

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pasir

2.1.1 Pengertian Pasir

Istilah tanah dalam mekanika tanah dimaksudkan untuk semua bahan, organik dan anorganik, yang berada di atas lapisan batuan tetap. Pasir dan kerikil merupakan agregat tak terkohesi yang tersusun dari fragmen-fragmen sub-angular atau angular yang berasal dari batuan atau mineral yang belum mengalami perubahan (*Terzaghi & Peck, 1987:5*).

Dalam teknik sipil dikenal pembagian tanah berdasarkan ukuran butirannya, yaitu kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*silt*) dan lempung (*clay*). Beberapa organisasi telah mengembangkan batasan-batasan ukuran butiran golongan jenis tanah tersebut. Seperti ditunjukkan pada Tabel 2.1 dibawah ini.

Tabel 2.1 Batasan-batasan ukuran golongan tanah

| Nama Golongan | Ukuran Butiran (mm) | | | |
|--|---------------------|--------------|--|---------|
| | Kerikil | Pasir | Lanau | Lempung |
| Massachusetts Institute of Technology (MIT) | > 2 | 2 - 0,06 | 0,06 - 0,002 | < 0,002 |
| U.S. Departement of Agriculture (USDA) | > 2 | 2 - 0,05 | 0,05 - 0,002 | < 0,002 |
| American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) | 76,2 - 2 | 2 - 0,075 | 0,075 - 0,002 | < 0,002 |
| Unified Soil Classification System (U.S.Army Corps of Engineers, U.S. Beorau of Reclamation) | 76,2 - 4,75 | 4,75 - 0,075 | Halus (yaitu lanau dan lempung) < 0,075 | |

(Sumber : Braja M. Das, 1995 : 7)

Dalam hal ini dapat dikatakan bahwa pasir mempunyai ukuran batas partikel batuan yang lolos saringan no. 4 (4,75 mm) sampai dengan tertahan dalam saringan no. 200 (0,75 mm). Tanah pasir, kerikil, atau campuran pasir-kerikil dapat bersifat lepas (*loose*), sedang (*medium*) dan padat (*dense*), berdasarkan kepadatan partikel-partikelnya.

2.1.2 Klasifikasi Pasir Berdasarkan Unified (U.S.C.S)

Sistem klasifikasi tanah *Unified* awalnya diusulkan oleh A. Casagrande pada tahun 1948 dan kemudian direvisi pada tahun 1952 oleh *Corps of Engineers* dan *U.S. Bureau of Reclamation*. Dalam bentuknya yang sekarang, sistem ini banyak digunakan oleh berbagai organisasi dan insinyur geoteknik dalam bisnis konsultasi pribadi. Pada awalnya terdapat dua

divisi utama dalam sistem ini. Tanah diklasifikasikan sebagai tanah kasar (kerikil dan pasir) jika lebih dari 50% tertahan pada saringan no. 200 dan sebagai tanah berbutir halus (lanau dan lempung) jika 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (Das, B.M., 2007:40-41).

Tabel 2.2 Sistem klasifikasi *unified* untuk pasir

| Divisi | | Simbol Kelompok | Nama Jenis | Kriteria Klasifikasi | |
|--|--|--|--|---|--|
| Kerikil 50% atau lebih dari fraksi kasar tertahan saringan no. 4 (4.75 mm) | Kerikil bersih (sedikit atau tak ada butiran halus) | GW | Kerikil gradasi baik dan campuran pasir-kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus. | $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW | |
| | | GP | Kerikil gradasi buruk dan campuran pasir-kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus. | | |
| | Kerikil banyak kandungan butiran halus | GM | Kerikil berlanau, campuran kerikil-pasir-lanau | Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $PI > 7$ Bila batas Atterberg berada di daerah arsi dari diagram plastisitas, maka dipakai simbol | |
| | | GC | Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung | | |
| | Pasir lebih dari 50% fraksi kasar lolos saringan no. 4 (4.75 mm) | Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus. | SW | Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus. | $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 60$ $C_u = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ atau 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW |
| | | | SP | Pasir gradasi buruk, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus. | |
| Pasir bersih kandungan butiran halus | | SM | Pasir berlanau, campuran pasir-lanau | Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $PI > 7$ Bila batas Atterberg berada di daerah arsi dari diagram plastisitas, maka dipakai simbol | |
| | | SC | Pasir berlanau, campuran pasir-lempung | | |

