasi tanah fondasi. Jika terjadi proses konsolidasi, akan terjadi penurunan baik pada urugan tanah dengan perkuatan ataupun urugan tanah tanpa perkuatan.

Penurunan pada urugan tanah dengan perkuatan akan lebih merata dibandingkan dengan urugan tanah tidak diperkuat, dengan penjelasan sebagai berikut.

- Susunan perkuatan dapat membantu menahan urugan, sementara kuat geser fondasi akan meningkat karena proses konsolidasi.
- Penurunan yang besar atau pelengkungan urugan terpusat biasanya terjadi karena konstruksi tidak memadai, misalnya pekerjaan pengurugan pada waktu ujung-ujung susunan perkuatan belum tertutup oleh material urugan (*berm*) dan angker tulangan. Kuat tarik tersebut akan berfungsi setelah dipasang susunan tulangan dan angker.
- Keruntuhan daya dukung dan pelengkungan urugan terpusat dapat terjadi jika pemasangan susunan perkuatan tidak cukup kuat tarik dan modulusnya, urugannya curam, atau angker ujung tulangannya tidak cukup untuk mengontrol retakan urugan.
- Jika daya dukung tanah fondasi berlebihan, susunan perkuatan harus diperpanjang untuk meningkatkan tegangan tulangan yang diperlukan untuk mendukung beban urugan. Tanah dasar fondasi akan mengalami penurunan sampai fondasi mampu menerima tegangan berlebih yang tidak dapat diterima oleh tulangan. Keruntuhan sepenuhnya akan terjadi jika tulangan mengalami patahan.

### 5.5.3 Kolom batu dalam tanah lunak

Kolom batu yang mendukung fondasi dangkal lajur persegi dalam pasir halus atau lempung lunak akan meningkatkan daya dukung batas tanah dasar fondasi.

Hal-hal yang perlu dipertimbangkan adalah sebagai berikut.

- Daya dukung maksimum fondasi kolom batu yang mengalami perbaikan untuk mendukung fondasi dengan potongan melintang berbentuk empat persegi panjang dihitung dengan rumus (Das 1987)

$$q_u = K_p [ \gamma_c D + 2(1 + B/L) C_u ] \quad \dots\dots\dots (8)$$

dengan:

$K_p$  adalah koefisien tekanan pasif *Rankine*  $(1 + \sin \phi_g)/(1 - \sin \phi_g)$ ,

$\phi_g$  adalah sudut geser material batuan (derajat),

$\gamma_c$  adalah berat volume basah lempung lunak ( $t/m^3$ ),

$D$  adalah kedalaman fondasi empatpersegi panjang di bawah permukaan tanah (m),

$B$  adalah lebar fondasi (m),

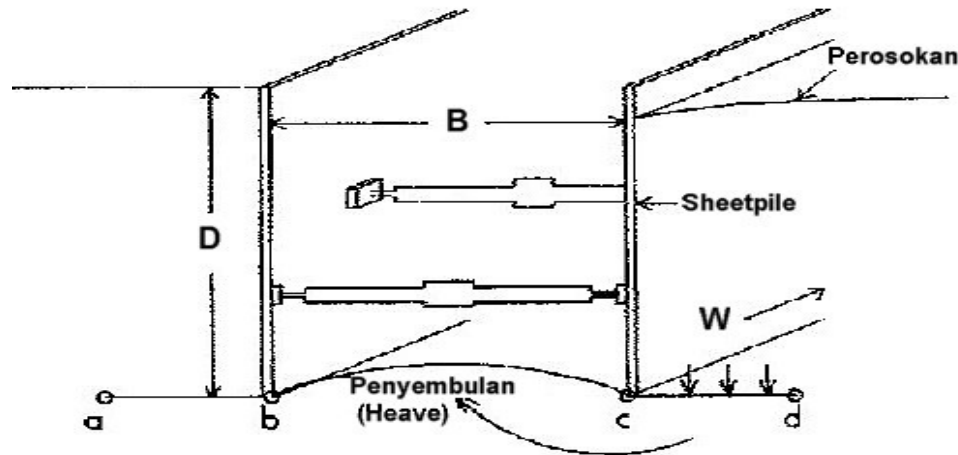
$L$  adalah panjang fondasi (m),

$C_u$  adalah kuat geser tidak terdrainase lempung lunak ( $t/m^2$ ).

Persamaan (8) berdasarkan pada asumsi keruntuhan akibat penyembulan dari kolom butiran.



- b) Tinggi minimum kolom batuan/kerikil sebesar 3 B perlu ditentukan untuk mendukung fondasi lajur dan mendapatkan peningkatan daya dukung maksimum.
- c) Informasi lebih lanjut analisis daya dukung kolom batu dapat mengacu pada *Bachus* dan *Barksdale* (1989), serta *Barksdale* dan *Bachus* (1983).



Gambar 6 Keruntuhan karena penyembulan pada galian  
(Terzaghi & Peck, 1967)

### 5.6 Keruntuhan karena penyembulan tanah (*heaving*) pada galian

Penggalian terbuka pada endapan lempung lunak dapat mengalami keruntuhan karena penyembulan yang disebabkan oleh berat lempung dan galian, sehingga mendorong lapisan lempung naik ke atas galian, periksa Gambar 6 (Terzaghi & Peck 1967). Hal ini akan mengakibatkan hilangnya tanah pada permukaan tanah dasar. Daya dukung tanah lempung pada dasar galian adalah sebesar  $C_u N_c$ .

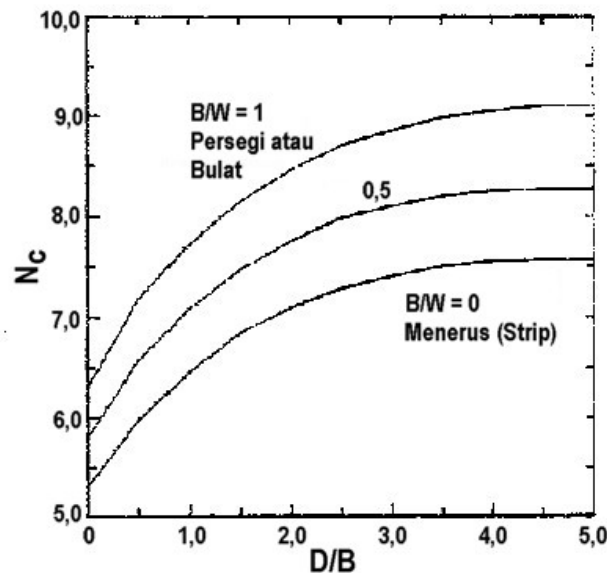
Faktor daya dukung ( $N_c$ ) bergantung pada bentuk galian dan dapat diambil sama untuk fondasi lajur dengan rasio  $B/W$  dan  $D/B$ , dengan  $B$  adalah lebar galian,  $W$  adalah panjang galian, dan  $D$  adalah kedalaman galian di bawah permukaan tanah dasar (Gambar 7).

#### 5.6.1 Faktor keamanan

Faktor keamanan (FK) terhadap keruntuhan karena penyembulan paling sedikit harus  $FK = 1,5$ . Nilai FK perlawanan terhadap penyembulan yang terjadi pada dasar galian yang disebabkan oleh rembesan harus sebesar 1,5 – 2,0 (TM 5-818-5).

$$FK = [C_u N_c / \gamma D] > 1,5 \quad \dots\dots\dots (9)$$





**Gambar 7** Perkiraan faktor daya dukung  $N_c$  akibat penyembulan pada galian (Terzaghi & Peck 1967)

### 5.6.2 Mengurangi keruntuhan karena penyembulan

Pemancangan turap menerus ke bawah dasar galian akan mengurangi potensi penyembulan tanah. Pada tanah lempung yang dalam, turap akan berfungsi lebih mengurangi aliran daripada fondasi dengan dinding (*lagging*). Pemancangan turap ke dalam lapisan keras di bawah galian akan sangat mengurangi potensi keruntuhan akibat penyembulan tanah.

## 5.7 Erosi tanah dan rembesan

Erosi tanah di sekitar dan di bawah fondasi dan rembesan dapat mengurangi daya dukung dan menyebabkan keruntuhan fondasi.

### 5.7.1 Gerusan (*Scouring*)

Fondasi tiang bor atau turap yang dibangun di tempat adanya aliran air akan menyebabkan kecepatan aliran meningkat, dan terjadi ombak air dan turbulensi di belakang fondasi. Aliran gerusan yang berlawanan dengan aliran sungai merupakan mekanisme dasar gerusan (*scouring*).

Fondasi harus dibangun pada kedalaman gerusan maksimum yang mungkin terjadi agar dapat memberikan daya dukung yang cukup, dengan penjelasan sebagai berikut.

a) Kedalaman gerusan di sekitar tiang bor atau turap dalam air laut dapat ditentukan dari hasil studi empiris dan eksperimen (Herbich, Schiller dan Dunlap, 1984).

- 1) Rasio kedalaman gerusan maksimum dengan tinggi gelombang  $\leq 0,2$  untuk pasir sedang sampai halus.
- 2) Kedalaman maksimum gerusan ( $S_u$ ) merupakan fungsi dari bilangan Reynolds  $R_e$  (Herbich, Schiller dan Dunlap, 1984) dengan rumus

$$S_u = 0,00073 R_e^{0,619} \dots\dots\dots (10a)$$

$$R_e = vL / \eta \dots\dots\dots (10b)$$

dengan:

$S_u$  adalah kedalaman maksimum gerusan (ft),

$v$  adalah kecepatan aliran (m/s),

$L$  adalah panjang karakteristik (m),

$\eta$  adalah viskositas ( $m^2/s$ ).

- b) Gerusan di sekitar jaringan pipa dengan aliran yang cukup kuat akan mengikis atau mengerosi tanah secara perlahan, sehingga menyebabkan jaringan pipa kehilangan tumpuan. Kedalaman lubang gerusan maksimum ( $S_u$ ) dapat diperkirakan dengan menggunakan metode *Herbich, Schiller, dan Dunlap* (1984).
- c) Mitigasi terhadap gerusan yang paling mudah dan ekonomis dapat dilakukan dengan perlindungan urugan batuan atau riprap.

### 5.7.2 Rembesan

Kerusakan yang terjadi pada bangunan akibat tekanan angkat (*uplift*) di bawah fondasi dan di belakang tembok penahan biasanya cukup besar. Tinggi tekanan angkat adalah tinggi muka air bebas jika tidak terjadi rembesan. Jika terjadi rembesan, jaring alir dapat digunakan untuk memperkirakan tekanan angkat. Tekanan tanah total dikurangi tekanan angkat akan menjadi tegangan tanah efektif, yang dapat digunakan dalam perhitungan daya dukung tanah fondasi. Penurunan turap yang menembus ke dalam tanah dengan tinggi tekan hidrostatik terkekang akan mengalami tekanan angkat, sehingga turap terangkat dari ujungnya.

Rembesan yang terjadi di sekitar turap dapat mengurangi tahanan geser keliling turap. Oleh karena itu, tahanan geser keliling menjadi lebih kecil dari tekanan angkat hidrostatik dan akan mengurangi daya dukung. Pemancangan ulang turap atau pelaksanaan uji beban dapat dilakukan setelah periode waktu konstruksi tertentu jika daya dukung telah mencukupi.

## 6 Penentuan parameter tanah

### 6.1 Program penyelidikan

Data untuk analisis daya dukung tanah fondasi dangkal diperoleh setelah program penyelidikan lapangan dan eksplorasi penyelidikan tanah di daerah rencana konstruksi selesai dilaksanakan. Perkiraan daya dukung batas dan daya dukung izin dengan menggunakan persamaan analitik dapat menggambarkan ragam keruntuhan bangunan sepanjang bidang keruntuhan tanah dasar. Metode analisis uji lapangan dapat memperkirakan model daya dukung tanah dasar terhadap bangunan. Periksa penjelasan fondasi dangkal pada pasal 5.

Lingkup analisis bergantung pada besarnya proyek dan keadaan kritis daya dukung tanah terhadap kinerja bangunan. Daya dukung tanah dasar fondasi biasanya dihitung dengan menggunakan faktor keamanan yang berlaku untuk daya dukung batas dan perkiraan potensi penurunan daya dukung izin tanah dasar fondasi.

### 6.2 Parameter tanah

Penaksiran parameter tanah dasar harus dilakukan secara realistis dengan melakukan interpretasi terhadap hasil penyelidikan baik di lapangan maupun di laboratorium dengan pembuatan profil perlapisan tanah/batu lengkap dengan parameter desainnya. Parameter tanah dasar yang diperlukan untuk analisis daya dukung adalah kuat geser, kedalaman air tanah atau profil tekanan air pori, serta distribusi tekanan *overburden* total dan efektif dengan kedalaman perlapisan tanah dasar.

Parameter tanah nonkohesif yang diperlukan adalah kuat geser tanah kohesif tidak terdrainase  $c_u$ , dan sudut geser dalam efektif  $\phi'$ . Parameter tanah campuran yang diperlukan adalah kohesi efektif  $c'$  dan sudut geser dalam  $\phi'$ . Potensi penurunan konsolidasi dan penurunan jangka panjang harus ditentukan pula, terutama pada lapisan tanah lempung lunak di bawah fondasi dengan kompresibilitas tinggi.

### 6.3 Penyelidikan tanah di lapangan

Pada tahap awal, perilaku daya dukung bangunan yang ada di atas tanah serupa di lokasi yang sama harus dievaluasi. Hasil evaluasi ini digunakan sebagai bahan pertimbangan dalam analisis daya dukung tanah fondasi, dan harus dilengkapi dengan penyelidikan tanah dasar secara terperinci, termasuk pengambilan contoh-contoh tanah terganggu dan tidak terganggu untuk pengujian kuat geser tanah di laboratorium.

Penaksiran daya dukung tanah dasar fondasi dapat juga dilakukan dari hasil uji geoteknik di lapangan. Untuk mendapatkan informasi penyelidikan lapangan lebih lanjut, dapat mengacu pada standar dan pedoman terkait lainnya yang berlaku (SNI dan atau ASTM).

#### 6.3.1 Pemeriksaan data yang tersedia

Studi data yang tersedia dan inspeksi lapangan di lokasi bangunan di atas fondasi yang serupa daya dukungnya akan memberikan petunjuk yang berharga untuk analisis daya dukung.

Peraturan bangunan setempat dapat memberikan perkiraan daya dukung izin berdasarkan pengalaman yang lampau. Informasi ini hanya digunakan untuk melengkapi hasil uji lapangan dan analisis yang menggunakan satu metode atau lebih sesuai dengan kondisi lapangan. Daya dukung tanah fondasi biasanya tidak identik dengan kondisi tanah dasar yang digunakan untuk memperkirakan daya dukung izin.

Data penyelidikan geoteknik di lapangan yang tersedia di lokasi rencana konstruksi merupakan data awal untuk mengetahui kondisi umum tanah dasar secara menyeluruh. Data tersebut meliputi jenis-jenis tanah yang ada, kedalaman dan perubahan muka air tanah, parameter kuat geser, dan karakteristik kompresibilitas.

#### 6.3.2 Karakteristik lapangan

Karakteristik tanah di lokasi rencana konstruksi, seperti plastisitas dan retakan tanah permukaan, jenis tanaman dan pola drainasinya, harus diperiksa untuk mendapatkan bahan pertimbangan analisis daya dukung tanah fondasi.

Retak desikasi (pengeringan) pada tanah, yang berupa retak susut, rekahan dan cermin sesar (*slickensides*) sering terjadi pada tanah ekspansif plastis pada kedalaman yang terpengaruh oleh kadar air musiman. Zona perubahan ini disebut juga sebagai kedalaman zona aktif  $Z_a$  atau kedalaman perubahan volume yang terjadi selama siklus pembasahan dan pengeringan yang berulang. Perubahan volume ini menimbulkan pergerakan fondasi, yang dapat digunakan sebagai dasar analisis daya dukung tanah dasar fondasi untuk keperluan desain fondasi.

Vegetasi penutup akan mengawetkan tanah fondasi terhadap transpirasi melalui dedaunan. Vegetasi penutup seperti pohon dan semak belukar dapat mengawetkan tanah fondasi hingga kedalaman yang cukup besar 15 m - 18 m. Pembersihan vegetasi penutup di daerah rencana konstruksi dapat menunjukkan muka air lebih tinggi secara signifikan setelah konstruksi selesai dilaksanakan dan dapat mempengaruhi daya dukung tanah dasar fondasi.

Permukaan tanah dasar harus mempunyai kemiringan cukup untuk memberi kesempatan agar air permukaan dan air hujan dapat mengalir keluar dengan lancar dari daerah konstruksi untuk mencegah perubahan kadar air dan kuat geser tanah dasar. Kemiringan minimum disarankan diambil 1 %.

Kinerja bangunan yang berdekatan, seperti pergeseran dan pola retakan di sekitar bangunan, dapat digunakan sebagai petunjuk adanya deformasi berlebihan dan adanya tanah ekspansif atau tanah kolapsibel.

### 6.3.3 Penyebaran lateral lokasi uji lapangan

Pengambilan contoh tanah, sumuran uji, dan uji lapangan (*insitu*) harus dilakukan di lokasi-lokasi yang berbeda dari lokasi rencana, yang dianggap paling cocok untuk pelaksanaan konstruksi bangunan. Untuk keperluan tersebut harus dipertimbangkan hal-hal sebagai berikut.

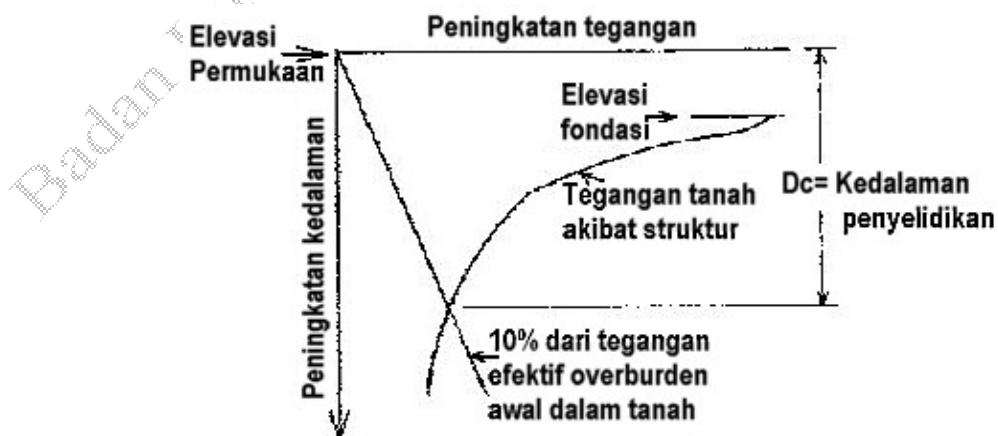
- a) Kemudahan transportasi peralatan untuk mencapai lokasi konstruksi dan rintangan yang mungkin terjadi di daerah rencana konstruksi. Pemindahan lokasi rencana bangunan konstruksi harus disesuaikan dengan aspek-aspek yang dihasilkan dari penyelidikan geoteknik dan persyaratan fungsi bangunan.
- b) Lokasi pengeboran optimum untuk penyelidikan tanah dapat ditentukan di sekitar pusat, ujung dan sudut tempat bangunan yang direncanakan. Pengeboran harus cukup banyak dilakukan di daerah rencana konstruksi untuk keperluan uji laboratorium. Tujuannya adalah untuk memperkirakan parameter kuat geser tanah ( $c_u$  dan  $\phi$ ) dari masing-masing lapisan tanah, dan setiap perubahan lateral kuat geser tanah yang signifikan untuk analisis daya dukung tanah fondasi, serta karakteristik kompresibilitas dan konsolidasi untuk analisis penurunan.
- c) Lubang-lubang pengeboran ini juga dapat digunakan untuk mengukur kedalaman muka air tanah dan tekanan air pori dengan memperkirakan tegangan efektif yang diperlukan dalam analisis daya dukung.
  - 1) Penyelidikan pendahuluan perlu dilakukan dengan dua atau tiga titik pengeboran di beberapa lokasi bangunan yang potensial. Foto udara dan kondisi geologi dapat membantu dalam menentukan lokasi dan jarak pengeboran sepanjang alinyemen tanggul rencana dengan jarak awal yang bervariasi dari 60 m – 300 m.
  - 2) Penyelidikan geoteknik secara terperinci bergantung pada hasil penyelidikan pendahuluan. Untuk struktur pada umumnya diperlukan 8 - 10 titik pengeboran di daerah rencana bangunan. Fasilitas yang kompleks dan besar kemungkinan memerlukan pengeboran lebih banyak untuk mendapatkan parameter tanah dasar yang memadai. Untuk mendapatkan informasi penyelidikan tanah lebih lanjut, dapat mengacu pada TM 5-818-1 untuk bangunan gedung dan pada EM 1110-2-1913 untuk tanggul.

### 6.3.4 Kedalaman penyelidikan tanah

Kedalaman penyelidikan tanah bergantung pada ukuran dan jenis struktur bangunan yang direncanakan dan harus cukup menjamin tanah fondasi mempunyai daya dukung yang memadai. Pengeboran harus mampu mencapai kedalaman deposit untuk keperluan fondasi, seperti urugan yang tidak mengalami konsolidasi, gambut, pasir lepas, dan lempung lunak atau tanah kompresif.

Beberapa hal yang perlu dipertimbangkan adalah sebagai berikut.

- a) Ketelitian penyelidikan tanah paling sedikit harus mempunyai satu titik pengeboran pada kedalaman yang menyebabkan peningkatan tegangan vertikal akibat struktur bangunan mencapai 10 % dari tegangan *overburden* vertikal efektif awal yang bekerja di bawah fondasi (periksa Gambar 8). Kedalaman kritis untuk analisis daya dukung ( $D_c$ ) minimum harus mencapai dua kali lebar minimum fondasi dangkal empat persegi atau 4 kali lebar minimum fondasi lajur atau tanggul yang panjangnya tidak terhingga. Kedalaman pengeboran tambahan dapat dikurangi jika hasil penyelidikan tanah di daerah sekitarnya atau secara stratigrafi umum menunjukkan lapisan dukung rencana mempunyai tebal yang memadai atau batuan dasar yang lebih kuat.
- b) Kedalaman penyelidikan tidak perlu melebihi kedalaman batuan dasar, dengan penjelasan sebagai berikut.
  - 1) Jika tanah atau batuan dasar fondasi mempunyai daya dukung sangat besar, minimum satu titik pengeboran (atau inti batuan) harus diperdalam 3 m - 6 m (10 ft - 20 ft) ke dalam lapisan tanah untuk menjamin telah tercapainya batuan dasar dan bukan bongkahan.
  - 2) Untuk fondasi bangunan yang terdiri atas batuan, diperlukan 3 - 5 panjang laras inti (*core barrel*) pada pengeboran inti batuan untuk menentukan apakah harus digunakan turap atau tiang bor. Prosentase nilai *Rock Quality Designation (RQD)* harus diperkirakan untuk setiap inti batuan. Turap digunakan untuk menambah daya dukung tanah dan batuan kaku yang berkualitas baik.
- c) Pemilihan kedalaman fondasi termasuk jenis fondasi, dangkal atau dalam, dan kedalaman galian untuk tanggul bergantung baik pada kedalaman lapisan dukung yang dapat diterima maupun pada jenis struktur bangunan di atasnya, dengan penjelasan sebagai berikut.
  - 1) Pasir padat dan kerikil serta lempung teguh sampai kaku yang mempunyai potensi rendah terhadap perubahan volume memberikan lapisan dukung fondasi yang terbaik.
  - 2) Nilai tahanan penetrasi standar dari *SPT* dan tahanan konus dari *CPT* harus diperkirakan pada beberapa lokasi lateral yang berbeda di daerah bangunan. Pengujian ini harus dilakukan sampai kedalaman kira-kira dua kali lebar minimum fondasi rencana.
  - 3) Persyaratan kedalaman minimum harus ditentukan berdasarkan faktor-faktor seperti kedalaman kegiatan pembekuan, potensi gerusan dan erosi, batas-batas penurunan, dan daya dukung tanah.



Gambar 8 Estimasi kedalaman kritis penyelidikan tanah

### 6.3.5 Interpretasi hasil uji di lapangan

Jika tidak ada hasil uji kuat geser di laboratorium, parameter kuat geser tanah yang diperlukan untuk analisis daya dukung dapat diperkirakan dari hasil uji lapangan dengan menggunakan faktor korelasi empiris. Faktor-faktor korelasi empiris harus diperiksa secara teliti dengan membandingkan nilai yang ditaksir dengan kuat geser dari hasil uji laboratorium.

Sudut geser dalam efektif  $\phi'$  tanah nonkohesif sering ditaksir dari hasil uji lapangan, karena sukarnya mendapatkan contoh tanah nonkohesif tidak terganggu untuk uji di laboratorium.

**Tabel 3 Sudut geser dalam tanah pasir,  $\phi'$**   
**3a. Kepadatan relatif dan gradasi (Schmertmann, 1978)**

Kepadatan relatif $D_r$ (%)	Butiran halus		Butiran sedang		Butiran kasar	
	Seragam	Gradasi baik	Seragam	Gradasi baik	Seragam	Gradasi baik
40	34	36	36	38	38	41
60	36	38	38	41	41	43
80	39	41	41	43	43	44
100	42	43	43	44	44	46

### 3b. Kepadatan relatif dan uji tanah di lapangan

Sifat tanah	Kepadatan tanah relatif $D_r$ (%)	Tahanan penetrasi standar $(N_1)_{60}$ (Terzaghi & Peck, 1967)	Tahanan penetrasi konus $q_c$ (ksf) (Meyerhof, 1974)	Sudut geser dalam $\phi'$ (derajat)		
				Meyerhof (1974)	Peck, Hanson & Thornburn (1974)	Meyerhof (1974)
sangat lepas	< 20	< 4	----	< 30	< 29	< 30
lepas	20 – 40	4 – 10	0 – 100	30 – 35	29 – 30	30 – 35
sedang	40 – 60	10 – 30	100 – 300	35 – 38	30 – 36	35 – 40
padat	60 – 80	30 – 50	300 – 500	38 – 41	36 – 41	40 – 45
sangat padat	> 80	> 50	500 – 800	41 – 44	> 41	> 45

#### 6.3.5.1 Kepadatan relatif dan gradasi

Kepadatan relatif dan gradasi dapat digunakan untuk menaksir sudut geser tanah nonkohesif (periksa Tabel 3a). Kepadatan relatif adalah suatu ukuran tingkat kepadatan pasir yang dibandingkan dengan kepadatan maksimumnya, dengan penjelasan sebagai berikut.

- Perkiraan kepadatan relatif sebagai perbandingan dari perbedaan angka pori tanah nonkohesif dalam keadaan paling lepas dengan perbedaan angka pori dalam keadaan paling padat, dijelaskan dalam ASTM D 653. Pasir yang sangat lepas mempunyai kepadatan relatif berkisar dari 20 % - 40 % dan 60 % - 0,0 % dalam kondisi paling padat.
- Kepadatan relatif dapat dihitung dengan menggunakan metode uji standar SNI atau ASTM D 4254, dan angka pori tanah nonkohesif lapangan dengan persamaan

$$D_r = 100 \times (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}) \quad \dots\dots\dots (11a)$$

$$e = (G_s \gamma_w / \gamma_d) - 1 \quad \dots\dots\dots (11b)$$

dengan:

$e_{\min}$  adalah angka pori tanah pada kepadatan maksimum,

$e_{\max}$  adalah angka pori tanah pada kepadatan minimum,

$G_s$  adalah berat jenis tanah,

$\gamma_d$  adalah kepadatan kering ( $t/m^3$ ),  
 $\gamma_w$  adalah berat volume air  $1 t/m^3$  ( $0,0625 \text{ kip/ft}^3$ ).  
 $E$  adalah angka pori.

Berat jenis mineral padat dapat dihitung dengan menggunakan metode uji standar SNI 03-1964 atau ASTM D 854. Kepadatan kering tanah galian dapat diukur di lapangan dengan menggunakan metode uji standar ASTM D 1556.

### 6.3.5.2 Uji penetrasi standar (SPT)

Nilai tahanan penetrasi standar  $N_{SPT}$  yang biasanya dinyatakan dengan jumlah pukulan, dapat digunakan untuk menaksir kepadatan relatif tanah nonkohesif.  $N_{SPT}$  adalah jumlah pukulan yang diperlukan untuk memasukkan tabung contoh (*splitspoon sampler*) standar (1,42" I.D., 2,00" O.D.) ke dalam tanah setinggi 0,3 m (1 ft). Tabung contoh dipukul dengan palu seberat 140 lb dan tinggi jatuh 0,762 m (30 inci), sedalam 0,46 m (18 inci) dan 0,305 m (12 inci) untuk pukulan terakhir.

$N_{SPT}$  dapat ditentukan dengan menggunakan metode SNI 03-4144 atau ASTM D 1586, dengan penjelasan sebagai berikut.

- a) Secara teoritis nilai  $N_{SPT}$  dapat dikoreksi (dinormalisasi) pada tenaga efektif yang disalurkan ke batang bor sebesar 50 % - 60 % dari tinggi tenaga jatuh bebas, dengan persamaan

$$(N_1)_{60} = N_M \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad \dots\dots\dots (12)$$

dengan:

$(N_1)_{60}$  adalah nilai *SPT* terkoreksi karena pengaruh efisiensi tenaga 60%,  
 $N_M$  adalah hasil uji *SPT* =  $N_{SPT}$ ,  
 $C_N$  adalah faktor koreksi terhadap tegangan vertikal efektif (Tabel 4a),  
 $C_E$  adalah faktor koreksi terhadap rasio tenaga palu (Tabel 4a),  
 $C_B$  adalah faktor koreksi terhadap diameter bor (Tabel 4a),  
 $C_R$  adalah faktor koreksi untuk panjang batang *SPT* (Tabel 4a),  
 $C_S$  adalah koreksi terhadap tabung contoh (*samplers*) dengan atau tanpa pelapis (*liner*), lihat Tabel 4a.



**Tabel 4 Kepadatan relatif dan  $N_{60}$**   
**4a Koreksi-koreksi yang digunakan dalam uji SPT**

Faktor	Jenis alat	Parameter	Koreksi
Tegangan vertikal efektif		$C_N$	$(P_a / \sigma'_{vo}) 0,5$ atau $2,2 / (1,2 + \sigma'_{vo}/P_a)$
Tegangan vertikal efektif		$C_N$	$C_N \leq 1,7$
Rasio tenaga	<i>Donut hammer</i>	$C_E$	$0,5 - 1,0$
Rasio tenaga	<i>Safety hammer</i>	$C_E$	$0,7 - 1,2$
Rasio tenaga	<i>Automatic-trip Donut-type hammer</i>	$C_E$	$0,8 - 1,3$
Diameter bor	65 - 115 mm	$C_B$	1,0
Diameter bor	150 mm	$C_B$	1,05
Diameter bor	200 mm	$C_B$	1,15
Panjang batang	<3 m	$C_R$	0,75
Panjang batang	3 - 4 m	$C_R$	0,8
Panjang batang	4 - 6 m	$C_R$	0,85
Panjang batang	6 - 10 m	$C_R$	0,95
Panjang batang	10 - 30 m	$C_R$	1,0
<i>Sampling method</i>	tabung standar	$C_S$	1,0
<i>Sampling method</i>	tabung dengan pelapis ( <i>liner</i> )	$C_S$	1,1 - 1,3

**4b Kepadatan relatif versus  $N_{60}$  (*Jamiolkowski et al.1988*)**

Pasir	Kepadatan relatif $D_r$ (%)	$(N_1)_{60}$
sangat lepas	0 - 15	0 - 3
lepas	15 - 35	3 - 8
sedang	35 - 65	8 - 25
padat	65 - 85	25 - 42
sangat padat	85 - 100	42 - 58

- b) Tabel 3b memperlihatkan beberapa nilai kepadatan relatif dan korelasi  $N_{60}$  dengan sudut geser dalam. Kepadatan relatif juga dapat dihubungkan dengan  $N_{60}$  melalui Tabel 4b.
- c) Kepadatan relatif pasir dapat ditaksir dari nilai  $N_{SPT}$  (data dari *Gibbs dan Holtz, 1957*) dengan persamaan

$$D_r = 100 [N_{SPT} / (12 \sigma'_{vo} + 17)]^{0,5} \quad \dots\dots\dots (13a)$$

dengan:

$D_r$  dalam %, dan  $\sigma'_{vo}$  adalah tekanan *overburden* vertikal efektif dalam (ksf, 1 ksf = 0,48824 kg/cm<sup>2</sup>).

- d) Kepadatan relatif pasir juga dapat ditaksir dari nilai  $N_{60}$  (*Jamiolkowski dkk, 1988, Skempton, 1986*) dengan persamaan

$$D_r = 100 [(N_1)_{60} / 60]^{0,5} \quad \dots\dots\dots (13b)$$

yang berlaku untuk  $D_r \geq 35\%$ . Nilai  $(N_1)_{60}$  harus dikalikan dengan 0,92 untuk pasir kasar, dan 1,08 untuk pasir halus.

- e) Kuat geser tidak terdrainase  $C_u$  (ksf, 1 ksf = 0,48824 kg/cm<sup>2</sup>) dapat ditaksir sebesar (*Bowles, 1988*)

$$C_u = 0,12 N_{SPT} \quad \dots\dots\dots (14)$$

### 6.3.5.3 Uji penetrasi konus (CPT = cone penetration test = sondir)

Nilai CPT dapat digunakan untuk menaksir baik kepadatan relatif tanah nonkohesif maupun kuat geser tanah kohesif tidak terdrainase melalui korelasi empiris. Nilai CPT terutama cocok untuk pasir, walaupun biasanya dilakukan juga dengan SPT. Uji penetrasi konus (CPT) dapat dilakukan dengan menggunakan SNI 03-2827-1992 atau ASTM D 3441. Uraian penjelasannya ialah sebagai berikut.

- a) Kepadatan relatif dari beberapa jenis pasir yang berbeda dapat ditaksir dengan menggunakan persamaan berikut (Jamiolkowski *et al.*, 1988)

$$D_r = -74 + 66 \log_{10} [q_c / (\sigma'_{vo})^{0.5}] \dots\dots\dots (15)$$

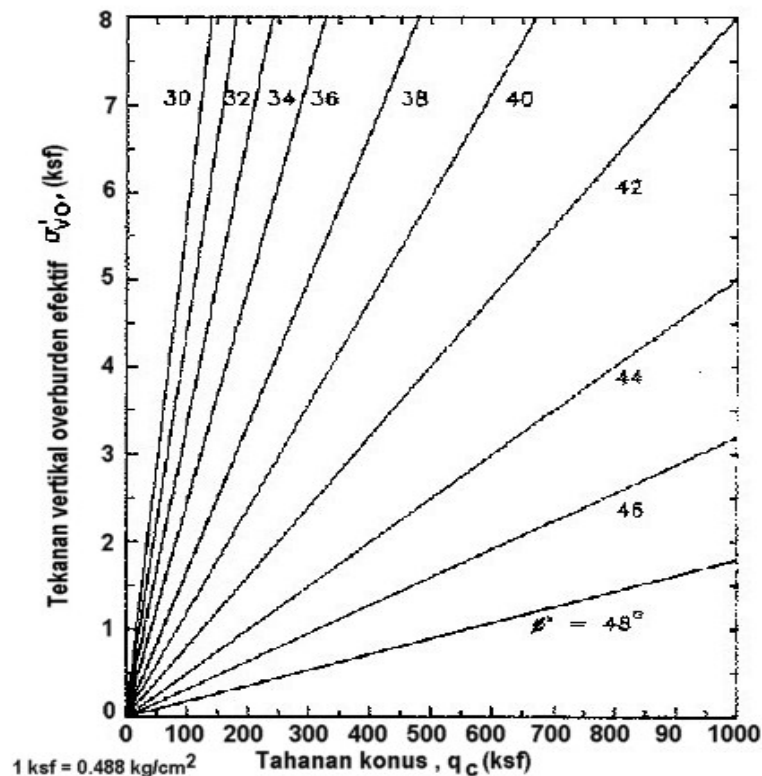
dengan:

$q_c$  adalah tahanan penetrasi konus (ksf, 1ksf = 0,48824 kg/cm<sup>2</sup>),

$\sigma'_{vo}$  adalah tekanan *overburden* vertikal efektif (ksf),

$\phi'$  adalah sudut geser dalam efektif (derajat), yang dapat ditaksir dari nilai  $D_r$  dengan menggunakan Tabel 3a. Tabel 3b memperlihatkan korelasi langsung dari nilai  $q_c$  dengan  $\phi'$ .

- b) Sudut geser dalam efektif akan berkurang dengan meningkatnya nilai  $q_c$  tertentu, seperti diperlihatkan dalam Gambar 9. Peningkatan tekanan keliling dapat mengurangi  $\phi'$  untuk suatu nilai  $q_c$  tertentu karena kurva envelop kuat geser *Mohr-Coulomb* tidak linier dan mempunyai kemiringan yang lebih kecil jika tekanan keliling meningkat.



Gambar 9 Perkiraan korelasi antara tahanan konus, sudut geser efektif puncak dan tekanan *overburden* efektif vertikal untuk pasir kuarsa tidak tersementasi

- c) Kuat geser tanah kohesif tidak terdrainase  $c_u$  dapat diperkirakan dari rumus (Schmertmann, 1978)

$$c_u = (q_c - \sigma_{vo}) / N_k \quad (16)$$

dengan nilai  $c_u$ ,  $q_c$  dan tekanan *overburden* vertikal total  $\sigma_{vo}$  dalam satuan ton/m<sup>2</sup>. Faktor konus  $N_k$  harus ditentukan dengan menggunakan perbandingan antara  $c_u$  dari hasil uji kuat geser tanah kohesif tidak terdrainase di laboratorium dengan nilai  $q_c$  yang sesuai dari CPT.

Persamaan (16) digunakan untuk menaksir distribusi kuat geser tanah tidak terdrainase dengan kedalaman jika uji laboratorium kuat geser tanah tidak terdrainase hanya sedikit yang dilakukan di laboratorium. Nilai  $N_k$  biasanya berubah-ubah berkisar dari 14 sampai 20.

#### 6.3.5.4 Uji dilatometer (DMT)

Uji *dilatometer* (DMT) dapat digunakan untuk menaksir distribusi rasio overkonsolidasi (OCR) dalam tanah fondasi. OCR dapat digunakan untuk memperkirakan kuat geser tanah tidak terdrainase, yang diperkirakan dari index tegangan horisontal  $K_D$  sebagai berikut (Baldi dkk, 1986; Jamiolkowski dkk, 1988).

$$OCR = (0,5K_D)^{1,56} \quad \text{jika } I_D \leq 1,2 \quad (17a)$$

$$K_D = (p_o - u_w) / \sigma'_{vo} \quad (17b)$$

$$I_D = (p_1 - p_o) / (p_1 - u_w) \quad (17c)$$

dengan:

$p_o$  adalah tekanan internal yang menyebabkan peluncuran atau gaya angkat pada membran *dilatometer* (ksf),

$u_w$  adalah tekanan air pori hidrostatik lapangan (ksf),

$p_1$  adalah tekanan internal yang diperlukan untuk mengembangkan titik pusat dari membran *dilatometer* sebesar ~ 1,1 milimeter,

$K_D$  adalah indeks tegangan horisontal,

$I_D$  adalah indeks deposit material.

OCR tipikal bervariasi dari 1 sampai 3 untuk tanah yang terkonsolidasi berlebih ringan, dan dari 6 sampai 8 untuk tanah yang terkonsolidasi berlebih berat.

#### 6.3.5.5 Uji pressuremeter (PMT)

Hasil uji *pressuremeter* (PMT) dapat digunakan untuk menaksir nilai kuat geser tanah tidak terdrainase dan OCR. Uji *pressuremeter* dapat dilaksanakan dengan menggunakan ASTM D 4719, dengan penjelasan sebagai berikut.

- a) Tekanan batas  $p_L$  yang diperoleh dari uji *pressuremeter* dapat digunakan untuk memperkirakan kuat geser tanah tidak terdrainase dengan rumus (Mair dan Wood, 1987)

$$c_u = (p_L - \sigma_{ho}) / N_p \quad (18a)$$

$$N_p = 1 + \ln (G_s / c_u) \quad (18b)$$

dengan:

$p_L$  adalah tekanan batas alat uji *pressuremeter* (ton/m<sup>2</sup>),

$\sigma_{ho}$  adalah tegangan total *insitu* horisontal (ton/m<sup>2</sup>),

$G_s$  adalah modulus geser (ton/m<sup>2</sup>).

Nilai-nilai  $p_L$ ,  $\sigma_{ho}$  dan  $G_s$  diperoleh dari hasil uji *pressuremeter* (PMT). Persamaan (18b) memerlukan perkiraan kuat geser tanah untuk mendapatkan nilai  $N_p$ . Nilai  $N_p$  dapat ditaksir sebelumnya sebagai bilangan bulat antara 3 - 8 misalnya 6. Kemudian kuat geser tanah tidak terdrainase dihitung dari persamaan (18a) dan hasilnya disubstitusi ke dalam persamaan (18b). Untuk mengevaluasi nilai kuat geser  $c_u$  biasanya cukup dengan melakukan satu atau dua kali iterasi.

- b) Nilai  $\sigma_{ho}$  dapat digunakan untuk memperkirakan OCR dari perbandingan  $\sigma'_{ho}/\sigma_{ho}$ , jika distribusi atau penyebaran tekanan air pori dan tekanan vertikal total dengan kedalaman yang telah diketahui atau ditaksir lebih dulu.

#### 6.3.5.6 Uji geser baling (*vane shear*) di lapangan (FVT)

Uji geser baling di lapangan (FVT) biasanya digunakan untuk memperkirakan kuat geser tanah kohesif lunak tidak terdrainase  $c_u$  di lapangan. Uji ini harus dilakukan bersama-sama dengan uji lainnya untuk mengevaluasi kuat geser tanah, dan dilakukan secara manual atau dilengkapi dengan peralatan canggih.

Uji ini secara terperinci diuraikan dalam *ASTM D 2573*, dengan penjelasan sebagai berikut.

- a) Kuat geser tanah tidak terdrainase  $c_u$  dalam satuan t/m<sup>2</sup> dihitung dengan rumus

$$c_u = T_v / K_v \quad \dots\dots\dots (19)$$

dengan:

$T_v$  adalah gaya torsi pada baling-baling (kips.ft),

$K_v$  adalah konstanta yang bergantung pada dimensi dan bentuk baling-baling (ft<sup>3</sup>).

- b) Konstanta  $K_v$  dapat ditaksir untuk baling-baling segiempat yang menimbulkan kuat geser merata pada tanah kohesif berbentuk silinder dengan rumus

$$K_v = (\pi/1728) (1/2 d_v^2 h_v) [1+1/3 (d_v/h_v)] \quad \dots\dots\dots (20a)$$

dengan:

$d_v$  adalah diameter baling-baling (in),

$h_v$  adalah tinggi baling-baling (in).

Konstanta  $K_v$  untuk baling-baling lancip dapat dihitung dengan rumus

$$K_v = (1/1728) [\pi d_v^3 + 0,37(2 d_v^3 - d_r^3)] \quad \dots\dots\dots (20b)$$

dengan:

$d_r$  adalah diameter batang dalam satuan inci.

- c) Keadaan anisotropis tanah dapat mempengaruhi torsi secara signifikan yang diukur oleh baling-baling.

### 6.3.6 Muka air tanah

Kedalaman muka air tanah dan penyebaran tekanan air pori harus diperkirakan untuk menentukan pengaruh berat volume dan berat tambahan terhadap daya dukung, seperti diuraikan dalam sub pasal 4.4.

Elevasi muka air tanah dalam pasir, pasir lanauan dan lanau pasiran dapat ditaksir dengan mengukur kedalaman muka air dalam lubang bor pada waktu pengeboran dan 24 jam setelah pengeboran. Tabung plastik berdiameter 3/8 inci atau 1/2 inci dapat dimasukkan ke dalam lubang bor untuk pengukuran jangka panjang. Pengukuran muka air tanah dan penyebaran tekanan air pori secara akurat dapat ditentukan dari alat pisometer yang dipasang pada kedalaman yang berbeda. Kedalaman pemasangan harus ditentukan sebesar dua kali lebar fondasi yang direncanakan.

Fluktuasi elevasi muka air tanah (*GWT*) musiman yang besar dapat merugikan daya dukung tanah dasar. Peningkatan muka air tanah akan mengurangi tegangan efektif tanah nonkohesif dan mengurangi daya dukung batas yang dihitung dengan menggunakan persamaan (1).

## 6.4 Penyelidikan tanah di laboratorium

Pengujian indeks properti untuk klasifikasi tanah seperti batas-batas *Atterberg*, gradasi, dan kadar air harus dilakukan baik pada tanah terganggu maupun tidak terganggu dan hasilnya diplot sebagai fungsi kedalaman untuk menggolongkan jenis-jenis tanah dalam profil. Demikian juga parameter kuat geser harus diuji di laboratorium terhadap contoh-contoh tanah tidak terganggu dan hasilnya diplot dengan fungsi kedalaman.

### 6.4.1 Pemilihan parameter kuat geser

Data dari hasil uji kuat geser tanah kohesif tidak terdrainase  $c_u$  dan sudut geser dalam efektif  $\phi'$  untuk pasir nonkohesif dan kerikil harus diplot sebagai sebuah fungsi kedalaman untuk memperkirakan distribusi kuat geser tanah. Perkiraan kuat geser tanah kohesif tidak terdrainase ( $c_u$ ) biasanya merupakan karakteristik sementara, karena tekanan air pori dalam tanah fondasi kedap air akan meningkat segera setelah pemasangan beban struktural.

Tanah yang mengalami konsolidasi akibat beban fondasi yang bekerja akan menyebabkan  $c_u$  meningkat seiring dengan waktu. Oleh karena itu, daya dukung tanah akan meningkat seiring dengan waktu. Untuk itu perlu dipertimbangkan evaluasi uji laboratorium dan estimasi korelasi.

### 6.4.2 Evaluasi uji laboratorium

Uji triaksial tanah tidak terdrainase harus dilakukan pada benda uji (spesimen) tanah tidak terganggu untuk memperkirakan parameter kuat geser tanah. Tegangan keliling tanah kohesif harus sama dengan tegangan yang akan terjadi pada bidang keruntuhan lapangan (*insitu*) yang potensial di sekitarnya.

Parameter tegangan tanah efektif ( $c'$ ,  $\phi'$ ) dapat dievaluasi dari hasil uji kuat geser triaksial terkonsolidasi tidak terdrainase (*CU*) dengan pengukuran tekanan air pori ( $R$ ) yang dilakukan pada benda uji jenuh tidak terganggu berdasarkan SNI 03-2455 atau ASTM D 4767.

Kuat geser tanah kohesif tidak terdrainase ( $c_u$ ) dapat diperkirakan dari hasil uji triaksial tidak terkonsolidasi tidak terdrainase (*UU*) berdasarkan SNI 03-4813 atau ASTM D 2850. Uji ini harus dilakukan pada benda uji tanah kohesif tidak terganggu tidak terdrainase dengan tekanan keliling isotropis yang sama dengan tekanan tanah *overburden* total. Benda uji harus diambil dari tengah-tengah contoh tidak terganggu.

### 6.4.3 Estimasi korelasi empiris

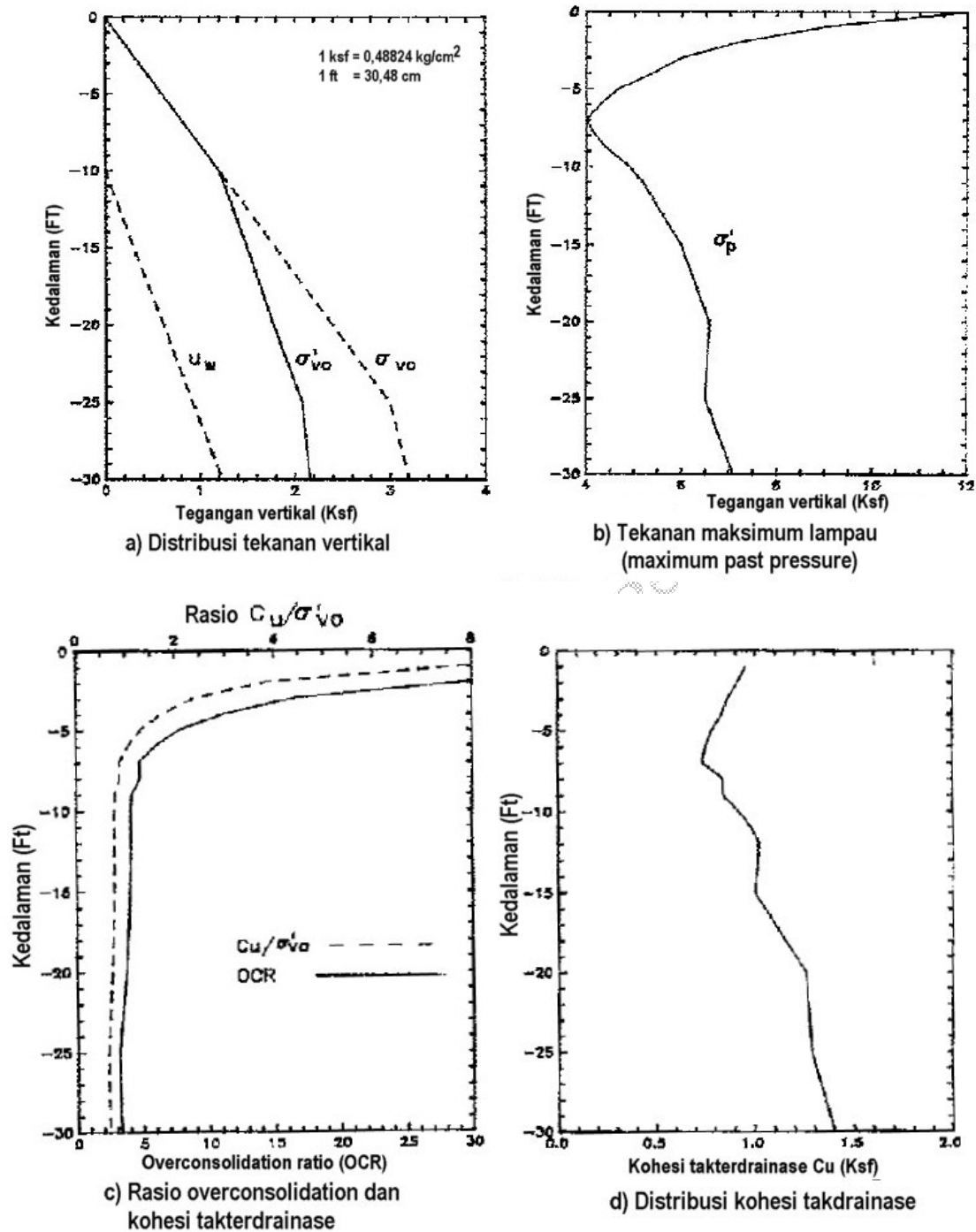
Parameter kuat geser tanah dapat diperkirakan melalui korelasi dengan data lainnya seperti kepadatan relatif, *OCR*, atau tekanan maksimum lampau. Sudut geser efektif  $\phi'$  tanah nonkohesif dapat diperkirakan dari hasil uji lapangan (*insitu*) seperti yang diuraikan dalam sub pasal 6.3.

Distribusi kuat geser tanah kohesif tidak terdrainase dapat diperkirakan secara kasar dari data tekanan tanah maksimum lampau (prakonsolidasi) dengan menggunakan prosedur atau langkah-langkah yang diuraikan di bawah ini. Untuk mencegah kesulitan dalam analisis, beban yang diterima oleh fondasi dan bangunan tidak diperhitungkan, walaupun sebenarnya dapat meningkatkan kuat geser tanah.

Nilai  $\sigma_{vo}$  mengacu pada tekanan tanah vertikal total tanpa memperhitungkan beban struktural. Nilai tekanan tanah vertikal efektif ( $\sigma'_{vo}$ ) diperoleh dengan mengurangi  $\sigma_{vo}$  dengan tekanan air pori.

Langkah-langkah estimasi kuat geser tanah dari tekanan tanah maksimum lampau ialah sebagai berikut (mengacu pada Gambar 10).

- Estimasi distribusi tekanan *overburden* tanah vertikal total  $\sigma_{vo}$  dengan kedalaman dan buat gambar seperti diperlihatkan pada Gambar 10a.
- Estimasi kedalaman muka air tanah dan plot distribusi tekanan air pori dengan kedalaman, lihat Gambar 10a.
- Kurangi distribusi tekanan air pori dari distribusi  $\sigma_{vo}$  untuk memperkirakan distribusi tekanan tanah vertikal efektif ( $\sigma'_{vo}$ ) dan plot dengan kedalaman, periksa Gambar 10a.
- Hitung tekanan tanah maksimum lampau ( $\sigma'_p$ ) dari hasil uji konsolidasi laboratorium, uji *pressuremeter* lapangan atau uji lainnya dan plot dengan kedalaman, periksa Gambar 10b.
- Hitung rasio overkonsolidasi (*OCR*),  $\sigma'_p/\sigma'_{vo}$  dan plot dengan kedalaman, periksa Gambar 10c.
- Perkirakan  $c_u/\sigma'_{vo}$  dari rumus  $c_u/\sigma'_{vo} = 0,25 (OCR)^{0,8}$  ..... (21)
- dengan  $c_u$  adalah kuat geser tidak terdrainase dan plot dengan kedalaman, lihat Gambar 10c.
- Hitung  $c_u$  dengan mengalikan rasio  $c_u/\sigma'_{vo}$  dengan  $\sigma'_{vo}$  dan plot dengan kedalaman, periksa Gambar 10c.
- Pendekatan alternatif adalah  $c_u \sim 0,2\sigma'_p$ . Untuk tanah terkonsolidasi normal  $c_u/\sigma'_p = 0,11 + 0,0037 PI$  dengan *PI* adalah indeks plastisitas, yang dinyatakan dalam % (*Terzaghi* dan *Peck*, 1967).



Gambar 10 Contoh estimasi kuat geser tanah tidak terdrainase dari data tekanan maksimum lampau



## 7 Analisis daya dukung tanah fondasi dangkal

### 7.1 Pertimbangan dasar

Fondasi dangkal terdiri atas fondasi telapak yang memikul kolom berdiri sendiri, fondasi gabungan yang menerima beban dari beberapa kolom, fondasi lajur yang mendukung tembok, dan fondasi tika (*mats*) yang mendukung seluruh bangunan.

#### 7.1.1 Penggunaan

Fondasi ini dapat digunakan jika ada lapisan dukung yang memadai di permukaan tanah dasar dan dapat memenuhi persyaratan penurunan akibat beban atau konsolidasi tanah dasar, termasuk potensi pengembangan tanah ekspansif. Jika tidak ada lapisan dukung dangkal yang cocok atau lapisan dukung dangkal berada di atas tanah kompresif yang lunak, perlu dipertimbangkan penggunaan fondasi dalam.

#### 7.1.2 Batas-batas penurunan

Persyaratan batas penurunan pada umumnya digunakan untuk mengontrol tekanan yang akan bekerja pada tanah melalui fondasi telapak atau lajur. Batasan penurunan total atau pengembangan yang dapat diterima biasanya 2,5 - 5 cm atau kurang. Untuk evaluasi penurunan atau pengembangan dapat mengacu pada EM 1110-1-1904.

Jenis-jenis penurunan yang perlu dipertimbangkan adalah sebagai berikut.

- 1) Penurunan total harus dibatasi untuk menghindari kerusakan bangunan yang berlebihan, untuk menjaga drainase yang layak dan mampu berfungsi, dan untuk menjaga tinggi jagaan tanggul atau urugan yang tepat. Penurunan yang diizinkan untuk bangunan adalah 2,54 cm (1 inci)
- 2) Penurunan diferensial hampir selalu terjadi bersamaan dengan penurunan total, dan harus dibatasi agar tidak terjadi retakan dan kerusakan lain pada struktur bangunan. Rasio penurunan diferensial dan panjang bentang yang diizinkan  $\Delta/L$  untuk bangunan rangka baja dan beton adalah 1/500, dengan  $\Delta$  adalah penurunan diferensial dalam panjang bentang ( $L$ ).

#### 7.1.3 Daya dukung batas

Daya dukung batas harus dievaluasi dengan menggunakan data dari hasil uji laboratorium dan lapangan secara terperinci serta analisis teoritis yang cocok, seperti diuraikan dalam sub bab 7.2. Daya dukung batas desain dan daya dukung izin diuraikan dalam sub pasal 4.1.

### 7.2 Penyelesaian daya dukung tanah

Fondasi dangkal seperti fondasi telapak/lajur atau tika dapat mengalami baik keruntuhan geser lokal ataupun keruntuhan geser umum. Keruntuhan lokal terjadi dalam pasir lepas yang mengalami regangan besar, namun tidak terjadi keruntuhan umum. Keruntuhan lokal juga dapat terjadi pada tanah fondasi yang sensitif dengan rasio antara kuat geser puncak dan kuat geser residual yang tinggi. Pola keruntuhan umum dibuatkan dalam model yang diperlihatkan dalam Gambar 2.

Penyelesaian persamaan umum dapat dilakukan dengan menggunakan metode-metode *Terzaghi*, *Meyerhof*, *Hansen* dan *Vesic*. Masing-masing metode tersebut mempunyai tingkat ketelitian yang berbeda untuk kondisi geometri fondasi dan kondisi tanah. Secara praktis dalam analisis daya dukung sebaiknya digunakan dua metode atau lebih agar tidak meragukan hasil analisis daya dukung.

### 7.2.1 Persamaan umum

Daya dukung batas fondasi yang diperlihatkan dalam Gambar 5 dapat dihitung dengan menggunakan persamaan umum daya dukung (22).

$$q_u = cN_c \zeta_c + \frac{1}{2} B' \gamma_H N_\gamma \zeta_\gamma + \sigma'_D N_q \zeta_q \quad (22)$$

dengan:

$q_u$	adalah daya dukung batas ( $t/m^2$ ),
$c$	adalah kohesi tanah ( $t/m^2$ ),
$B$	adalah lebar fondasi (m),
$B'$	adalah lebar efektif fondasi = $B - 2 e_B$ (m),
$e_B$	adalah eksentrisitas sejajar dengan lebar fondasi $B = M_B/Q$ (m),
$M_B$	adalah momen lentur sejajar dengan lebar, $B$ (ton.m),
$Q$	adalah beban vertikal yang bekerja pada fondasi (ton),
$\gamma_H$	adalah berat volume efektif tanah di bawah fondasi dalam zona keruntuhan ( $t/m^3$ ),
$\sigma'_D$	adalah tekanan tanah efektif urugan pada kedalaman fondasi $D = \gamma'_D D$ ( $t/m^2$ ),
$\gamma'_D$	adalah berat volume efektif tanah dari permukaan tanah dasar sampai kedalaman fondasi ( $t/m^3$ ),
$D$	adalah kedalaman fondasi (m),
$N_c, N_\gamma, N_q$	adalah faktor-faktor daya dukung tanpa dimensi untuk kohesi ( $c$ ), berat tanah dalam baji runtuh ( $\gamma$ ) dan beban urugan ( $q$ ),
$\zeta_c, \zeta_\gamma, \zeta_q$	adalah faktor-faktor koreksi tanpa dimensi dari kohesi ( $c$ ), berat tanah dalam baji runtuh ( $\gamma$ ) dan beban urugan ( $q$ ) yang diperhitungkan untuk geometri dan jenis tanah fondasi.

#### 7.2.1.1 Daya dukung batas bersih

Daya dukung batas bersih ( $q'_u$ ) adalah tekanan maksimum yang bekerja pada dasar fondasi tanpa mengalami keruntuhan geser, yang dapat mengakibatkan tambahan tekanan *overburden* pada kedalaman  $D$ .

$$q'_u = q_u - \gamma_D \cdot D \quad (23)$$

#### 7.2.1.2 Faktor-faktor daya dukung

Faktor-faktor daya dukung tanpa dimensi ( $N_c$ ,  $N_q$ , dan  $N_\gamma$ ) adalah fungsi-fungsi dari sudut geser efektif ( $\phi'$ ) dan bergantung pada metode yang dipilih untuk penyelesaian persamaan (22).

#### 7.2.1.3 Faktor-faktor koreksi

Faktor-faktor koreksi tanpa dimensi ( $\zeta$ ) digunakan untuk memperhitungkan variasi opsi-opsi pemodelan kondisi fondasi dan tanah sebenarnya, dan bergantung pada metode yang dipilih untuk penyelesaian daya dukung batas. Opsi-opsi ini adalah bentuk fondasi dengan eksentrisitas, beban miring, kedalaman fondasi, dasar fondasi yang miring, dan dasar fondasi yang terpuntir.

### 7.2.2 Metode Terzaghi

Penyelesaian daya dukung awal diperkirakan dengan asumsi kejadian tanah sebagai keruntuhan geser umum (Terzaghi 1943). Metode Terzaghi dapat diterapkan pada fondasi telapak/lajur yang dipasang pada atau di sekitar permukaan tanah dasar dengan kedalaman fondasi ( $D$ ) kurang dari lebar minimum ( $B$ ). Asumsi-asumsi yang diambil terdiri atas penggunaan permukaan tanah fondasi pada keseimbangan plastis dan bidang keruntuhan

yang sama (Gambar 2a). Tahanan geser tanah di atas dasar fondasi yang tertanam tidak berlaku dalam penyelesaian ini.

Hal-hal yang perlu dipertimbangkan adalah sebagai berikut.

- a) Faktor-faktor daya dukung *Terzaghi* ( $N_c$  dan  $N_q$ ) untuk keruntuhan umum diperlihatkan dalam Tabel 5, dan dapat dihitung dengan menggunakan rumus-rumus:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad \dots\dots\dots (24a)$$

$$N_q = \frac{e^{\frac{270-f'}{180} p \tan f'}}{2 \cos^2 (45 + f' / 2)} \quad \dots\dots\dots (24b)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi [(K_{py} / \cos^2 \phi) - 1] \quad \dots\dots\dots (24c)$$

$K_{py}$  tidak diberikan oleh *Terzaghi* tetapi dapat dihitung menurut *Bowles*, dan dengan cara coba-coba akan dihasilkan faktor  $N_\gamma$  seperti pada Tabel 5.

**Tabel 5 Faktor-faktor daya dukung *Terzaghi* tanpa dimensi (*Bowles*, 1988)**

$f'$	$N_q$	$N_c$	$N_g$	$f'$	$N_q$	$N_c$	$N_g$
0	1,00	5,70	0,0	28	17,81	31,61	15,7
2	1,22	6,30	0,2	30	22,46	37,16	19,7
4	1,49	6,97	0,4	32	28,52	44,04	27,9
6	1,81	7,73	0,6	34	36,50	52,64	36,0
8	2,21	8,60	0,9	35	41,44	57,75	42,4
10	2,69	9,60	1,2	36	47,16	63,53	52,0
12	3,29	10,76	1,7	38	61,55	77,50	80,0
14	4,02	12,11	2,3	40	81,27	95,66	100,4
16	4,92	13,68	3,0	42	108,75	119,67	180,0
18	6,04	15,52	3,9	44	147,74	151,95	257,0
20	7,44	17,69	4,9	45	173,29	172,29	297,5
22	9,19	20,27	5,8	46	204,19	196,22	420,0
24	11,40	23,36	7,8	48	287,85	258,29	780,1
26	14,21	27,09	11,7	50	415,15	347,51	1153,2

Faktor  $N_\gamma$  sangat bergantung pada asumsi sudut  $\psi$  dalam Gambar 2a dan bervariasi dari nilai minimum dengan menggunakan solusi *Hansen* hingga nilai maksimum dengan menggunakan solusi *Terzaghi* asli. Faktor  $N_\gamma$  yang diperlihatkan dalam Tabel 5, didasarkan atas nilai-nilai *Terzaghi* asli dengan anggapan  $\psi = \phi'$  (*Bowles*, 1988).

- b) Faktor-faktor koreksi *Terzaghi* ( $\zeta_c$  dan  $\zeta_\gamma$ ) hanya memperhitungkan bentuk fondasi dan disajikan dalam Tabel 6,  $\zeta_q = 1,0$  (*Bowles*, 1988).

**Tabel 6 Faktor-faktor koreksi *Terzaghi*  $\zeta_c$  dan  $\zeta_\gamma$**

Faktor	Lajur	Empatpersegi	Lingkar
$\zeta_c$	1,0	1,3	1,3
$\zeta_\gamma$	1,0	0,8	0,6

### 7.2.3 Metode *Meyerhof*

Solusi daya dukung dengan metode *Meyerhof* dilakukan dengan memperhitungkan faktor-faktor koreksi terhadap eksentrisitas, inklinasi beban, dan kedalaman fondasi, serta

pengaruh kuat geser tanah di atas fondasi. Oleh karena itu, pengaruh manfaat kedalaman fondasi diperhitungkan dalam analisis ini.

Asumsi-asumsi yang diambil meliputi penggunaan faktor bentuk ( $\zeta_q$ ) untuk urugan, tanah dalam keseimbangan plastis, dan permukaan keruntuhan berbentuk spiral log yang menggambarkan geseran di atas dasar fondasi. Sudut  $\psi = 45 + \phi/2$  digunakan untuk menghitung nilai  $N_\gamma$ . Tabel 7 memperlihatkan faktor-faktor koreksi dan daya dukung tanpa dimensi dari *Meyerhof* yang diperlukan untuk solusi persamaan (22) (*Meyerhof* 1963), dengan penjelasan sebagai berikut.

### 7.2.3.1 Faktor daya dukung dan faktor koreksi

Faktor-faktor daya dukung yang diperlihatkan dalam Tabel 8, memberikan faktor-faktor dalam interval 2 derajat. Faktor-faktor koreksi ditentukan sebagai berikut

Kohesi :  $\zeta_c = \zeta_{cs} \zeta_{ci} \zeta_{cd}$

Baji/irisan :  $\zeta_\gamma = \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma d}$

beban tambahan :  $\zeta_q = \zeta_{qs} \zeta_{qi} \zeta_{qd}$

dengan indeks s menunjukkan bentuk dengan eksentrisitas, indeks i menunjukkan pembebanan miring, dan indeks d menunjukkan kedalaman fondasi.

### 7.2.3.2 Eksentrisitas

Pengaruh momen lentur pada daya dukung dapat diperkirakan dengan mengubah momen lentur pada eksentrisitas ekivalen ( $e$ ). Kemudian dimensi fondasi telapak diperkecil untuk memperhitungkan pengaruh eksentrisitas yang merugikan, dengan penjelasan sebagai berikut.

- 1) Pengaruh dimensi fondasi telapak dapat dihitung dengan persamaan

$$B' = B - 2e_B \quad \dots\dots\dots (25a)$$

$$W' = W - 2e_W \quad \dots\dots\dots (25b)$$

$$e_B = M_B / Q \quad \dots\dots\dots (25c)$$

$$e_W = M_W / Q \quad \dots\dots\dots (25d)$$

dengan

$M_B$  adalah momen lentur sejajar dengan lebar fondasi,  $B$  (ton.m),

$M_W$  adalah momen lentur sejajar dengan panjang fondasi (ton.m).

Orientasi sumbu-sumbu, eksentrisitas, dan momen lentur diperlihatkan dalam Tabel 7.

- 2) Beban batas yang bekerja pada fondasi telapak menimbulkan keruntuhan dukung sebagai berikut

$$Q_u = q_u A_e \quad \dots\dots\dots (26)$$

dengan

$q_u$  adalah daya dukung batas yang dihitung dari persamaan (22) dengan memperhitungkan eksentrisitas dalam faktor koreksi bentuk fondasi ( $t/m^2$ ), lihat Tabel 7,

$A_e$  adalah luas efektif fondasi,  $B'W'$  ( $m^2$ ).

- 3) Daya dukung fondasi yang dibebani secara eksentris juga dapat diperkirakan dengan rumus (*Meyerhof*, 1953)

$$q_{ue} = q_u R_e \quad \dots\dots\dots (27)$$

dengan  $R_e$  dihitung sebagai berikut.

$$\text{- untuk tanah kohesif} \quad R_e = 1 - 2 e/B \quad \dots\dots\dots (28a)$$

$$\text{- untuk tanah nonkohesif} \quad (0 < e/B < 0,3), \quad R_e = 1 - \sqrt{(e/B)} \quad \dots\dots\dots (28b)$$

dengan:

$q_u$  adalah daya dukung batas fondasi yang dibebani terpusat, yang dihitung dari persamaan (22) dengan mengabaikan momen lentur ( $t/m^2$ ),

$e$  adalah eksentrisitas yang dihitung dari persamaan (25c) dan (25d).

Tabel 8 Faktor-faktor daya dukung tanpa dimensi dari Meyerhof, Hansen, dan Vesic

Faktor		Kohesi (c)	Irisan ( $\gamma$ )	Beban tambahan (q)	Diagram
Daya dukung N	$\phi = 0$ $\phi > 0$	$N_c$ 5,14 $(N_c - 1) \cot \phi$	$N_\gamma$ 0,00 $(N_\gamma - 1) \tan(1,4\phi)$	$N_q$ 1,00 $N_q e^{-\tan \phi}$	
Bentuk fondasi dengan eksentrisitas e	$\phi = 0$ $\phi > 0$ $0 < \phi \leq 10$	$C_{cs}$ $1+0,2N_q B'/W'$ $1+0,2N_\gamma B'/W'$ $1+0,2N_c B'/W'$	$C_{cs}$ 1,0 $1+0,1N_q B'/W'$ interpolasi linier antara $\phi = 0^\circ$ dan $10^\circ$	$C_{cs}$ 1,0 $1+0,1N_q B'/W'$ interpolasi linier antara $\phi = 0^\circ$ dan $10^\circ$	Gambar A 
Koreksi $\zeta$	Pembebanan miring i	$C_{\phi i}$ $[1-\phi/90]$ $[1-\phi/90]^2$	$C_{\phi i}$ 1,0 $0 \leq \phi : [1-\phi/90]^2$ $\phi > 90 : 0,0$	$C_{\phi i}$ $[1-\phi/90]$ $[1-\phi/90]^2$	Gambar B 
Kedalaman fondasi D	$\phi = 0$ $\phi > 0$ $0 < \phi \leq 10$	$C_{di}$ $1+0,2(N_q)^{1/2} D/B$ idem idem	$C_{di}$ $1+0,1(N_q)^{1/2} D/B$ interpolasi linier ant. $\phi = 0^\circ$ dan $10^\circ$	$C_{di}$ $1+0,1(N_q)^{1/2} D/B$ interpolasi linier ant. $\phi = 0^\circ$ dan $10^\circ$	Gambar C 

Catatan: Faktor-faktor koreksi beban miring dan beban eksentrisitas tidak boleh digunakan bersamaan, dan faktor-faktor satuan tidak digunakan.

Nomenklatur:

- $\phi$  adalah sudut geser dalam (derajat),
- $N_q = \tan^2(45 + \phi/2)$ ,
- $B'$  adalah lebar efektif fondasi  $= B - 2e_{B'}$ , (m),
- $W'$  adalah panjang lateral efektif fondasi  $= W - 2e_{W'}$ , (m),
- $B$  adalah lebar fondasi, (m),
- $W$  adalah panjang lateral fondasi, (m),
- $D$  adalah kedalaman fondasi, (m),
- $Q$  adalah beban vertikal pada fondasi  $= qBW$ , (ton),
- $T$  adalah tekanan dukung pada fondasi, (t/m<sup>2</sup>),
- $q$  adalah beban horizontal pada fondasi kanan, (ton),
- $R$  adalah beban resultante pada fondasi  $= (Q^2 + T^2)^{1/2}$ ,
- $B$  adalah lebar fondasi, (m),
- $W$  adalah panjang lateral fondasi, (m),
- $D$  adalah kedalaman fondasi, (m),
- $Q$  adalah beban vertikal pada fondasi  $= qBW$ , (ton),
- $T$  adalah tekanan dukung pada fondasi, (t/m<sup>2</sup>),
- $q$  adalah beban horizontal pada fondasi kanan, (ton),
- $R$  adalah beban resultante pada fondasi  $= (Q^2 + T^2)^{1/2}$ ,
- $\theta$  adalah sudut antara beban resultante dengan sumbu vertikal  $= \cos^{-1}(Q/R)$ , (derajat),
- $e_{B'}$  adalah eksentrisitas sejajar dengan  $B = M_{B'}/Q$ ,
- $e_{W'}$  adalah eksentrisitas sejajar dengan  $W = M_{W'}/Q$ ,
- $M_B$  adalah momen lentur sejajar dengan  $B$ , (ton.m),
- $M_W$  adalah momen lentur sejajar dengan  $W$ , (ton.m)

**Tabel 8 Faktor-faktor daya dukung tanpa dimensi dari *Meyerhof*, *Hansen*, dan *Vesic***

Faktor				$N_\gamma$		
$\phi$	$N_\phi$	$N_c$	$N_q$	Meyerhof	Hansen	Vesic
0	1,00	5,14	1,00	0,00	0,00	0,00
2	1,07	5,63	1,20	0,01	0,01	0,15
4	1,15	6,18	1,43	0,04	0,05	0,34
6	1,23	6,81	1,72	0,11	0,11	0,57
8	1,32	7,53	2,06	0,21	0,22	0,86
10	1,42	8,34	2,47	0,37	0,39	1,22
12	1,52	9,28	2,97	0,60	0,63	1,69
14	1,64	10,37	3,59	0,92	0,97	2,29
16	1,76	11,63	4,34	1,37	1,43	3,06
18	1,89	13,10	5,26	2,00	2,08	4,07
20	2,04	14,83	6,40	2,87	2,95	5,39
22	2,20	16,88	7,82	4,07	4,13	7,13
24	2,37	19,32	9,60	5,72	5,75	9,44
26	2,56	22,25	11,85	8,00	7,94	12,54
28	2,77	25,80	14,72	11,19	10,94	16,72
30	3,00	30,14	18,40	15,67	15,07	22,40
32	3,25	35,49	23,18	22,02	20,79	30,21
34	3,54	42,16	29,44	31,15	28,77	41,06
36	3,85	50,59	37,75	44,43	40,05	56,31
38	4,20	61,35	48,93	64,07	56,17	78,02
40	4,60	75,31	64,19	93,69	79,54	109,41
42	5,04	93,71	85,37	139,32	113,95	155,54
44	5,55	118,37	115,31	211,41	165,58	224,63
46	6,13	152,10	158,50	328,73	244,64	330,33
48	6,79	199,26	222,30	526,44	368,88	495,99
50	7,55	266,88	319,05	873,84	568,56	762,85

**7.2.4 Metode *Hansen***

Metode *Hansen* memperhitungkan dasar yang terpuntir dan kemiringan, selain bentuk fondasi dan eksentrisitas, inklinasi beban, dan kedalaman fondasi. Asumsi didasarkan pada pengembangan metode *Meyerhof* dengan memasukkan puntiran dasar dan konstruksi dengan kemiringan. Setiap rasio dapat digunakan untuk analisis daya dukung baik fondasi dangkal maupun fondasi dalam.

Faktor-faktor daya dukung ( $N_c$  dan  $N_q$ ) dari *Hansen* sama dengan faktor-faktor *Meyerhof*. Nilai  $N_\gamma$  dihitung dengan anggapan  $\psi = 4 + \phi/2$ , dan merupakan nilai paling kecil dibandingkan metode lain.

Faktor-koreksi koreksi  $\zeta_c$ ,  $\zeta_\gamma$  dan  $\zeta_q$  dalam persamaan (22) dapat dihitung sebagai berikut.

$$\text{Kohesi : } \zeta_c = \zeta_{cs} \zeta_{ci} \zeta_{cd} \zeta_{c\beta} \zeta_{c\delta} \dots\dots\dots (29a)$$

$$\text{Irisan/baji : } \zeta_\gamma = \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma\beta} \zeta_{\gamma\delta} \dots\dots\dots (29b)$$

$$\text{Urugan : } \zeta_q = \zeta_{qs} \zeta_{qi} \zeta_{qd} \zeta_{q\beta} \zeta_{q\delta} \dots\dots\dots (29c)$$

dengan indeks s, i, d,  $\beta$ , dan  $\delta$  menunjukkan bentuk dengan eksentrisitas, pembebanan miring, kedalaman fondasi, kemiringan tanah dasar, dan puntiran dasar masing-masing.



Tabel 9 memperlihatkan faktor-faktor koreksi dan daya dukung tanpa dimensi dari metode *Hansen* untuk solusi persamaan (22), dengan penjelasan sebagai berikut.

- Pembatasan (restriksi) faktor-faktor koreksi untuk bentuk fondasi dengan eksentrisitas ( $\zeta_{cs}$ ,  $\zeta_{ys}$  dan  $\zeta_{qs}$ ) serta beban miring ( $\zeta_{ci}$ ,  $\zeta_{yi}$  dan  $\zeta_{qi}$ ) tidak boleh digunakan secara simultan. Faktor koreksi terhadap satuan tidak digunakan.
- Eksentrisitas sebagai pengaruh momen lentur dievaluasi seperti pada metode *Meyerhof*.
- Beban miring berpengaruh pada komponen B dalam persamaan (22) yaitu lebar B jika beban horisontal T sejajar dengan B, atau sama dengan W jika T sejajar dengan panjang W.

### 7.2.5 Metode *Vesic*

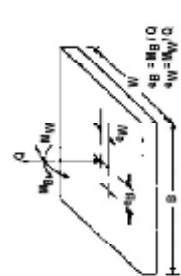
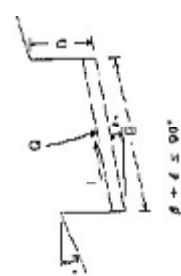
Tabel 10 memperlihatkan faktor-faktor koreksi dan daya dukung tanpa dimensi dari metode *Vesic* untuk solusi persamaan (22), dengan penjelasan sebagai berikut.

- Faktor-faktor daya dukung ( $N_c$  dan  $N_q$ ) adalah identik dengan faktor-faktor *Meyerhof* dan *Hansen*.  $N_\gamma$  diambil dari analisis *Caquot* dan *Kerisel* (1953) dengan menggunakan  $\psi = 45 + \phi/2$ .
- Geseran setempat diperhitungkan untuk perkiraan nilai  $N_q$  konservatif yang dihitung dengan persamaan:

$$N_q = (1 + \tan \phi') e^{\tan \phi'} \tan^2 [45 + \phi'/2] \dots\dots\dots (30)$$

dengan anggapan adanya keruntuhan geser lokal dan menunjukkan batas bawah perkiraan nilai  $q_u$ . Nilai  $N_q$  dari persamaan (30) juga dapat digunakan untuk menghitung  $N_c$  dan  $N_\gamma$  dengan persamaan yang diberikan dalam Tabel 10.

Tabel 9 Faktor-faktor daya dukung Hansen tanpa dimensi dan koreksi (Hansen, 1970)

Faktor		Kohesi (c)	Irisan (g)	Beban tambahan (q)	Diagram
Daya dukung N	$\phi = 0$	$N_c$	$N_q$	$N_q$	
	$\phi > 0$	$5,14$ $(N_q - 1) \cot \phi$	$0,0$ $1,5(N_q - 1) \tan \phi$	$1,00$ $N_q e^{\pi \tan \phi}$	
Koreksi $\zeta$	Bentuk fondasi dengan eksentrisitas s	$\zeta_{cs}$ Lajur : 1,0 $0,2(B'/W')$ $1+(N_q B'/N_c W')$	$\zeta_{qs}$ $1,0$ $1-0,4(B'/W')$	$\zeta_{qs}$ $1,0$ $1+(B'/W') \tan \phi$	Gambar D 
	Inklinasi beban i	$\zeta_{ci}$ $[1-(1-T/A_e c_a)^{1/2}]/2$ $\zeta_{qi} - [(1-\zeta_{qi})/(N_q - 1)]$	$\zeta_{di}$ $\delta = 0 : [1-0,77/(Q+A_e c_a \cot \phi)]^5$ $\delta > 0 : [1-(0,7-8/450)T/(Q+A_e c_a \cot \phi)]^5$	$\zeta_{di}$ $[1-0,5T/(Q+A_e c_a \cot \phi)]^5$	
	Kedalaman fondasi d	$\zeta_{cd}$ $0,4k$ $1+0,4k$	$\zeta_{qd}$ $1,0$ $1,0$	$\zeta_{qd}$ $1,0$ $1+2 \tan \phi (1-\sin \phi)^2 k$	Gambar E 
	Kemiringan tanah $\beta$	$\zeta_{c\beta}$ $1-\beta/147,3$ $\zeta_{q\beta} - (1-\zeta_{q\beta})/147,3$	$\zeta_{d\beta}$ $e^{-0,047\delta \tan \phi}$	$\zeta_{q\beta}$ $(1-0,5 \tan \beta)^5$	
Kemiringan dasar $\delta$	$\phi = 0$	$\zeta_{c\delta}$	$\zeta_{d\delta}$	$\zeta_{q\delta}$	
	$\phi > 0$	$1-\delta/147$ $\zeta_{q\delta} - (1-\zeta_{q\delta})/147,3$	$e^{-0,047\delta \tan \phi}$	$e^{-0,035\delta \tan \phi}$	

Catatan: Faktor koreksi beban miring dan beban eksentrisitas tidak boleh digunakan bersamaan, dan faktor satuan tidak digunakan.

Nomenklatur :

$\phi_s$  adalah sudut geser antara dasar dan tanah  $\sim \phi$  (derajat),  
 $N_q = \tan^2 (45 + \phi/2)$ ,  
 $c_s$  adalah adhesi tanah dengan dasar [ c.  $(t/m^2)$ ,  
 $c$  adalah kohesi tanah atau kuat geser tanah tidak terdrainase  $c_u$  ( $t/m^2$ ),  
 $k = D/B$  jika  $D/B \leq 1$  atau  $\tan^{-1}(D/B)$  jika  $D/B > 1$ , (radian),  
 $B'$  adalah lebar efektif fondasi  $= B - 2e_B$ , (m),  
 $W'$  adalah panjang efektif fondasi  $= W - 2e_W$ , (m),  
 $B$  adalah lebar fondasi (m),  
 $W$  adalah panjang fondasi (m),  
 $\beta$  adalah kemiringan dasar dari horizontal, keatas + (der),  
 $\delta$  adalah sudut antara tanah dan dasar, kebawah + (der),  
 $D$  adalah kedalaman fondasi (m),  
 $k = D/B$  jika  $D/B \leq 1$  atau  $\tan^{-1}(D/B)$  jika  $D/B > 1$ , (radian),  
 $e_B$  adalah eksentrisitas sejajar dengan  $B = M_B/Q$ ,  
 $e_W$  adalah eksentrisitas sejajar dengan  $W = M_W/Q$ ,  
 $Q$  adalah beban vertikal pada fondasi (ton),  
 $M_B$  adalah momen lentur sejajar dengan  $B$ , (ton.m),  
 $M_W$  adalah momen lentur sejajar dengan  $W$ , (ton.m),  
 $T$  adalah beban horizontal  $\leq Q \tan \phi + A_s c_s$  kanan+ (ton),  
 $A_s$  adalah luas efektif fondasi  $= B'W'$ , (m<sup>2</sup>).

Tabel 10 Faktor-faktor koreksi dan daya dukung Vesic tanpa dimensi (Vesic 1973, Vesic 1975)

Faktor		Koheesi (c)	Irisan (g)	Beban tambahan (q)	Diagram	
Daya dukung N	$\phi = 0$	$N_c$	$N_q$	$N_q$	Gambar F 	
	$\phi > 0$	$5,14 (N_q + 1) \cot \phi$	$0,00$ atau $-2 \sin \beta$ jika $\beta > 0$ $2(N_q + 1) \tan \phi$	$1,00$ $N_q e^{\pi \tan \phi}$		
Bentuk fondasi dengan exentrisitas s	$\phi = 0$	$\zeta_{cs}$ Lajur: 1,0 $0,2(B/W')$ $1 + N_q B' / N_c W'$	$\zeta_{qs}$ (1,0 jika lajur) 1,0 $1 - 0,4(B/W')$	$\zeta_{qs}$ (1,0 jika lajur) 1,0 $1 + (B/W') \tan \phi$	Gambar G 	
	$\phi > 0$					
Koreksi $\zeta$	Beban miring i	$\phi = 0$ $\phi > 0$	$(1 - m T / A_e c_a N_c) / 2$ $\zeta_{qd} - (1 - \zeta_{qd}) / (N_q + 1)$	$[1 - T / (Q + A_e c_a \cot \phi)]^{m+1} > 0$		
	Kedalaman fondasi D	$\zeta_{cd}$ $1 + 0,4k$ $1 + 0,4k$	$\zeta_{qd}$ 1,0 1,0	$\zeta_{qd}$ 1,0 $1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$		
Kemiringan tanah $\beta$	$\phi = 0$ $\phi > 0$	$\zeta_{q\beta}$ $1 - \beta / 147,3$ $\zeta_{q\beta} - (1 - \zeta_{q\beta}) / 147,3$	$\zeta_{q\beta}$ (1-tan $\beta$ ) <sup>2</sup>	$\zeta_{q\beta}$ (1-tan $\beta$ ) <sup>2</sup>		
Kemiringan dasar $\delta$	$\phi = 0$	$\zeta_{cs}$	$\zeta_{qs}$	$\zeta_{qs}$		
	$\phi > 0$	$1 - \delta / 147$ $\zeta_{q\delta} - (1 - \zeta_{q\delta}) / 147,3$	$\zeta_{q\delta}$ (1-0,017 $\delta \tan \phi$ ) <sup>2</sup>	$\zeta_{q\delta}$ (1-0,017 $\delta \tan \phi$ ) <sup>2</sup>		
Catatan: Faktor-faktor koreksi beban miring dan beban eksentrisitas tidak boleh digunakan secara bersamaan, dan faktor satuan tidak digunakan.		B' adalah lebar efektif fondasi = $B - 2e_s$ (m), W' adalah panjang efektif fondasi = $W - 2e_w$ (m), $k = D/B$ jika $D/B \leq 1$ atau $\tan^{-1}(D/B)$ , jika $D/B > 1$ , (radian), D adalah kedalaman fondasi (m), B adalah lebar fondasi (m), Q adalah beban vertikal pada fondasi (ton), T adalah beban horizontal $\leq Q \tan \phi + A_e c_a$ kanan + (ton), A_e adalah luas efektif fondasi = $BW'$ , (m <sup>2</sup> ), $e_s$ adalah eksentrisitas sejajar dengan $B = M_y/Q$ ,		$e_w$ adalah eksentrisitas sejajar dengan $W = M_x/Q$ , $m = (2 + R_{ew}) / (1 + R_{ew})$ dengan $R_{ew}$ adalah momen lentur sejajar dengan B (ton.m), $M_w$ adalah momen lentur sejajar dengan W (ton.m), $R_{ew} = B/W$ jika T sejajar dengan B, $R_{ew} = W/B$ jika T sejajar dengan W, $\phi$ adalah sudut geser antara dasar dan tanah = $\phi$ (der), $c_a$ adalah adhesi tanah dengan dasar $\leq c$ , (t/m <sup>2</sup> ), $c$ adalah kohesi tanah atau kuat geser tidak terdrainase = $C_u$ (t/m <sup>2</sup> ).		
Nomenklatur $\phi$ adalah sudut geser dalam (der), $\delta$ adalah kemiringan dasar dari horisontal, ke atas + (der), $\beta$ adalah kemiringan tanah dari dasar, ke bawah + (der), $M_w$ adalah momen lentur sejajar dengan W, (ton.m), $N_b = \tan^2(45 + \phi/2)$ ,						

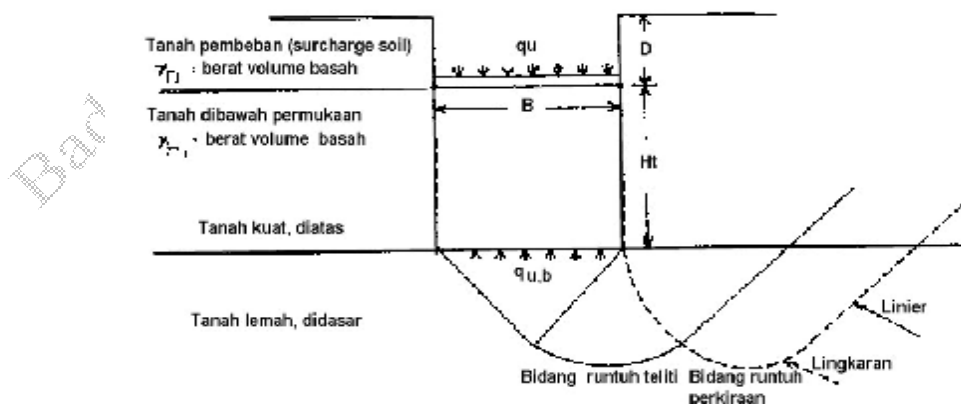
### 7.2.6 Solusi dengan komputer

Analisis penghitungan daya dukung batas dan izin dengan program komputer merupakan cara yang efektif. Uraian penjelasan program-program yang dapat digunakan adalah sebagai berikut.

- Program *CBEAR* (Mosher dan Pace 1982) dapat digunakan untuk menghitung daya dukung fondasi lajur yang dangkal, empat persegi panjang, persegi atau lingkaran di atas satu atau dua lapisan tanah. Program ini menggunakan faktor-faktor koreksi dan daya dukung *Meyerhof* dan *Vesic*.
- Program *UTEXAS2* adalah program stabilitas lereng yang dapat digunakan untuk menghitung faktor keamanan fondasi lajur yang panjang dan urugan yang terdiri atas berlapisan tanah (Edris 1987).
- Dalam program *UTEXAS2* digunakan asumsi beban fondasi bekerja sebagai beban permukaan di atas bidang datar atau miring, bidang keruntuhan berbentuk lingkaran atau bukan lingkaran. Bidang keruntuhan bukan lingkaran dapat berbentuk garis lurus dan terdiri atas irisan-irisan. Bidang geser berarah ke kiri dari beban permukaan yang bekerja pada lereng horisontal atau dalam arah berat gravitasi akan menyebabkan keruntuhan lereng tidak datar (misalnya dari elevasi tempat yang tinggi ke rendah).
- Program *UTEXAS2* dapat juga memperhitungkan pengaruh tulangan internal dalam lereng. Nilai  $q_u$  yang dihitung dengan *UTEXAS2* bisa berbeda dengan yang dihitung dengan *CBEAR*, sebab FK yang dihitung dalam *UTEXAS2* merupakan kuat geser yang ada dibagi dengan tegangan geser pada bidang keruntuhan.
- Bidang keruntuhan yang diasumsi dalam *CBEAR* tidak sama dengan bidang keruntuhan dengan FK minimum dari *UTEXAS2* dengan coba-coba. FK yang disajikan dalam Tabel 1 adalah bentuk tipikal *CBEAR*.
- Program *UTEXAS2* dapat menghitung faktor keamanan FK, namun perlu ditunjang dengan pengalaman lapangan. Oleh karena itu, sebaiknya *UTEXAS2* digunakan hanya sebagai pelengkap terhadap metode *Terzaghi*, *Meyerhof*, *Hansen*, dan *Vesic* hingga FK yang dihitung dengan *UTEXAS2* dapat meyakinkan.

### 7.2.7 Tanah berlapis-lapis

Fondasi biasanya terletak di atas tanah yang berlapis-lapis. Keragaman lapisan tanah akan mempengaruhi kedalaman bidang keruntuhan dan daya dukung yang dihitung. Penyelesaian daya dukung fondasi pada lapisan kuat yang terletak di atas lapisan lempung lunak, diperlihatkan dalam Gambar 11. Solusi ini berlaku untuk bidang geser tumbuk (*punching*). Pemodelan dengan berlapisan tanah lebih dari dua lapis biasanya tidak diperlukan.



Gambar 11 Skema sistem tanah fondasi yang berlapis-lapis

### 7.2.7.1 Kedalaman tanah

Kedalaman maksimum profil tanah yang akan dianalisis tidak perlu lebih besar dari kedalaman bidang keruntuhan ( $2 B$ ) untuk tanah homogen. Kedalaman yang lebih besar biasanya diperlukan untuk analisis penurunan.

Jika tanah di bawah fondasi lebih lemah dari tanah yang lebih dalam, bidang keruntuhan kritis kemungkinan terjadi pada kedalaman kurang dari  $2 B$ .

Jika tanah yang lebih lemah berada pada kedalaman lebih besar dari  $2 B$ , bidang keruntuhan kritis dapat berkembang hingga kedalaman lebih besar dari  $2 B$ .

### 7.2.7.2 Pasir padat di atas lempung lunak

Daya dukung batas tanah dasar fondasi pasir padat yang terletak di atas lempung lunak dapat dihitung dengan anggapan terjadi keruntuhan geser tumbuk (*punching*), dengan menggunakan bidang keruntuhan lingkaran (Hanna dan Meyerhof, 1980; Meyerhof, 1974).

$$\text{Fondasi tembok } q_u = q_{u,b} + (2\gamma_{\text{pasir}} H_t^2/B)(1+2D/H_t) K_{ps} \tan(\phi_{\text{pasir}}) - \gamma_{\text{pasir}} H_t \leq q_{ut} \dots\dots\dots (31a)$$

$$\text{Fondasi lingkaran } q_u = q_{u,b} + (2\gamma_{\text{pasir}} H_t^2/B)(1+2D/H_t) S_s K_{ps} \tan(\phi_{\text{pasir}}) - \gamma_{\text{pasir}} H_t \leq q_{ut} \dots\dots\dots (31b)$$

dengan:

$q_{u,b}$  adalah daya dukung batas di atas lapisan dasar lempung lunak yang sangat tebal ( $t/m^2$ ),

$\gamma_{\text{pasir}}$  adalah berat volume basah tanah pasir padat bagian atas ( $t/m^3$ ),

$H_t$  adalah kedalaman di bawah dasar fondasi sampai lempung lunak (m),

$D$  adalah kedalaman dasar fondasi di bawah permukaan tanah dasar (m),

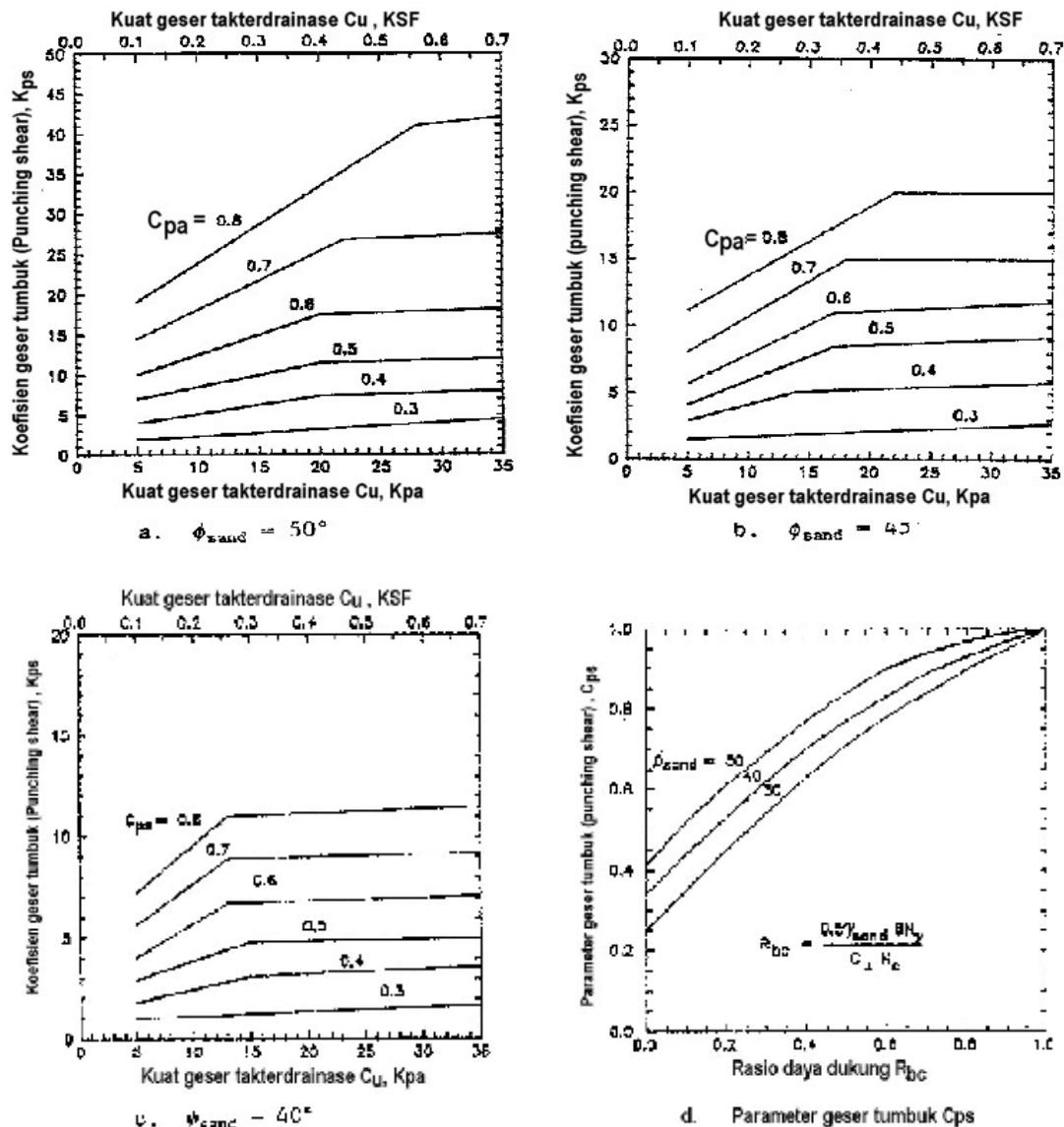
$K_{ps}$  adalah koefisien geser tumbuk, lihat Gambar 12a, 12b, dan 12c,

$\phi_{\text{pasir}}$  adalah sudut geser dalam dari pasir padat bagian atas (derajat),

$S_s$  adalah faktor bentuk,

$q_{ut}$  adalah daya dukung batas tanah padat bagian atas ( $t/m^2$ ).

Koefisien geser tumbuk/*punching* ( $K_{ps}$ ) dapat diperoleh dari grafik pada Gambar 12a, 12b, 12c dan 12d dengan menggunakan kuat geser tidak terdrainase dari lempung lunak bagian bawah dan parameter geser tumbuk ( $C_{ps}$ ).  $C_{ps}$  adalah rasio antara  $\zeta/\phi_{\text{pasir}}$  dengan  $\zeta$  yang merupakan rata-rata sudut tahanan geser yang bergerak pada bidang keruntuhan yang diasumsi, yang disajikan pada Gambar 12d dengan menggunakan  $\phi_{\text{pasir}}$  dan rasio daya dukung ( $R_{bc}$ ). Rumus  $R_{bc} = 0,5 \gamma_{\text{pasir}} B N_\gamma / (C_u N_c)$ , dengan  $B$  adalah diameter fondasi bentuk lingkaran atau lebar fondasi tembok. Faktor bentuk ( $S_s$ ) yang bervariasi dari 1,1 sampai 1,27 dapat dianggap satuan untuk analisis daya dukung fondasi dangkal secara konservatif.



Gambar 12 Diagram perhitungan daya dukung batas pasir padat di atas lempung lunak (Hanna dan Meyerhof, 1980)

### 7.2.7.3 Lapisan kaku di atas lempung lunak

Keruntuhan geser tumbuk (*punching*) dianggap terjadi pada lapisan kaku di atas lempung lunak dengan persyaratan kedalaman ( $D$ ). Daya dukung batas dapat dihitung untuk fondasi di atas permukaan tanah dasar ( $D = 0,0$ ) dengan rumus (Brown dan Meyerhof 1969) berikut.

a) Fondasi tembok  $q_u = C_{u,atas} \times N_{cw,0}$  ..... (32a)

$N_{cw,0} = 1,5 (H_t/B_{dia}) + 5,14 (C_{u,bawah}/C_{u,atas}) \leq 5,14$  ..... (32b)

Fondasi lingkaran  $q_u = C_{u,atas} N_{cc,0}$  ..... (32c)

$N_{cc,0} = 3,0 (H_t/B_{dia}) + 6,05 (C_{u,bawah}/C_{u,atas}) \leq 6,05$  ..... (32d)



dengan:

$C_{u,atas}$  adalah kuat geser tidak terdrainase dari lempung atas yang kaku ( $t/m^2$ ),  
 $C_{u,bawah}$  adalah kuat geser tidak terdrainase dari lempung bawah yang lunak ( $t/m^2$ ),  
 $N_{cw,o}$  adalah faktor daya dukung fondasi tembok,  
 $N_{cc,o}$  adalah faktor daya dukung fondasi lingkaran,  
 $B_{dia}$  adalah diameter fondasi lingkaran (m).

Fondasi empat persegi panjang dapat dikonversikan ke fondasi bentuk lingkaran dengan menggunakan  $B_{dia} = 2 (BW/\pi)^{1/2}$  dengan B dan W adalah lebar dan panjang fondasi. Faktor-faktor  $N_{cw,o}$  dan  $N_{cc,o}$  akan menimbulkan daya dukung berlebihan sekitar 10 % jika  $C_{u,bawah} / C_{u,atas} \geq 0,7$ . Grafik-grafik  $N_{cw,o}$  dan  $N_{cc,o}$  mengacu pada *Brown dan Meyerhof (1969)*.

b) Daya dukung batas dapat dihitung untuk fondasi pada kedalaman  $D > 0,0$  dengan rumus

$$\text{Fondasi tembok} \quad q_u = C_{u,atas} N_{cw,D} + \gamma D \quad (33a)$$

$$\text{Fondasi lingkaran} \quad q_u = C_{u,atas} N_{cc,D} + \gamma D \quad (33b)$$

dengan:

$N_{cw,D}$  adalah faktor daya dukung dari fondasi tembok dengan  $D > 0,0$ ,

$N_{cc,D}$  adalah faktor daya dukung dari fondasi empatpersegi panjang dengan  $D > 0,0 = N_{cw,D} [1+0,2 (B/W)]$ ,

$\gamma$  adalah berat volume basah tanah bagian atas ( $t/m^3$ ),

D adalah kedalaman fondasi (m).

$N_{cw,D}$  dapat diperoleh dengan menggunakan Tabel 11 dan  $N_{cw,o}$  dari persamaan (32b). Grafik-grafik yang digunakan untuk menghitung daya dukung dalam dua lapisan tanah, dapat mengacu pada *Department of the Navy (1982)*.

**Tabel 11 Pengaruh kedalaman fondasi D  
(Department of the Navy 1982)**

D / B	$N_{cw,D} / N_{cw,o}$
0,0	1,00
0,5	1,15
1,0	1,24
2,0	1,36
3,0	1,43
4,0	1,46

#### 7.2.7.4 Analisis komputer

Daya dukung tanah berlapis-lapis dapat dihitung dengan solusi komputer menggunakan program *CBEAR* (Mosher dan Pace, 1982). Program *UTEXAS2* (Edris, 1987) dapat menghitung FK untuk fondasi tembok dan urugan, yang belum diberlakukan dengan pengalaman lapangan. *UTEXAS2* disarankan digunakan sebagai pelengkap terhadap *CBEAR* hingga FK dapat diterima.

#### 7.2.8 Koreksi untuk fondasi besar berbentuk tikar

Dengan menggunakan persamaan (22) dan faktor-faktor daya dukung dapat dihasilkan daya dukung yang terlalu besar jika lebar  $B > 6$  ft. Hal ini disebabkan karena unsur  $0,5 B' N_\gamma \zeta_\gamma \gamma'_H$  menjadi besar sekali (DeBeer 1965, Vesic 1969).

Hal-hal yang perlu diperhatikan ialah sebagai berikut.

- Penurunan biasanya digunakan untuk mengontrol desain dan pembebanan bangunan berdimensi besar, karena tanah fondasi mengalami tegangan akibat beban yang bekerja sampai kedalaman yang cukup dalam.
- Daya dukung fondasi besar atau tika dapat dikoreksi dengan mengalikan unsur urugan  $0,5 B' \gamma_H N_\gamma \zeta_\gamma$  dengan suatu faktor reduksi (Bowles, 1988) menggunakan rumus:

$$r_\gamma = 1 - 0,25 \log_{10} B/6 \quad \text{dengan } B > 6 \text{ ft} \quad \dots\dots\dots (34).$$

### 7.2.9 Perkiraan daya dukung

Perkiraan daya dukung izin  $q_{na}$  mengacu pada Tabel 12, dan hanya digunakan khusus untuk fondasi menerus yang mendukung bangunan kecil atau sementara dan secara praktis disesuaikan dengan kinerja bangunan yang berdekatan. Lihat *Department of the Navy* (1982).

**Tabel 12 Perkiraan daya dukung izin untuk fondasi lajur/menerus  
(Department of the Navy 1982)**

Material dukung	Konsistensi Lapangan	Daya dukung izin nominal $q_{na}$ (ksf) 1 ksf = 0,4882 kg/cm <sup>2</sup>
Batuan malihan dan beku kristal masif: granit, diorit, basal, <i>gneiss</i> , konglomerat tersementasi sepenuhnya (bunyinya seperti retakan kaca).	Batuan yang berbunyi keras *	160
Batuan malihan terfoliasi: <i>slate</i> , <i>schist</i> (bunyinya seperti retakan kaca).	Batuan berbunyi sedang keras *	70
Batuan sedimen, serpih ( <i>shales</i> ) tersementasi kuat, batulanauan, batupasiran, batugamping tanpa rongga-rongga.	Batuan berbunyi sedang keras *	40
Batuan dasar lapuk atau pecah dari setiap batuan kecuali kadar batuan <i>argillaceous (shale)</i> yang tinggi, RQD < 25.	Batuan lunak	20
<i>Shale</i> padat atau batuan <i>argillaceous</i> kadar tinggi dengan bunyi keras.	Batuan lunak	20
Campuran bergradasi baik dari tanah butiran halus dan kasar: ' <i>glacial till</i> ', ' <i>hardpan</i> ', lempung bongkah (GW-GC, GC, SC).	Sangat padat	20
Kerikil, campuran kerikil-pasir, campuran kerikil bongkahan (SW, SP, SW, SP).	Sangat padat Sedang sampai padat Lepas	14 10 6
Pasir kasar sampai sedang, pasir dengan sedikit kerikil (SW, SP).	Sangat padat Sedang sampai padat Lepas	8 6 3
Pasir halus sampai sedang, pasir lanauan atau lempungan sedang sampai kasar (SW, SM, SC).	Sangat padat Sedang sampai padat Lepas	6 5 3
Lempung inorganik homogen, lempung pasir atau lempung lanauan (CL, CH).	Sangat kaku sampai keras Sedang sampai kaku Lunak	8 4 1
Lanau inorganik, lanau pasir atau lanau lempungan, pasir halus mengandung lempung lanauan yang <i>varved</i> .	Sangat kaku sampai keras Sedang sampai kaku Lunak	6 3 1
<ul style="list-style-type: none"> <li>dipukul dengan palu.</li> </ul> Catatan : Yang tercetak tebal adalah tanah		

Beberapa hal yang perlu diperhatikan ialah sebagai berikut.

- a) Daya dukung yang diakibatkan oleh beban eksentris termasuk beban mati dan beban hidup serta beban lateral permanen tidak boleh melebihi daya dukung izin ( $q_{na}$ ) yang disajikan dalam Tabel 12.
- b) Beban hidup transien akibat angin dan gempa dapat melebihi daya dukung izin sampai 1/3-nya.
- c) Untuk fondasi dengan lebar  $B < 0,90$  m (3 ft) dalam dimensi lateral terkecil, daya dukung izin adalah  $B$  kali  $1/3 \times q_{na}$  yang disajikan dalam Tabel 12.
- d) Untuk lapisan dukung di atas material lebih lunak, daya dukung lapisan lunak harus lebih kecil dari daya dukung izin nominal yang diberikan dalam Tabel 12.

$$Q / [ (B + 1,16H_t) (W + 1,16 H_t) ] \leq q_{na} \quad (35)$$

dengan:

$Q$  adalah beban vertikal pada fondasi (ton),

$B$  adalah lebar fondasi (m),

$W$  adalah panjang lateral fondasi (m),

$H_t$  adalah kedalaman sampai lapisan lunak di bawah dasar fondasi (m),

$q_{na}$  adalah tekanan dukung izin nominal ( $t/m^2$ ).

- e) Perlawanan terhadap gaya angkat harus sebesar

$$Q_{up} = (W'_T / Q_{up}) > 2 \quad (36)$$

dengan

$W'_T$  adalah berat efektif tanah total,

$Q_{up}$  adalah gaya angkat perlawanan fondasi.

## 7.3 Tembok penahan tanah

### 7.3.1 Daya dukung batas

Daya dukung batas dari tembok penahan tanah dapat dihitung dari persamaan (22) dengan menggunakan faktor-faktor tanpa dimensi dari metode *Meyerhof*, *Hansen*, atau *Vesic*, yang dijelaskan dalam Tabel 7, 9, dan 10 masing-masing. Faktor-faktor koreksi tanpa dimensi hanya memperhitungkan kedalaman dan inklinasi beban untuk tembok penahan tanah.

Persamaan (22) dapat dirumuskan kembali sebagai berikut

$$q_u = cN_c \zeta_{cd} \zeta_{ci} + \frac{1}{2} B' \gamma'_H N_\gamma \zeta_{yd} \zeta_{yi} + \sigma'_D N_q \zeta_{qd} \zeta_{qi} \quad (37)$$

dengan  $N_c$ ,  $N_\gamma$ ,  $N_q$  dan  $\zeta_c$ ,  $\zeta_\gamma$ ,  $\zeta_q$  diberikan dalam Tabel 7, 8, 9, atau 10. Jika digunakan metode *Hansen*, eksponen untuk  $\zeta_{yi}$  dan  $\zeta_{qi}$  dalam Tabel 9 harus diganti dari 5 menjadi 2 (*Bowles*, 1988).

### 7.3.2 Daya dukung izin

Daya dukung izin dapat ditentukan dari persamaan (2) dengan menggunakan  $FK = 2$  untuk tanah nonkohesif, dan  $FK = 3$  untuk tanah kohesif.

## 7.4 Pembuatan model daya dukung tanah di lapangan

Uji beban lapangan untuk fondasi ukuran skala penuh tidak umum dilakukan kecuali untuk uji beban tiang dan tiang bor (turap). Uji skala penuh biasanya tidak dilakukan, karena diperlukan beban yang besar dan biayanya mahal. Metode yang paling umum digunakan

untuk memperkirakan daya dukung tanah adalah dengan uji lapangan yang relatif sederhana dan murah, misalnya uji beban pelat, uji penetrasi standar, uji penetrasi konus, dan uji geser baling.

#### 7.4.1 Uji beban pelat

Pembebanan pelat-pelat kecil berdiameter 0,3 m - 0,75 m (12 inci - 30 inci) atau lebar  $B_p$  khususnya digunakan untuk memperkirakan daya dukung fondasi pasir. Lapisan tanah pada kedalaman  $4B$  di bawah fondasi harus sama dengan lapisan di bawah pelat. Rincian uji ini diuraikan dalam metode standar *ASTM D 1194*. Kendaraan yang besar dapat digunakan untuk memberikan reaksi terhadap beban yang bekerja.

##### 7.4.1.1 Kuat geser konstan

Daya dukung batas fondasi tanah kohesif dengan kuat geser konstan dan  $B < 4B_p$  dapat dihitung dengan rumus

$$q_u = q_{u,p} \dots\dots\dots (38a)$$

dengan:

$q_u$  adalah daya dukung batas fondasi ( $t/m^2$ ),  
 $q_{u,p}$  adalah daya dukung batas pelat ( $t/m^2$ ),  
 $B$  adalah diameter atau lebar fondasi (m),  
 $B_p$  adalah diameter atau lebar pelat (m).

##### 7.4.1.2 Kuat geser tanah meningkat secara linier dengan kedalaman

Daya dukung batas fondasi tanah nonkohesif atau tanah kohesif dengan kuat geser tanah yang meningkat secara linier dengan kedalaman dan  $B < 4B_p$  dapat dihitung dengan persamaan:

$$q_u = q_{u,p} (B/B_p) \dots\dots\dots (38b).$$

##### 7.4.1.3 Ekstrapolasi hasil uji penurunan dalam pasir

Tekanan tanah  $q_1$  dapat dihitung dengan menggunakan pendekatan modifikasi *Terzaghi* dan *Peck* (*Peck dan Bazzara, 1969; Peck, Hanson, dan Thornburn, 1974*) sebagai berikut.

$$q_1 = q / (1,5 p_i) \dots\dots\dots (39)$$

dengan

$q_1$  adalah tekanan tanah per m penurunan ( $t/m^2/m$ ),  
 $q$  adalah tekanan rata-rata yang bekerja pada pelat ( $t/m^2$ ),  
 $p_i$  adalah penurunan segera dari pelat (m).

Hasil uji beban pelat menunjukkan bahwa  $q / p_i$  pada dasarnya konstan. Kemudian nilai  $q_1$  dan diameter pelat  $B_p$  dimasukkan ke dalam grafik *Terzaghi* dan *Peck* untuk mendapatkan rasio  $D/B$  yang cocok, yaitu 1, 0,5 atau 0,25 (lihat *EM 1110-1-1904*). Dimensi fondasi sebenarnya  $B$  dimasukkan (*di-plot*) ke dalam grafik yang sama untuk mendapatkan daya dukung tekan fondasi yang diizinkan.

##### 7.4.1.4 Ekstrapolasi hasil uji

Uji beban yang dilakukan dengan menggunakan beberapa ukuran pelat dapat memberikan ekstrapolasi hasil uji pada fondasi hingga 6 kali diameter pelat pada jenis tanah yang sama. Hasil uji lapangan lain yang menggunakan data hasil uji penetrasi standar atau penetrasi konus, sebaiknya digunakan untuk diameter fondasi yang besar dan kedalamannya lebih dari  $4 B_p$ .

### 7.4.2 Uji penetrasi standar (SPT)

SPT dapat digunakan langsung untuk menghitung daya dukung izin tanah pada besaran penurunan khusus berdasarkan pada korelasi sebelumnya.

- a) Fondasi dapat dihitung dengan menggunakan persamaan modifikasi *Meyerhof* (*Meyerhof* 1956, *Meyerhof* 1974) untuk meningkatkan daya dukung sampai 50 % (*Bowles*, 1988).

$$B \leq 4 \text{ ft (1,2 m)}, q_{a,1} = (N_n / F_1) K_d \dots\dots\dots (40a)$$

$$B > 4 \text{ ft (1,2 m)}, q_{a,1} = (N_n / F_2) [(B + F_3) / B]^2 \dots\dots\dots (40b)$$

dengan:

$q_{a,1}$  adalah daya dukung izin untuk penurunan sebesar 1 inci (ksf; 1 ksf = 0,4882 ton/m<sup>2</sup>),

$K_d = 1 + 0,33 (D/B) \leq 1,33$ ,

$N_n$  adalah tahanan penetrasi standar terkoreksi sampai n% x tenaga.

Persamaan (40b) dapat digunakan untuk fondasi sampai selebar 4,5 m (15 ft).

- 1) Faktor F bergantung pada besarnya tenaga pukulan. Nilai n kira-kira sebesar 55 % untuk tahanan penetrasi tidak terkoreksi dan  $F_1 = 2,5$ ;  $F_2 = 4$ ; dan  $F_3 = 1$ . Faktor F terkoreksi sampai  $n = 70$  % x tenaga adalah  $F_1 = 2$ ;  $F_2 = 3,2$ ; dan  $F_3 = 1$ .
- 2) Gambar-gambar pada EM 1110-1-1904 memberikan grafik-grafik untuk menentukan  $q_a$  pada penurunan sebesar 1 inci dari data uji SPT dengan menggunakan pendekatan modifikasi *Terzaghi* dan *Peck*.

- b) Daya dukung bentuk tikar (*mats*) dapat dihitung dengan rumus

$$q_{a,1} = (N_n / F_2) K_d \dots\dots\dots (41a)$$

dengan:

$q_{a,1}$  adalah daya dukung izin untuk batasan penurunan sampai 1 inci.

Daya dukung izin untuk setiap penurunan  $q_a$  kemungkinan dapat berbanding linier dengan penurunan izin sebesar 1 inci, yang diperoleh dari persamaan (40) dengan anggapan penurunan bervariasi sesuai dengan tekanan.

$$q_a = p q_{a,1} \dots\dots\dots (41b)$$

dengan:

$p$  adalah penurunan (m),

$q_{a,1}$  adalah daya dukung izin untuk penurunan sebesar 1 inci (t/m<sup>2</sup>).

### 7.4.3 Uji penetrasi konus (CPT)

Daya dukung dikorelasikan dengan tahanan ujung konus  $q_c$  untuk fondasi dangkal dengan  $D/B \leq 1,5$  (*Schmertmann* 1978), dengan penjelasan sebagai berikut.

- a) Daya dukung batas tanah **nonkohesif** dihitung dengan rumus:

$$\text{Untuk lajur} \quad q_u = 28 - 0,0052 (300 - q_c)^{1,5} \dots\dots\dots (42a)$$

$$\text{Untuk persegi} \quad q_u = 48 - 0,0090 (300 - q_c)^{1,5} \dots\dots\dots (42b)$$

dengan  $q_u$  dan  $q_c$  dalam satuan tsf atau kg/cm<sup>2</sup>.

- b) Daya dukung batas tanah **kohesif** dapat dihitung dengan rumus:

$$\text{Untuk lajur} \quad q_u = 2 + 0,28 q_c \dots\dots\dots (43a)$$

$$\text{Untuk persegi} \quad q_u = 5 + 0,34 q_c \dots\dots\dots (43b)$$

dengan satuan dalam tsf atau kg/cm<sup>2</sup>.

Prosedur lain untuk memperkirakan  $q_u$  fondasi sampai selebar  $B = 2,4$  m (8 ft) dapat dilakukan dengan langkah-langkah dari *Tand*, *Funegard*, dan *Briaud*, 1986 sebagai berikut :

- 1) Tentukan ekivalen  $q_{c,eki}$  dari dasar fondasi sampai  $1,5 B$  di bawah dasar dengan rumus

$$q_{c,eki} = (q_{cb1} q_{cb2})^{0,5} \dots\dots\dots (44a)$$

dengan:

$q_{c,eki}$  adalah daya dukung tekan ujung konus ekivalen di bawah fondasi (ksf, 1ksf = 0,4882 kg/cm<sup>2</sup>),

$q_{cb1}$  adalah tahanan ujung rata-rata dari 0,0 sampai 0,5  $B$  (ksf),

$q_{cb2}$  adalah tahanan ujung konus rata-rata dari 0,5  $B$  sampai 1,5  $B$  (ksf).

- 2) Tentukan kedalaman ekivalen pembenaman,  $D_e$  (ft) untuk menghitung pengaruh tanah kuat atau tanah lunak di atas elevasi dukung, dengan rumus

$$D_e = \sum_{i=1}^n (\Delta z_i q_{ci} / q_{c,eki}) \dots\dots\dots (44b)$$

dengan:

$n$  adalah jumlah inkremen kedalaman terhadap  $D$ ,

$D$  adalah kedalaman pembenaman yang sebenarnya, (ft),

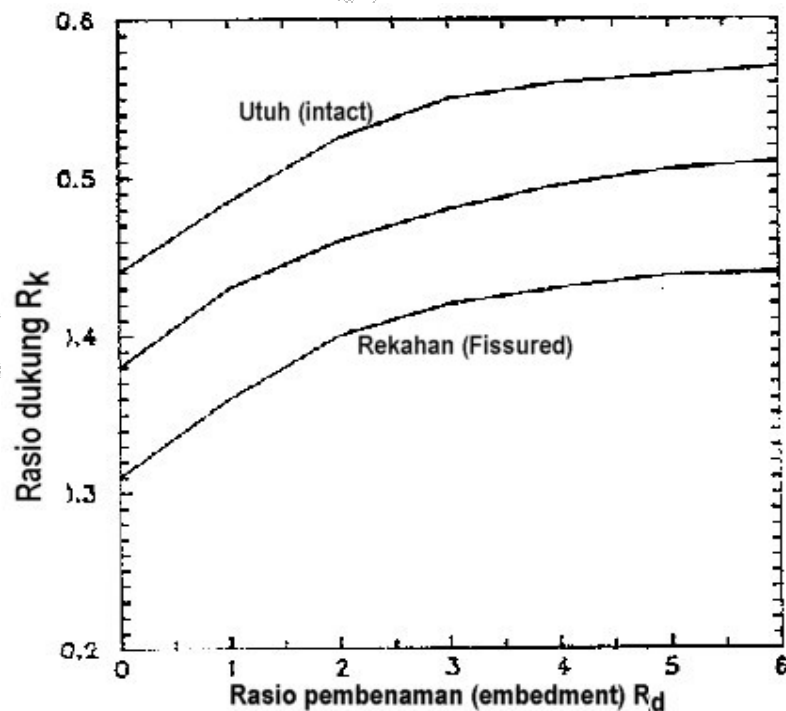
$\Delta z_i$  adalah kedalaman inkremen  $i$  (ft),

$q_{ci}$  adalah tahanan ujung konus dari inkremen kedalaman  $i$ , (ksf),

$q_{c,eki}$  adalah daya dukung tekan ujung konus ekivalen di bawah fondasi (ksf).

- 3) Tentukan rasio antara kedalaman tertanam ekivalen dengan lebar fondasi, dengan menggunakan rumus

$$R_d = D_e / B \dots\dots\dots (44c).$$



Gambar 13 Rasio daya dukung  $R_k$  untuk fondasi bulat dan segi empat yang dibebani secara aksial (*Tand*, *Funegard*, dan *Briaud*, 1986)

- 4) Perkirakan rasio dukung  $R_k$  dari Gambar 13 dengan menggunakan  $R_d$ . Kurva batas bawah dapat berlaku untuk lempung rekahan atau lempung dengan cermin sesar (*slickensided*). Kurva rata-rata berlaku untuk semua lempung lainnya kecuali jika uji beban telah memenuhi kurva batas atas pada lempung utuh.
- 5) Perkirakan tekanan *overburden* total ( $\sigma_{vo}$ ), kemudian hitung

$$q_{ua} = R_k (q_{c,eki} - \sigma_{vo}) + \sigma_{vo} \dots\dots\dots (44d)$$

dengan  $q_{ua}$  adalah daya dukung batas fondasi berbentuk persegi atau bundar yang dibebani secara aksial dengan permukaan tanah dan dasarnya datar. Tentukan  $q_{ua}$  yang diperoleh dari persamaan (44d) untuk bentuk, beban eksentris, tanah dasar miring atau dasar yang terpuntir dengan menggunakan faktor-faktor kohesi dari *Hansen* (Tabel 9) untuk memperoleh daya dukung batas sebagai berikut

$$q_u = \zeta_c q_{ua} \dots\dots\dots (44e)$$

dengan  $\zeta_c$  dihitung menggunakan persamaan (29a).

#### 7.4.4 Uji geser baling

Uji geser baling cocok dilakukan untuk tanah kohesif, sebab daya dukungnya dipengaruhi oleh pembebanan tidak terdrainase jangka pendek yang disimulasikan dengan pengujian ini. Daya dukung dapat dihitung dengan rumus (*Canadian Geotechnical Society*, 1985).

$$q_u = 5 R_v t_u [1 + 0,2 D/B][1 + 0,2 B/L] + \sigma_{vo} \dots\dots\dots (45)$$

dengan:

$R_v$  adalah faktor reduksi kuat geser, lihat Gambar 14,

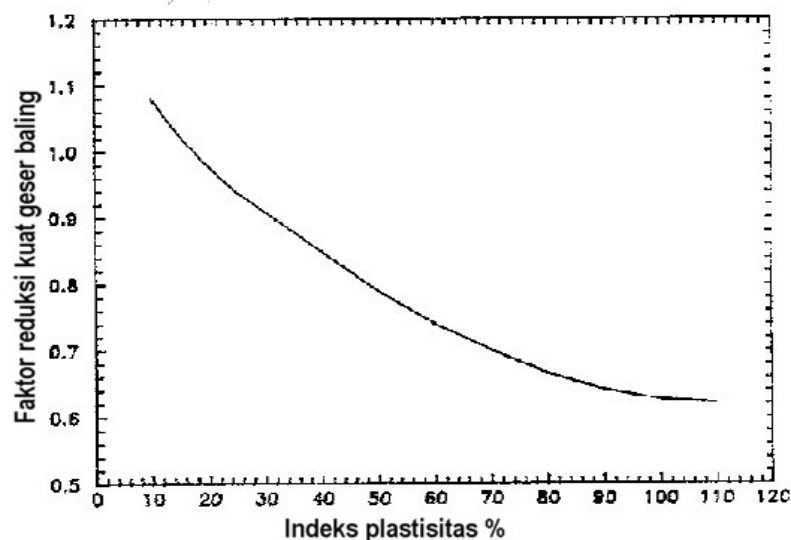
$t_u$  adalah kuat geser tidak terdrainase terukur selama uji geser baling di lapangan (ksf),

$D$  adalah kedalaman fondasi (ft),

$B$  adalah lebar fondasi (ft),

$L$  adalah panjang fondasi (ft),

$\sigma_{vo}$  adalah total tekanan *overburden* tanah vertikal pada elevasi fondasi (ksf).

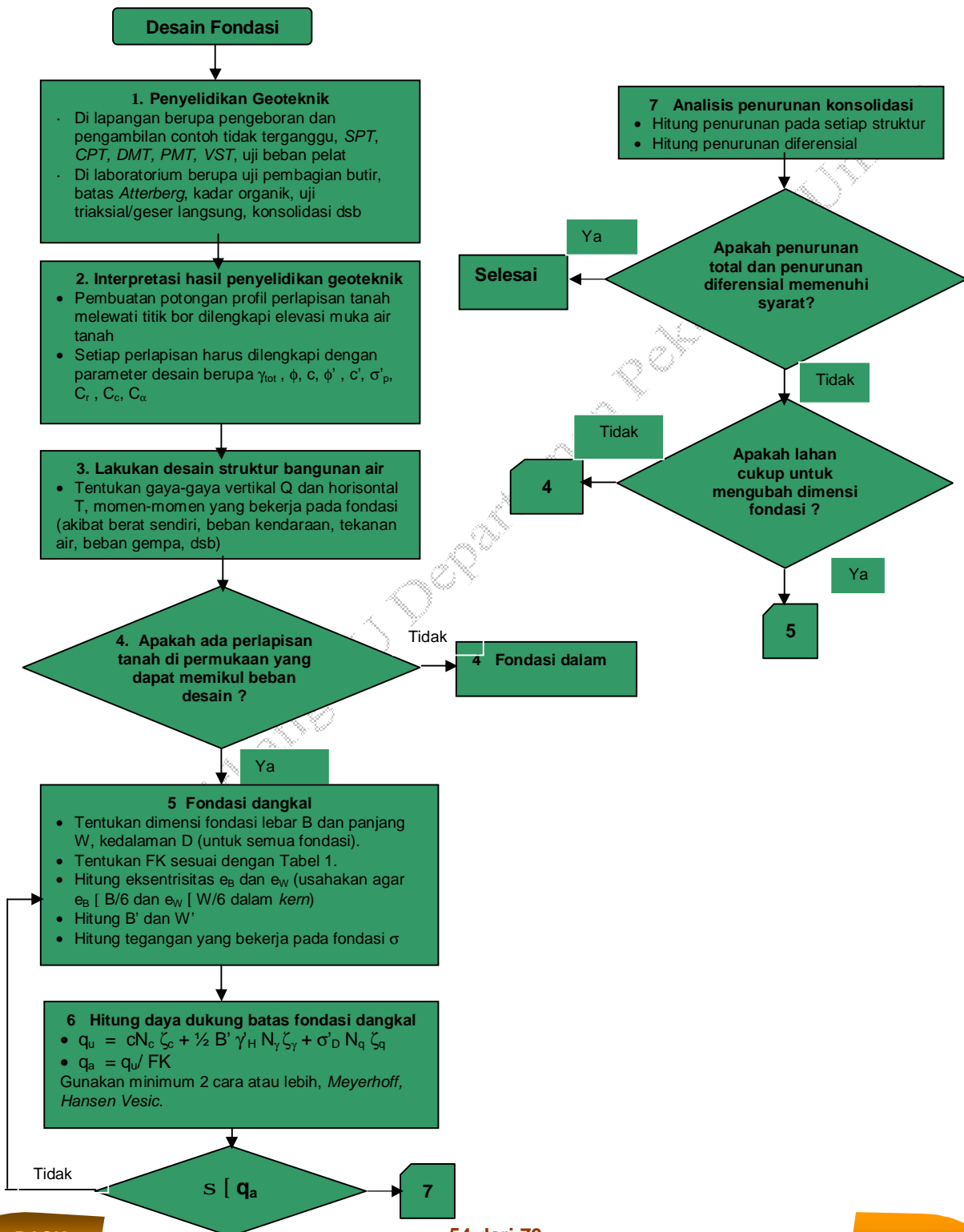


Gambar 14 Faktor reduksi kuat geser baling di lapangan  
(*Bjerrum*, 1973)



## Lampiran A (normatif)

### Bagan alir analisis daya dukung tanah fondasi dangkal bangunan air



## Lampiran B (normatif)

### Contoh perhitungan daya dukung tanah fondasi

#### B.1 Jenis-jenis perhitungan daya dukung

Perhitungan daya dukung yang diuraikan berikut ini meliputi:

- Untuk fondasi lajur yang dibuat di atas permukaan tanah dasar yang dibebani beban vertikal.
- Untuk fondasi empatpersegi panjang yang dibuat di bawah permukaan tanah dasar dan dibebani beban miring.
- Untuk fondasi empatpersegi panjang terpuntir atau miring dan dibebani beban eksentris.

Contoh-contoh perhitungan tambahan antara lain diberikan dalam penggunaan program *CBEAR* (Mosher dan Pace, 1982). Analisis stabilitas lereng urugan atau tanggul diuraikan dalam penggunaan program *UTEXAS2* (Edris, 1987). Dalam praktek analisis daya dukung harus dilakukan paling sedikit dengan menggunakan tiga metode.

#### B.2 Fondasi tembok

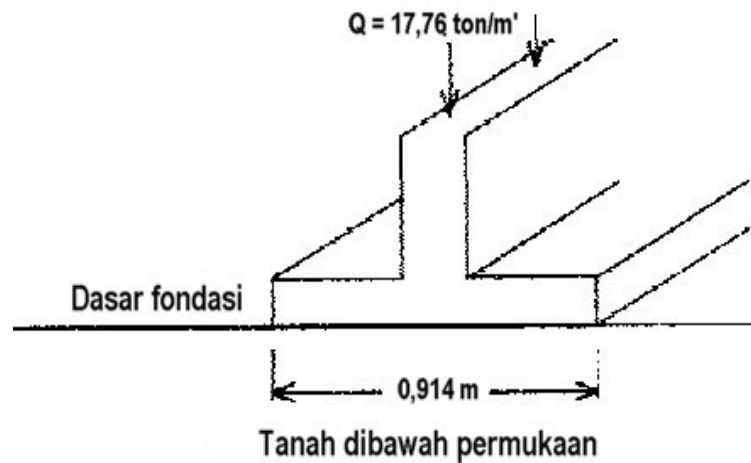
Fondasi tembok dengan lebar 0,914 m dan beban  $Q = 17,76 \text{ ton/m'}$  (tekanan dukung  $q = 19,43 \text{ ton/m}^2$ ) direncanakan untuk mendukung bagian bangunan di lokasi konstruksi yang telah dipilih. Fondasi diasumsi akan dibangun pada atau dekat permukaan tanah dasar dengan  $D = 0,0$  dan  $\sigma'_D = 0,0$  (lihat Gambar B.1). Kedalaman  $H$  direncanakan sebesar  $< 2 \text{ B}$  atau  $< 1,83 \text{ m}$ .

Hal-hal yang perlu diperhatikan adalah sebagai berikut.

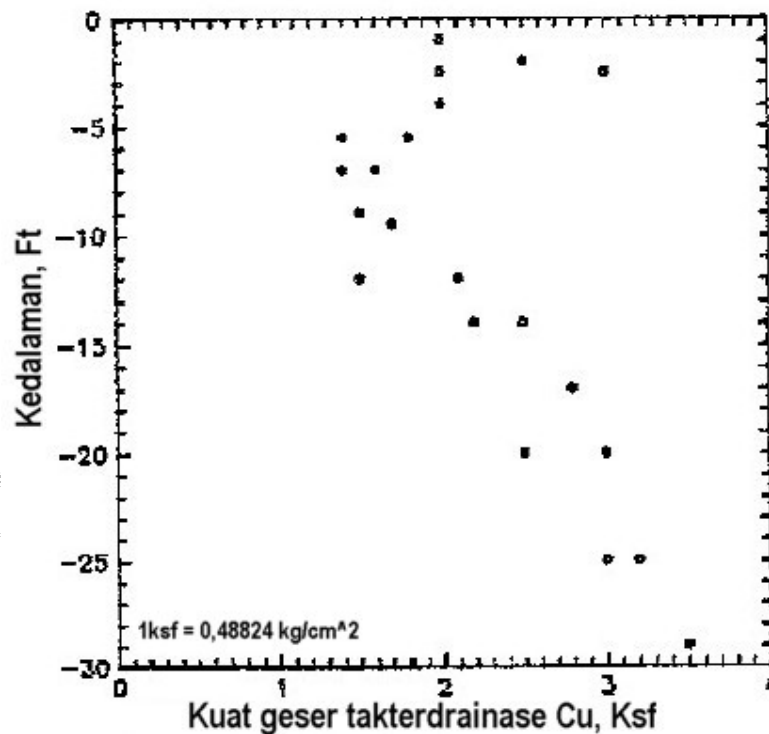
- Hasil penyelidikan tanah menggambarkan bahwa tanah di lokasi rencana konstruksi adalah tanah kohesif yang homogen secara lateral. Hasil-hasil uji tekan triaksial tidak terdrainase pada benda uji tanah tidak terganggu dimaksudkan untuk memperkirakan kuat geser tanah tidak terdrainase. Tekanan keliling pada benda uji ini sama dengan tekanan *overburden* vertikal total yang bekerja pada benda uji di lapangan. Hasil uji ini menunjukkan distribusi kuat geser dengan kedalaman seperti diperlihatkan pada Gambar B.2. Kuat geser minimum  $c = c_u = 6,86 \text{ ton/m}^2$  yang diamati sedalam 0,50 m - 2,20 m di bawah permukaan tanah dasar yang dipilih untuk analisis ini, dengan sudut geser  $\phi = 0,0^\circ$  dan berat volume basah  $= 1,907 \text{ ton/m}^3$ .
- Daya dukung batas dapat dihitung dengan:
  - Metode *Terzaghi* dan menggunakan Tabel 5 yang menghasilkan nilai  $N_c = 5,7$ ,  $N_q = 1,0$  dan  $N_\gamma = 0,00$ . Daya dukung total  $q_u$  adalah  $q_u = cN_c = 6,86 \times 5,7 = 39,10 \text{ ton/m}^2$ . Berarti dengan metode *Terzaghi* diperoleh daya dukung batas  $q_u = 39,10 \text{ ton/m}^2$ .
  - Metode *Meyerhof* untuk fondasi tembok dengan menggunakan program *CBEAR* lapangan  $q_u = 35,26 \text{ ton/m}^2$ . Hasil penyelesaian menurut *Hansen* dan *Vesic* juga akan sama.
- Daya dukung izin dinyatakan dengan FK menurut Tabel 1 adalah 3,0. Oleh karena itu,  $q_a$  dihitung dengan menggunakan persamaan (2a) adalah  $q_a = q_u / \text{FK} = 39,10 / 3 = 13,03 \text{ ton/m}^2$  menurut solusi *Terzaghi* dan  $35,26 / 3 = 11,75 \text{ ton/m}^2$  menurut *CBEAR*. Solusi dengan menggunakan program *UTEXAS2* memberikan nilai FK minimum = 2,2 untuk

bidang runtuh lingkaran dengan jari-jari 0,914 m dan pusatnya berada pada ujung kiri fondasi.

- d) Rekomendasi nilai  $q_a$  berkisar antara  $11,75 \text{ ton/m}^2$  sampai  $13,03 \text{ ton/m}^2$  sementara tekanan desain yang diusulkan  $q_d = 19,43 \text{ ton/m}^2$ , sehingga  $q_d$  harus dikurangi sampai  $11,75 \text{ ton/m}^2 \leq q_a$ .



Gambar B.1 Contoh analisis daya dukung fondasi lajur



Gambar B.2 Contoh hubungan distribusi kuat geser tidak terdrainase dengan kedalaman

### B.3 Fondasi empat persegi panjang dengan beban miring

Fondasi empatpersegi panjang dengan  $B = 0,914$  m,  $W = 1,83$  m,  $D = 0,61$  m, harus ditempatkan dalam tanah nonkohesif pada permukaan horisontal ( $\beta = 0,0^\circ$ ) dan tanpa kemiringan dasar ( $\delta = 0,0^\circ$ ). Sudut geser efektif  $\phi' = 30^\circ$  dan kohesi  $c = c_u = 0,0$ . Berat volume basah (lembap) tanah beban tambahan  $\gamma_D = 1,907$  ton/m<sup>3</sup>, tanah dasar  $\gamma_H = 2,066$  ton/m<sup>3</sup>, dan kedalaman air tanah  $D_{GWT} = 0,914$  m.

Berat volume jenuh dianggap sama dengan berat volume basah. Beban vertikal yang bekerja pada fondasi adalah  $Q = 14,50$  ton dan beban horisontal  $T = +0,9$  ton ke arah kanan.

#### B.3.1 Perhitungan tegangan efektif

Berat volume tanah karena muka air tanah dihitung dengan menggunakan persamaan (6).

$$\gamma_{HSUB} = \gamma_H - \gamma_w = 2,066 - 1,00 = 1,066 \text{ ton/m}^3$$

$$H = B \tan (45 + \phi'/2) = 0,914 \times 1,73 = 1,581 \text{ m}$$

$$\gamma'_H = \gamma_{HSUB} + [(D_{GWT} - D)/H] \gamma_w = 1,066 + [(0,914 - 0,61)/1,581] \times 1,00 = 1,258 \text{ ton/m}^3.$$

$$\text{Dari persamaan (7a), diperoleh } \sigma'_D = \sigma_D = \gamma_D D = 1,907 \times 0,61 = 1,163 \text{ ton/m}^2.$$

#### B.3.2 Metode Meyerhof

Dari Tabel 8 untuk  $\phi' = 30^\circ$  diperoleh  $N_q = 18,40$ ,  $N_\gamma = 15,67$  dan  $N_\phi = 3,00$ . Nilai  $N_c$  tidak diperlukan karena  $c = 0,0$ . Berdasarkan Tabel 7 dapat dihitung faktor-faktor berikut.

a) Faktor koreksi irisan  $\zeta_Y = \zeta_{Ys} \zeta_{Yi} \zeta_{Yd}$

$$\zeta_{Ys} = 1 + 0,1 N_\phi (B' / W') = 1 + 0,1 \times 3,00 \times (0,914 / 1,83) = 1,15$$

$$R = (Q^2 + T^2)^{0,5} = (4,5^2 + 0,90^2)^{0,5} = 4,589 \text{ ton}$$

$$\theta = \cos^{-1} (Q / R) = \cos^{-1} (4,5 / 4,589) = 11,4^\circ < \phi' = 30^\circ$$

$$\zeta_{Yi} = [1 - (\theta / \phi')]^2 = [1 - (11,4 / 30)]^2 = 0,384$$

$$\zeta_{Yd} = 1 + 0,1 (\sqrt{N_\phi}) (D / B) = 1 + 0,1 \times 1,73 \times (0,61 / 0,914) = 1,115$$

$$\zeta_Y = 1,15 \times 0,384 \times 1,115 = 0,49.$$

b) Faktor koreksi urugan  $\zeta_q = \zeta_{qs} \zeta_{qi} \zeta_{qd}$

$$\zeta_{qs} = \zeta_{Ys} = 1,15$$

$$\zeta_{qi} = [1 - (\theta / 90)]^2 = [1 - (11,4 / 90)]^2 = 0,763$$

$$\zeta_{qd} = \zeta_{Yd} = 1,115$$

$$\zeta_q = 1,15 \times 0,763 \times 1,115 = 0,98.$$

c) Daya dukung batas total menurut persamaan (22) adalah

$$q_u = 0,5 \cdot B \cdot \gamma_H \cdot N_\gamma \cdot \zeta_Y + \sigma'_D \cdot N_q \cdot \zeta_q$$

$$= 0,5 \times 0,914 \times 1,238 \times 15,67 \times 0,49 + 1,163 \times 18,40 \times 0,98 = 4,414 + 20,971 = 25,385 \text{ ton/m}^2$$

#### B.3.3 Metode Hansen

Dari Tabel 8 untuk  $\phi' = 30^\circ$ ,  $N_q = 18,40$ ,  $N_\gamma = 15,07$  dan  $N_\phi = 3,00$ . Nilai  $N_c$  tidak diperlukan karena  $c = 0,0$ . Berdasarkan Tabel 9 dapat dihitung faktor-faktor berikut.

a) Faktor koreksi irisan  $\zeta_Y = \zeta_{Ys} \zeta_{Yi} \zeta_{Yd} \zeta_{Y\beta} \zeta_{Y\delta}$  dengan  $\zeta_{Y\beta} = \zeta_{Y\delta} = 1,00$ .

$$\zeta_{Ys} = 1 - 0,4 (B' / W') = 1 - 0,4 (0,914 / 1,83) = 0,80$$

$$\zeta_{Yi} = [1 - (0,7 T / Q)]^5 = [1 - (0,7 \times 0,9 / 4,5)]^5 = 0,47$$

$$\zeta_{Yd} = 1,00$$

$$\zeta_Y = 0,80 \times 0,47 \times 1,00 = 0,376.$$

- b) Faktor koreksi beban tambahan  $\zeta_q = \zeta_{qs} \zeta_{qi} \zeta_{qd} \zeta_{q\beta} \zeta_{q\delta}$  dengan  $\zeta_{q\beta} = \zeta_{q\delta} = 1,00$ .

$$\zeta_{qs} = 1 + (B / W) \tan f = 1 + (0,914 / 1,83) \times 0,577 = 1,289$$

$$\zeta_{qi} = [1 - (0,5 T / Q)]^5 = [1 - (0,5 \times 0,9 / 4,5)]^5 = 0,59$$

$$k = D / B = 0,61 / 0,914 = 0,667$$

$$\zeta_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \cdot k = 1 + 2 \times 0,577 \times (1 - 0,5)^2 \times 0,667 = 1,192$$

$$\zeta_q = 1,289 \times 0,59 \times 1,192 = 0,907.$$

- c) Daya dukung batas total dihitung dengan menggunakan persamaan (22)

$$\begin{aligned} q_u &= 0,5 B \gamma'_H N_\gamma \zeta_\gamma + \sigma'_D N_q \zeta_q \\ &= 0,5 \times 0,914 \times 1,258 \times 15,07 \times 0,376 + 1,163 \times 18,40 \times 0,907 = 3,387 + 19,409 \\ &= 22,796 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

### B.3.4 Metode Vesic

Dari Tabel 8 untuk  $\phi' = 30^\circ$ , diperoleh  $N_q = 18,40$ ,  $N_\gamma = 22,40$  dan  $N_\phi = 3,00$ . Nilai  $N_c$  tidak diperlukan disini. Dengan menggunakan Tabel 10 dapat dihitung faktor-faktor berikut.

- a) Faktor koreksi irisan  $\zeta_\gamma = \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma \beta} \zeta_{\gamma \delta}$  dengan  $\zeta_{\gamma \beta} = \zeta_{\gamma \delta} = 1,00$ .

$$\zeta_{\gamma s} = 1 - 0,4 \times B / W = 1 - 0,4 \times 0,914 / 1,83 = 0,80$$

$$R_{BW} = B / W = 0,914 / 1,83 = 0,5$$

$$m = (2 + R_{BW}) / (1 + R_{BW}) = (2 + 0,5) / (1 + 0,5) = 1,67$$

$$\zeta_{\gamma i} = [(1 - (T / Q))^{m+1}] = [1 - (0,9 / 4,5)]^{1,67+1} = 0,551$$

$$\zeta_\gamma = 0,80 \times 0,551 \times 1,00 = 0,441.$$

- b) Faktor koreksi urugan  $\zeta_q = \zeta_{qs} \zeta_{qi} \zeta_{qd} \zeta_{q\beta} \zeta_{q\delta}$  dengan  $\zeta_{q\beta} = \zeta_{q\delta} = 1,00$ .

$$\zeta_{qs} = 1 + (B / W) \tan \phi = 1 + (0,914 / 1,83) \times 0,577 = 1,289$$

$$\zeta_{qi} = [1 - (T / Q)]^m = 0,689$$

$$\zeta_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \times k = 1 + 2 \times 0,577 \times (1 - 0,5)^2 \times 2 / 3 = 1,192$$

$$\zeta_q = 1,289 \times 0,689 \times 1,192 = 1,058.$$

- c) Daya dukung batas total dihitung dari persamaan (11a)

$$\begin{aligned} q_u &= 0,5 B \gamma'_H N_\gamma \zeta_\gamma + \sigma'_D N_q \zeta_q \\ &= 0,5 \times 0,914 \times 1,258 \times 22,40 \times 0,441 + 1,163 \times 18,40 \times 1,058 = 5,679 + 22,64 \\ &= 28,32 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

### B.3.5 Program CBEAR

Elevasi nol ditentukan 0,914 m (3 ft) di bawah dasar fondasi. Data masukan untuk program dalam satuan British (periksa Gambar B.3) adalah sebagai berikut.

- a) Koordinat fondasi  $x_1 = 10,00$ ,  $y_1 = 3,00$  dan  $x_2 = 13,00$ ,  $y_2 = 3,00$  serta panjang fondasi = 6,00.

- b) Koordinat tanah (elevasi puncak tanah dasar):  $x_1 = x_{s1} = 10,00$ ;  $y_1 = y_{s1} = 3,00$   
 $x_2 = x_{s2} = 13,00$ ;  $y_2 = y_{s2} = 3,00$ .

- c) Sifat-sifat tanah dasar : berat volume basah (lembap)  $\gamma_H = 130 \text{ pounds / ft}^3$

$$\begin{aligned} \text{berat volume jenuh} &= \gamma_H \\ \text{sudut geser} &= 30^\circ \\ \text{kohesi} &= 0,00. \end{aligned}$$

- d) Pilihan: Satu lapisan urugan : koordinat y dari puncak urugan = 5,00 ft  
 berat volume lembap = 120 pounds / ft<sup>3</sup>  
 berat volume jenuh = 120 pounds / ft<sup>3</sup>.

Deskripsi muka air : koordinat y dari puncak muka air = 2,00 ft  
 berat volume air = 62,5 pounds / ft<sup>3</sup>

Deskripsi beban yang bekerja: beban yang bekerja (R) = 10,2 kips  
 koordinat x dari titik manfaat dasar = 11,5 ft  
 koordinat z dari titik manfaat dasar = 3,00 ft  
 inklinasi beban searah jarum jam dari vertikal=11,4°.

e) Perhitungan dengan *CBEAR* menghasilkan  $q_u = 5,34 \text{ ksf} = 26,166 \text{ ton/m}^2$

f) Perbandingan daya dukung menurut metode yang digunakan adalah

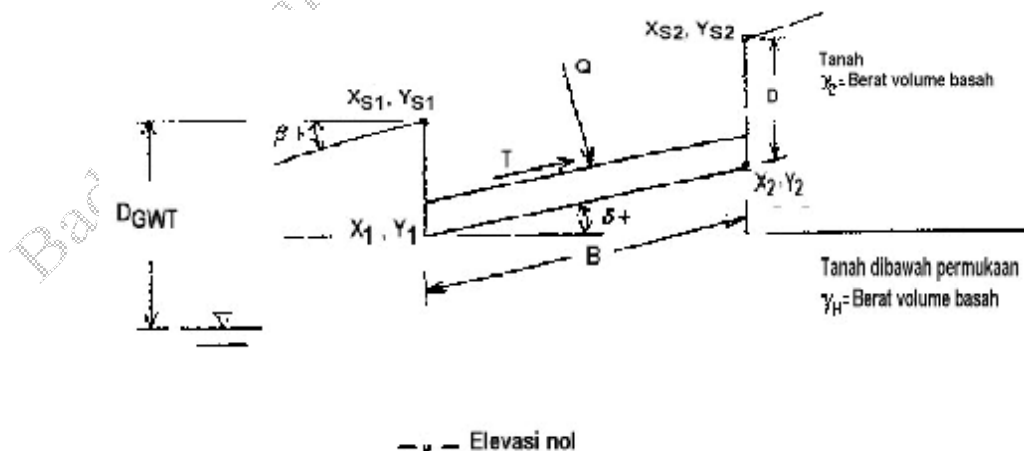
**Tabel B.1 Daya dukung fondasi empat persegi panjang dengan beban miring**

Metode	Total $q_u$ (ton/m <sup>2</sup> )	Netto $q'_u$ (ton/m <sup>2</sup> )
<i>Meyerhof</i>	25,385	24,222
<i>Hansen</i>	22,796	21,633
<i>Vesic</i>	28,320	27,157
Program <i>CBEAR</i>	26,166	25,003

Daya dukung efektif didapatkan dengan mengurangi  $q_u$  dengan  $\gamma_D$ .  $D = 1,907 \times 0,61 = 1,163 \text{ ton/m}^2$  menggunakan persamaan (23). Resultante tekanan yang bekerja pada fondasi adalah  $q_r = R / (BW) = 4,589 / (0,914 \times 1,83) = 2,744 \text{ ton/m}^2$ . Faktor keamanan dari semua metode di atas sesuai dengan daya dukung efektif dalam orde  $q'_u / q_r \approx 9$ . Dari perhitungan di atas ternyata metode *Hansen* yang paling konservatif.

#### B.4 Fondasi empatpersegi panjang dengan eksentrisitas, kemiringan dasar, dan kemiringan tanah

Fondasi empatpersegi panjang dengan  $B = 0,914 \text{ m}$  dan  $W = 1,524 \text{ m}$ , dibuat di atas tanah nonkohesif dengan kemiringan dasar  $\delta = 5^\circ$  dan kemiringan tanah dasar  $\beta = 15^\circ$  seperti diperlihatkan dalam Tabel 9 dan Gambar B.3. Nilai-nilai parameter  $\phi' = 26^\circ$  dan  $c = c_a = 0,0$ , berat volume basah tanah  $\gamma_D = 1,907 \text{ ton/m}^3$ , berat volume basah tanah dasar  $\gamma_H = 2,066 \text{ ton/m}^3$ , dan kedalaman air tanah  $D_{GWT} = 0,914 \text{ m}$ . Beban vertikal yang bekerja  $Q = 4,5 \text{ ton}$  dan beban horisontal  $T = 0 \text{ ton}$ , sementara  $M_B = 0,686 \text{ ton-m}$  dan  $M_W = 1,372 \text{ ton-m}$ .



**Gambar B.3 Fondasi dangkal dengan kemiringan lereng dan dasar tanah**

Hal-hal yang harus diperhatikan adalah sebagai berikut.

- a) Perkiraan koordinat dengan  $\delta = 5^\circ$  memperlihatkan elevasi sisi kanan dari dasar sebesar  $0,914 \sin(5^\circ) = 0,08$  m yang lebih tinggi dari sisi kiri. Namun, dengan  $\beta = 15^\circ$  memperlihatkan elevasi fondasi sisi kanan pada permukaan tanah dasar, yaitu  $3 \sin(15^\circ) = 0,237$  m yang lebih tinggi dari sisi kiri.

- b) Perhitungan tegangan efektif, dengan kedalaman air tanah rata-rata  $D_{GWT} = 0,914 + 0,237 / 2 = 1,033$  m).  $D$  rata-rata  $= 0,610 + 0,237/2 - 0,08/2 = 0,689$  m. Perhitungan berat volume tanah basah dengan kondisi muka air dari persamaan (6) adalah sebagai berikut.

$$\gamma_{HSUB} = \gamma_H - \gamma_w = 2,066 - 1,00 = 1,066 \text{ ton/m}^3$$

$$H = B \tan [45 + (\phi'/2)] = 0,914 \times 1,73 = 1,581 \text{ m}$$

$$\gamma_H = \gamma_{HSUB} + [(D_{GWT} - D)/H] \times \gamma_w = 1,066 + [(1,033 - 0,689)/1,581] \times 1,00 = 1,284 \text{ ton/m}^3$$

$$\sigma'_D = \sigma_D = \gamma_D \cdot D = 1,907 \times 0,689 = 1,314 \text{ ton/m}^2.$$

- c) Eksentrisitas akibat momen lentur dihitung dari persamaan (25c) dan (25d) sebagai berikut

$$e_B = M_B / Q = 0,686 / 4,5 = 0,152 \text{ m}$$

$$e_w = M_w / Q = 1,372 / 4,5 = 0,305 \text{ m}$$

Dimensi efektif yang dihitung dari persamaan (25a) dan (25b) adalah

$$B' = B - 2e_B = 0,914 - 2 \times 0,152 = 0,61 \text{ m}$$

$$W' = W - 2e_w = 1,524 - 2 \times 0,305 = 0,914 \text{ m}.$$

- d) Dengan menggunakan metode *Hansen* dan Tabel 8 untuk  $\phi' = 26^\circ$ , diperoleh  $N_q = 11,85$  dan  $N_\gamma = 7,94$ . Faktor  $N_c$  tidak diperlukan, karena  $c = 0,0$ .

Berdasarkan Tabel 9 dapat dihitung:

- 1) Faktor koreksi irisan  $\zeta_\gamma = \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma \beta} \zeta_{\gamma \delta}$  dengan  $\zeta_{\gamma i} = 1,00$ .

$$\zeta_{\gamma s} = 1 - 0,4 \cdot B' / W' = 1 - 0,4 \times 0,61 / 0,914 = 0,733$$

$$\zeta_{\gamma d} = 1,00$$

$$\zeta_{\gamma \beta} = (1 - 0,5 \tan \beta)^5 = (1 - 0,5 \tan 15^\circ)^5 = 0,487$$

$$\zeta_{\gamma \delta} = e^{-0,047 \cdot d \cdot \tan \phi'} = e^{-0,047 \cdot 5 \cdot \tan 26^\circ} = 0,892$$

$$\zeta_\gamma = 0,733 \times 1,000 \times 0,487 \times 0,892 = 0,318.$$

- 2) Faktor koreksi urugan  $\zeta_q = \zeta_{qs} \zeta_{qi} \zeta_{qd} \zeta_{q\beta} \zeta_{q\delta}$  dengan  $\zeta_{qi} = 1,00$

$$\zeta_{qs} = 1 + (B' / W') \tan \phi = 1 + (0,61 / 0,914) \times 0,488 = 1,325$$

$$k = D / B = 0,689 / 0,914 = 0,753$$

$$\zeta_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 k = 1 + 2 \times 0,488 (1 - 0,438)^2 \times 0,753 = 1,232$$

$$\zeta_{q\beta} = \zeta_{\gamma \beta} = 0,487$$

$$\zeta_{q\delta} = e^{-0,035 \cdot d \cdot \tan \phi'} = e^{-0,035 \cdot 5 \cdot \tan 26^\circ} = 0,918$$

$$\zeta_q = 1,325 \times 1,232 \times 0,487 \times 0,918 = 0,730.$$

- 3) Daya dukung batas total dihitung dari persamaan (22)

$$\begin{aligned} q_u &= 0,5 \cdot B \cdot \gamma_H \cdot N_\gamma \cdot \zeta_\gamma + \sigma'_D \cdot N_q \cdot \zeta_q \\ &= 0,5 \times 0,61 \times 1,284 \times 7,942 \times 0,318 + 1,314 \times 11,85 \times 0,730 = 0,989 + 11,367 \\ &= 12,356 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

- e) Dengan menggunakan metode *Vesic* dan Tabel 8 untuk  $\phi' = 26^\circ$  diperoleh  $N_q = 11,85$  dan  $N_\gamma = 12,54$ . Faktor  $N_c$  tidak diperlukan disini.



Berdasarkan Tabel 10 dapat dihitung faktor-faktor sebagai berikut.

- 1) Faktor koreksi irisan  $\zeta_Y = \zeta_{Ys} \zeta_{Yi} \zeta_{Yd} \zeta_{Y\beta} \zeta_{Y\delta}$  dengan  $\zeta_{Yi} = \zeta_{Yd} = 1,00$

$$\zeta_{Ys} = 1 - 0,4 B'/W' = 1 - 0,4 \times 0,61 / 0,914 = 0,733$$

$$\zeta_{Yd} = 1,00$$

$$\zeta_{Y\beta} = (1 - \tan \beta)^2 = (1 - \tan 15)^2 = 0,536$$

$$\zeta_{Y\delta} = (1 - 0,017 \delta \tan \phi')^2 = (1 - 0,017 \times 5 \times \tan 26)^2 = 0,919$$

$$\zeta_Y = 0,733 \times 1,00 \times 0,536 \times 0,919 = 0,361.$$

- 2) Faktor koreksi urugan  $\zeta_q = \zeta_{qs} \zeta_{qi} \zeta_{qd} \zeta_{q\beta} \zeta_{q\delta}$  dengan  $\zeta_{qi} = \zeta_{q\delta} = 1,00$

$$\zeta_{qs} = 1 + (B'/W') \tan \phi = 1 + (0,61 / 0,914) \times 0,488 = 1,325$$

$$\zeta_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 k = 1 + 2 \times 0,488 (1 - 0,438)^2 \times 0,753 = 1,232$$

$$\zeta_{q\beta} = \zeta_{Y\beta} = 0,536$$

$$\zeta_{q\delta} = \zeta_{Y\delta} = 0,919$$

$$\zeta_q = 1,325 \times 1,232 \times 0,536 \times 0,919 = 0,804.$$

- 3) Daya dukung batas total dihitung dengan menggunakan persamaan (22)

$$\begin{aligned} q_u &= 0,5 B \gamma'_H N_\gamma \zeta_Y + \sigma'_D N_q \zeta_q \\ &= 0,5 \times 0,61 \times 1,284 \times 12,54 \times 0,361 + 1,314 \times 11,85 \times 0,804 = 1,773 + 12,519 \\ &= 14,292 \text{ ton/m}^2. \end{aligned}$$

- f) Program *CBEAR* (satuan British) dengan data masukan sebagai berikut (lihat Gambar B.3).

- 1) Koordinat fondasi:  $x_1 = 10,00$ ;  $y_1 = 3,00$  dan  $x_2 = 13,00$ ;  $y_2 = 3,26$  serta panjang fondasi = 5,00.

- 2) Koordinat tanah :  $x_{s1} = 10,00$ ;  $y_{s1} = 5,00$  dan  $x_{s2} = 13,00$ ;  $y_{s2} = 5,78$

- 3) Sifat-sifat tanah : berat volume basah (lembap)  $\gamma_H = 120 \text{ lbs/ft}^3$

$$\text{berat volume jenuh} = \gamma_H$$

$$\text{sudut geser} = 26^\circ$$

$$\text{kohesi} = 0,00$$

- 4) Pilihan:

Satu lapisan urugan: koordinat y dari puncak tanah dasar = 3,00 ft

$$\text{berat volume basah} = 130 \text{ lbs/ft}^3$$

$$\text{berat volume jenuh} = 130 \text{ lbs/ft}^3$$

$$\text{sudut geser} = 26^\circ$$

$$\text{kohesi} = 0,0$$

Deskripsi muka air: koordinat y dari puncak muka air = 2,00 ft

$$\text{berat volume air} = 62,5 \text{ lbs/ft}^3$$

Deskripsi beban yang bekerja: beban yang bekerja (R) = 10,0 kips

koordinat x dari titik manfaat dasar = 11,0 ft

koordinat z dari titik manfaat dasar = 2,00 ft

inklinasi beban searah jarum jam dari vertikal =  $0,0^\circ$ .

- 5) Perhitungan dengan *CBEAR* menghasilkan  $q_u = 2,21 \text{ ksf} = 10,829 \text{ ton/m}^2$

- 6) Perbandingan daya dukung yang dihitung berdasarkan metode yang digunakan.

**Tabel B.2 Daya dukung fondasi empat persegi panjang dengan eksentrisitas, kemiringan dasar, dan kemiringan tanah**

Metode	Daya dukung total $q_u$ (ton/m <sup>2</sup> )	Daya dukung efektif $q'_u$ (ton/m <sup>2</sup> )
<i>Hansen</i>	12,356	10,994
<i>Vesic</i>	14,292	12,930
Program <i>CBEAR</i>	10,829	9,467

Daya dukung efektif diperoleh dengan mengurangi  $q_u$  dengan  $\gamma_D D = 1,907 (0,581+0,847) / 2 = 1,362$  ton/m<sup>2</sup>, periksa persamaan (23). Resultante tekanan yang bekerja pada fondasi adalah  $q_r = Q / (B'W') = 4,5 / (0,61 \times 0,914) = 8,071$  ton/m<sup>2</sup>. Faktor keamanan untuk semua metode di atas adalah  $q'_u/q_r < 2$ . Berarti fondasi terlalu kecil untuk menerima beban dan momen lentur yang bekerja. Program *CBEAR* paling konservatif, karena mengabaikan data tanah dasar jika tanah miring dan hanya dapat menghitung daya dukung fondasi pada lapisan tanah.

## Lampiran C

(informatif)

### Lain-lain

#### C.1 Daftar gambar

Gambar 1	Jenis-jenis fondasi dangkal
Gambar 2	Bentuk keruntuhan geser umum
Gambar 3	Keruntuhan tumbuk ( <i>punch failure</i> )
Gambar 4	Variasi keruntuhan daya dukung alami dalam pasir dengan kepadatan relatif ( $D_R$ ) dan kedalaman relatif ( $D/B$ ) ( <i>Vesic, 1963</i> )
Gambar 5	Skema sistem fondasi
Gambar 6	Keruntuhan karena penyembulan pada galian ( <i>Terzaghi &amp; Peck, 1967</i> )
Gambar 7	Perkiraan faktor daya dukung ( $N_c$ ) untuk penyembulan pada galian ( <i>Terzaghi &amp; Peck, 1967</i> )
Gambar 8	Estimasi kedalaman kritis penyelidikan tanah
Gambar 9	Perkiraan korelasi antara tahanan konus, sudut geser efektif puncak dan tekanan <i>overburden</i> efektif vertikal untuk pasir kuarsa tidak tersementasi.
Gambar 10	Contoh estimasi kuat geser tanah tidak terdrainase dari data tekanan maksimum lampau
Gambar 11	Skema sistem tanah fondasi yang berlapis-lapis
Gambar 12	Diagram perhitungan daya dukung batas pasir padat di atas lempung lunak ( <i>Hanna dan Meyerhof, 1980</i> )
Gambar 13	Rasio daya dukung $R_k$ untuk fondasi bulat dan segi empat yang dibebani secara aksial ( <i>Tand, Funegard, dan Briaud, 1986</i> )
Gambar 14	Faktor reduksi kuat geser baling di lapangan ( <i>Bjerrum, 1973</i> )
Gambar B.1	Contoh analisis daya dukung fondasi lajur
Gambar B.2	Contoh hubungan distribusi kuat geser tidak terdrainase dengan kedalaman
Gambar B.3	Fondasi dangkal dengan kemiringan lereng dan dasar tanah

#### C.2 Daftar tabel

Tabel 1	Nilai-nilai faktor keamanan minimum
Tabel 2	Tingkat potensi pengembangan dengan LL, PI dan hisapan
Tabel 3	Sudut geser dalam tanah pasir, $\phi'$ meliputi 3a. Kepadatan relatif dan gradasi ( <i>Schmertmann, 1978</i> ) 3b. Kepadatan relatif dan uji tanah di lapangan
Tabel 4	Kepadatan relatif dan $N_{60}$ meliputi: 4a. Koreksi-koreksi yang digunakan dalam uji <i>SPT</i> 4b. Kepadatan relatif versus $N_{60}$ ( <i>Jamiolkowski et al. 1988</i> )
Tabel 5	Faktor-faktor daya dukung <i>Terzaghi</i> tanpa dimensi ( <i>Bowles, 1988</i> )
Tabel 6	Faktor-faktor koreksi <i>Terzaghi</i> $\zeta_c$ dan $\zeta_v$
Tabel 7	Faktor-faktor koreksi dan daya dukung <i>Meyerhof</i> tanpa dimensi ( <i>Meyerhof, 1953; Meyerhof, 1963</i> )
Tabel 8	Faktor-faktor daya dukung tanpa dimensi dari <i>Meyerhof, Hansen, dan Vesic</i>
Tabel 9	Faktor-faktor daya dukung <i>Hansen</i> tanpa dimensi dan koreksi ( <i>Hansen, 1970</i> )
Tabel 10	Faktor-faktor koreksi dan daya dukung <i>Vesic</i> tanpa dimensi ( <i>Vesic 1973, Vesic 1975</i> )
Tabel 11	Pengaruh kedalaman fondasi, $D$ ( <i>Department of the Navy 1982</i> )
Tabel 12	Perkiraan daya dukung izin untuk fondasi lajur/menerus ( <i>Department of the Navy 1982</i> )
Tabel B.1	Daya dukung fondasi empat persegi panjang dengan beban miring
Tabel B.2	Daya dukung fondasi empat persegi panjang dengan eksentrisitas, kemiringan dasar, dan kemiringan tanah

## C.3 Simbol dan singkatan

Simbol	Keterangan
$\phi$	sudut geser dalam (der)
$\delta$	kemiringan dasar dari horisontal, ke atas + (der)
$\beta$	kemiringan tanah dari dasar, ke bawah + (der)
$\theta$	sudut antara beban resultante dengan sumbu vertikal = $\cos^{-1} (Q/R)$ , (derajat)
$\phi_e$	sudut geser antara dasar dan tanah = $\phi$ (der)
B	lebar fondasi (m)
D	kedalaman fondasi (m)
B'	lebar efektif fondasi = $B - 2e_B$ , (m)
k	$k = D/B$ jika $D/B \leq 1$ atau $\tan^{-1}(D/B)$ , jika $D/B > 1$ , (radian)
W	panjang lateral fondasi, (m)
W'	panjang efektif fondasi = $W - 2e_W$ (m)
$M_W$	momen lentur sejajar dengan W, (ton.m)
$N_\phi$	$N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$
Q	beban vertikal pada fondasi (ton)
T	beban horisontal $\leq Q \tan \phi + A_e c_a$ , kanan + (ton)
$A_e$	luas efektif fondasi = $B'W'$ , ( $m^2$ )
$e_B$	eksentrisitas sejajar dengan B = $M_B/Q$
$e_W$	eksentrisitas sejajar dengan W = $M_W/Q$
m	$m = (2 + R_{BW}) / (1 + R_{BW})$
$M_B$	momen lentur sejajar dengan B (ton.m)
$R_{BW}$	$R_{BW} = B / W$ jika T sejajar dengan B
$R_{BW}$	$R_{BW} = W / B$ jika T sejajar dengan W
$c_a$	adhesi tanah dengan dasar $\leq c$ , ( $t/m^2$ )
c	kohesi tanah atau kuat geser tidak terdrainase = $C_u(t/m^2)$
T	beban horisontal pada fondasi kanan, (ton)
R	beban resultante pada fondasi = $(Q^2 + T^2)^{1/2}$

## C.4 Faktor konversi

Faktor konversi				
Konversi dari satuan SI ke satuan Inggris				
Simbol	Bila diketahui	Pengali	Diperoleh	Simbol
<b>Panjang</b>				
mm	millimeters	0,039	inches	in
m	meters	3,28	feet	ft
m	meters	1,09	yards	yd
km	kilometers	0,621	miles	mi
<b>Luas</b>				
mm <sup>2</sup>	square millimeters	0,0016	square inches	in <sup>2</sup>
m <sup>2</sup>	square meters	10,764	square feet	ft <sup>2</sup>
ha	hectares	2,47	acres	ac
km <sup>2</sup>	square kilometers	0,386	square miles	mi <sup>2</sup>
<b>Luas</b>				
ml	milliliters	0,034	fluid ounces	fl oz
l	liters	0,264	gallons	gal
m <sup>3</sup>	cubicmeters	35,71	cubic feet	ft <sup>3</sup>
m <sup>3</sup>	cubicmeters	1,307	cubic yards	yd <sup>3</sup>
<b>Massa</b>				
g	grams	0,035	ounces	oz
kg	kilograms	2,205	pounds	lbft
<b>Temperatur</b>				
°C	Celsius	1,8 C + 32	Fahrenheit	°F
<b>Berat volume</b>				
g/cc	grams per cubic centimeter	62,4	poundforce per cubic foot	pcf
kN/m <sup>3</sup>	kilonewton per cubic meter	6,36	poundforce per cubic foot	pcf
<b>Gaya dan beban</b>				
N	newtons	0,225	poundforce	lbf
kN	kilonewtons	225	poundforce	lbf
kg	kilograms (force)	2,205	poundforce	lbf
MN	meganewton	112,4	tons (force)	t
<b>Tekanan dan tegangan</b>				
kPa <sup>o</sup>	kilopascals	0,145	poundforce per square inch	psi
kPa	kilopascals	20,9	poundforce per square foot	psf
MPa	megapascal	10,44	ton per square foot	tsf
kg/cm <sup>2</sup>	kilograms per square cm	1,024	ton per square foot	tsf

**Lampiran D**  
(informatif)

**Daftar nama dan lembaga**

1) Pemrakarsa

Pusat Penelitian dan Pengembangan Sumber Daya Air, Badan Penelitian dan Pengembangan, Departemen Pekerjaan Umum.

2) Penyusun

N a m a	L e m b a g a
Ir. Carlina Soetjiono, Dipl. HE.	Pusat Litbang Sumber Daya Air
Ir. Theo F. Najoan, M. Eng.	Pusat Litbang Sumber Daya Air

## Bibliografi

Bachus, R. C. and Barksdale, R. D. 1989, "*Design Methodology for Foundations on Stone Columns*", Foundation Engineering: Current Principles and Practices, Northwestern University, edited by F. H. Kulhaavy, Vol II pp 244-257, Available from American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, Slew York, HY 10017.

Baldi G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S., and Pasqualini, E. 1986, "*Flat Dilatometer Tests In Calibration Chambers, Use of In Situ of In Situ Tests In Geotechnical Engineering*", Geotechnical Special Publication No. 6, pp 431-446, Available from American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, Slew York, SHY 10017.

Barksdale, R. D. and Bachus, R. C. 1986, "*Design and Construction of Stone Columns*", Vol II Report No. FHWA/RD-63/026. Available from Federal Highway Administration, Office of Engineering and Highway Operations, Research and Development, Washington D.C. 20590.

Binquet, J. and Lee, K. L. 1975, "*Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs*", Journal of the Geotechnlcal Engineering Division, Vol 101, pp 1241-1276. Available from American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, Slew York, SHY 10017.

Bjerrum, L. 1973, "*Problem of Soil Mechanlcs and Construction on Slit Clays*", State-of-the-art Report, Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 3, pp 111-156. Available from USSR National Foundation Engineers, Gosstray USSR, Marx Prospect 12, Moscow K-9.

Boussinesq, J. 1885, "*Appilcatlon of Potential to the Study of the Equilibrium and Movements in Elastic Soils*", Available from Gauthier-Villars, 70 rue de Saint-Mande, F-93100 Mantrevil, Paris, France.

Bowles, J. E. 1968, "*Foundation Analysis and Design*", Available from McGraw Hill Book Co., 1221 Avenue of the Americas, New York, NY 10020.

Bowles, J. E. 1988, "*Foundation Analysis and Design*", Fourth Edition, Available from McGraw-Hill Book Co., 1221 Avenue of the Americas, New York, NY 10020.

Brown, J. D. and Meyerhof, G. G. 1969, "*Experimental Study of Bearing Capacity In Layered Clays*", Proceedings of the 7th International Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering, Vol 2, p 45-51. Available from Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, A. C., Mexico City, Mexico.

Bustamante, N. and Gianceselli, L. 1993, "*Prezislion de la Capacite Poltante des Pieux par la Methode Penetrometrique*", Compte Rendu de Recherche S.A.E.R.1.05.022. Available from Laboratolre Central des Ponts et Chaussees, 58 Boulevard Lefebvre, F-75732, Paris Cedex 15, France

Butler, H. D. and Hoy, H. E. 1977, "*Users Manual for the Texas Quick-load Method for Foundation Load Testing*", Report No. FHWA RD-IR, 77-8, 59 pp. Available from US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Research and Development, Implementation Division, Washington, D. C. 20590.

Caquot, A. and Kerisel, J. 1951, "*Sur le terms de surface dans le calcul des fondatlons en milieu pulverulent*", Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, pp 336-337. Available from Organizing Committee ICOSCMEF, Gloliastrasse 19, Zuzich 6, Switzerland.



Das, B. M. 1997, "*Bearing Capacity of Shallow Foundation on Granular Column in Weak Clay*", Foundation Engineering: Current Principles and Practices. Northwestern University, editor F. H. Kulhawy, Vol 2, pp 1252-1263. Available from American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, New York, NY 10017.

DeBeer, E. E. 1965, "*The Scale Effect on the Phenomenon of Progressive Rupture in Cohesionless Soils*", Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 2, pp 13-17. Available from University of Toronto Press, 63A St. George Street, Toronto, CN M5S1A6, Canada.

Department of the Navy 1982, "*Foundations and earth structures*", Report No. NAFVAC DM 7.2. Available Naval Facilities Engineering Command, 200 Stovall Street Alexandria, VA 22332.

Department of the Navy 1983, "*Soil dynamics, deep stabilization and special geotechnical construction*", Report No. NAFVAC DM 7.3. Available Naval Facilities Engineering Command, 200 Stovall Street Alexandria, VA 22332.

Edinger, P. H. 1989, "*Seismic Response Consideration in Foundation Design*", Foundation Engineering: Current Principles and Practices, Northwestern University, editor F. H. Kulhawy, Vol 1, pp 914-924, Available from American Society of Civil Engineers, 145 East 47th Street, New York, NY 10017.

Edris, E. V., Jr. 1987, "*User's Guide: UTEXAS2 Slope Stability Package*", Vols I and II, Instruction Report GL-87-1. Available from Research Library, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS 39190.

Gibbs, H. J. and Holtz, W. G. 1957, "*Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing*", Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, pg 15. Available from Butterworths Publications, Ltd., 9B Kingsway, London, WC2, England.

Gurtowski, T. N. and Wu, N. J. 1984, "*Compression Load Tests on Concrete Piles in Alluvium*", Analysis and Design of Pile Foundations, J. R. Meyer, ed., pp. 119-153. Available from American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, New York, NY 10017.

Hanna, A. N. and Meyerhof, G. G. 1980, "*Design Charts for Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Sand Overlying Soft Clay*", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, pp 300-303. Available from National Research Council of Canada, Research Journals, Ottawa, ON K1A 0R6, Canada

Hansen, J. E. 1963, "*Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils*", Discussion, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 89, No. 5144, pp 241-242, Available from American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, New York, NY 10017.

Hansen, J. E. 1970, "*A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*", Danish Geotechnical Institute Bulletin, No. 2B, Available from The Danish Geotechnical Institute, Maglebjergvej 1, DK-2800 Lyngby, Denmark.

Herbich, J. B., Schiller, Jr., R. E. and Dunlap, W. A. 1984, "*Seafloor Scour: Design Guidelines for Ocean-Founded Structures*", pp 147, 182. Available from Marcel Dekker, Inc., 270 Madison Avenue, New York, NY 10016.

Hartman, J. P., Jaeger, J. J., Jobst, J. J., and Martin, D. K. 1999, "*User's Guide: Pile Group Analysis (CPGA) Computer Program*", Technical Report ITL-89-3. Available from Research Library, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS 39180.

Jamiolkowski, M., Ghionna, V. N., Lancellotto, R. and Pasqualini E. 1988, "*New Correlations of Penetration Tests for Design Practice*", Penetration Testing 1968 ISOPT-1, J. DeRulter, ed., Vol. 1, pp 263-296. Available from A. A. Balkema Publishers, Old Post Road, Brookfield, VT 05016.

Leonards, G. A. 1962, "*Foundation Engineering*", pp 540-544. Available from McGraw Hill Book Co., 1221 Avenue of the Americas, New York:, NY 10020.

Mair, R. J. and Wood, D. M. 1967, "*Pressuremeter Testing*", pp 51-52. Available from Construction Industry Research and Information Association, London SWIP3AU, England.

McCeen, R. G. and Johnson, L. D. 1990, "*Climate Controlled Soil Design Parameters for Mat Foundations*", Journal of the Geotechnical Engineering Div., Vol. 116, no. GT 7, pp 1071-1094. Available from American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, New York, Irl 10017.

Meyerhof, G. G. 1953, "*The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads*", Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp 440-445. Available from Organizing Committee ICCSCMEF, Gloriastrasse 19, Zurich 6, Switzerland.

Meyerhof, G. G. 1956, "*Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils*", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Divisions, Vol. 82. No. SM1, pp 866-1 to 866-19. Available from American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, New York, NY 10017.

Meyerhof, G. G. 1963, "*Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations*", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1, pp 16-26. Available from national Research Council of Canada, Research Journals, Ottawa, CN KIA CR6, Canada.

Meyerhof, G. G. 1974, "*Penetration Testing Outside Europe: General Report*", Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2.1, pp 40-48. Available from National Swedish Institute for Building Research, P.O. Box 795, 5-801-29-GAVLE7a, Sweden.

Meyerhof, G. G. 1974, "*Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Overlying Clay*", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, pp 221-229. Available from National Research Council of Canada, Research Journals, Ottawa, ON ZIA ORB, Canada.

Mosher, R. L. and Pace, M. E. 1982, "*User's Guide: Computer Program for Bearing Capacity Analysis of Shallow Foundations (CBEAR)*", Instruction Report H-92-7. Available from Research Library, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS 19160.

Peck, R. B. and Bazarra, A. 1969, "*Discussion on Settlement of Spread Footings on Sand*", by D'Appolonia, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 95, pp 905-909. Available from American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, New York, NY 10017.

Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H. 1974, "*Foundation Engineering*", Available from John Wiley and Sons, Ltd., 605 3rd Avenue, New York:, NY 10014.

Robertson, P. K. and Campanella, R. G. 1983, "*Interpretation of Cone Penetration Tests - Part I (Sand)*", Canadian Geotechnical Journal, Vol 20, No 4, pp 718-731. Available from National Research Council of Canada, Research Journals, Ottawa, ON Y.1A OR6, Canada.

Schmertmann, J. H. 1978, "*Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design*", Report no. FHWA-T5-7B-209. Available from US. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Implementation, McLean, VA 22101.

Skempton, A. W. 1986, "*Standard Penetration Test Procedures and The Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation*", Geotechnique, Vol. 36, No. 3, pp. 425-447. Available from Thomas Telford Ltd., 1-7 Great George Street, Westminster, London, SW1P 3AA, England.

Spangler, N. G. and Randy, R. L. 1992, "*Soil Engineering*", Fourth Edition. Available from Harper & Row Publishers, 10 East 53rd Street, New York, NY 10022.

Snethen, D. R., Johnson, L. D. and Patrick, D. M. 1977, "*An Evaluation of Expedient Methodology for Identification of Potentially Expansive Soils*", Report 110. PRWA-RD-77. Available from Office of Research and Development, Federal Highway Administration, CIS Department of Transportation, Washington, D.C. 20590.

Tand, K. E., Funegard, E. G., and Briaud, J-L. 1986, "*Bearing Capacity of Footings on Clay CPT Method*", Use of In Situ Tests In Geotechnical Engineering, Geotechnical Special Publication 110. 6, pp 1017-1013. Available from American Society of Civil Engineers, 145 East 47th Street, New York, NY 10017.

Terzaghi, K. 1967, "*Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction*", Geotechnique, Vol. 5, No. 4, pp 119-143. Available from Thomas Telford Ltd., 1-7 Great George Street, Westminster, London, SW1P 3AA, England.

Terzaghi, K. and Peck, R. B. 1967, "*Soil Mechanics and Engineering Practice*", Second Edition, pp 117, 265, 341. Available from John Wiley and Sons, Ltd, 605 3rd Avenue, New York, NY 10016.

Tokimatsu, K. and Seed, H. B. 1984, "*Simplified Procedures for the Evaluation of Settlements in Sands Due to Earthquake Shaking*", Report No. UCB/EERC-94/16. Available from Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA 94720.

Tokimatsu, K. and Seed, H. B. 1987, "*Evaluation of Settlements in Sands Due to Earthquake Shaking*", Journal of the Geotechnical Engineering, Vol. 111, pp 861-879. Available from American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, New York, NY 10017.

Tomlinson, M. J. 1980, "*Foundation Design and Construction*", Fourth Edition, Available from Pitman Publishing Limited, 12B Long Acre, Leaden WC2E 9A11, UK.

Vesic, A. S. 1963, "*Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand*", Highway Research Record 39, pp 112-153. Available from National Academy of Sciences, 2101 Constitution Avenue NW, Washington, D.C. 20419.

Vesic, A. S. 1969, "*Discussion: Effects of Scale and Compressibility on Bearing Capacity of Surface Foundations*", Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, pp 111-159. Available from Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, A. C., Mexico City, Mexico.

Vesic, A. S. 1973, "*Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations*", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. Vol 99, No. 5111, pp 45-71. Available from American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, New York, NY 10017.

Vesic, A. S. 1975, "*Bearing Capacity Of Shallow Foundations*", Foundation Engineering Handbook, pp 121-147, editors H. F. Winterkorn and H. Y. Fang. Available from Van Nostrand Reinhold Company, 115 5th Avenue, New York, NY 10003.

Vesic, A. S. 1977, "*Design of Pile Foundations*", National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice, No. 42. Available from Transportation Research Board, 2101 Constitution Avenue, Washington, D. C. 20418.

Wang, M. C., Yoo, C. S. and Hsieh, C.W. 1987, "*Effect of Void on Footing Behavior Under Eccentric and Inclined Loads*", Foundation Engineering: Current Principles and Practices. Vol. 2, pp 1226-1219, Northwestern University, editor P. H. Kulhawy, American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, New York, NY 10017.