Klasifikasi berdasarkan prosentase butiran halus: Kurang dari 50% lolos saringan no. 200: GM, GP, SW, SP. Lebih dari 12% lolos saringan no. 200: GM, GC, SM, SC. 5% - 12% lolos saringan no. 200: Batasan klasifikasi yang mempunyai simbol dobel

| | | | | |
|---|--|---|--|--|
| Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (0.075 mm) | Lanau dan lempung batas cair 50% atau kurang | ML | Lanau tak organik dan pasir sangat halus, serbuk batuan atau pasir halus berlanau atau bertempung | <p>Batas Cair LL (%) Garis A: $PI = 0,73 (LL - 20)$</p> |
| | | CL | Lempung tak organik dengan plastisitas rendah sampai sedang, lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung kurus ('clean clays') | |
| | Lanau dan lempung batas cair > 50% | OL | Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah | |
| | | MH | Lanau tak organik atau pasir halus diatomae, lanau elastis. | |
| | | CH | Lempung tak organik dengan plastisitas tinggi, lempung gemuk ('fat clays') | |
| | | OH | Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi | |
| Tanah dengan organik tinggi | | Gambut ('peat'), dan tanah lain dengan kandungan organik tinggi | Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat ASTM Designation D-2486 | |

(Sumber : Hadiyatmo, Hary C, 2010 ; 61)

Dalam penentuan pondasi diatas pasir yang paling berpengaruh adalah kepadatan relatif dari tanah pasir itu sendiri. Kepadatan relatif (*relatif compaction*) adalah perbandingan antara berat volume kering tanah di lokasi dengan berat volume kering maksimum dari uji pemadatan standar

$$R_c = \frac{\gamma_d \text{ lap}}{\gamma_d \text{ max lab}}$$

Hubungan antara kepadatan relative dengan kerapatan relative adalah

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

Dengan $R_o = \gamma_d(\text{min}) - \gamma_d(\text{max})$

Kegunaan kerapatan relatif adalah untuk mengetahui sifat-sifat tanah dengan menghubungkannya terhadap angka pori, susut geser dalam, dan secara tidak langsung terhadap penurunan serta karakteristik kekuatan. Alasan penggunaan kerapatan relatif adalah karena pengambilan contoh tanah yang tidak terganggu hampir tidak mungkin dilakukan pada tanah pasir dan kerikil yang tidak kohesif, dan sebagai konsekuensinya, uji penetrometer terpaksa sering digunakan. Harga kerapatan relatif dan identifikasinya dapat dilihat pada tabel 2.3 sebagai berikut.

Tabel 2.3 Istilah dan identifikasi lapangan untuk kerapatan relatif (D_r)

| Keadaan Tanah | Kerapatan Relatif (D_r) | Identifikasi Lapangan |
|---------------|-----------------------------|---|
| Sangat Lepas | 0 – 0,20 | Mudah ditandai dengan jari, ibu jari atau kepalan tangan |
| Lepas | 0,20 – 0,40 | Agak kurang mudah ditandai dengan kepalan tangan, mudah disekop |
| Agak Padat | 0,40 – 0,70 | Cukup sukar untuk disekop |
| Padat | 0,70 – 0,90 | Membutuhkan garpu untuk memisahkan tanah sehingga dapat disekop dengan tangan |
| Sangat Padat | 0,90 – 1,00 | Memerlukan ledakan atau peralatan berat untuk memisahkan |

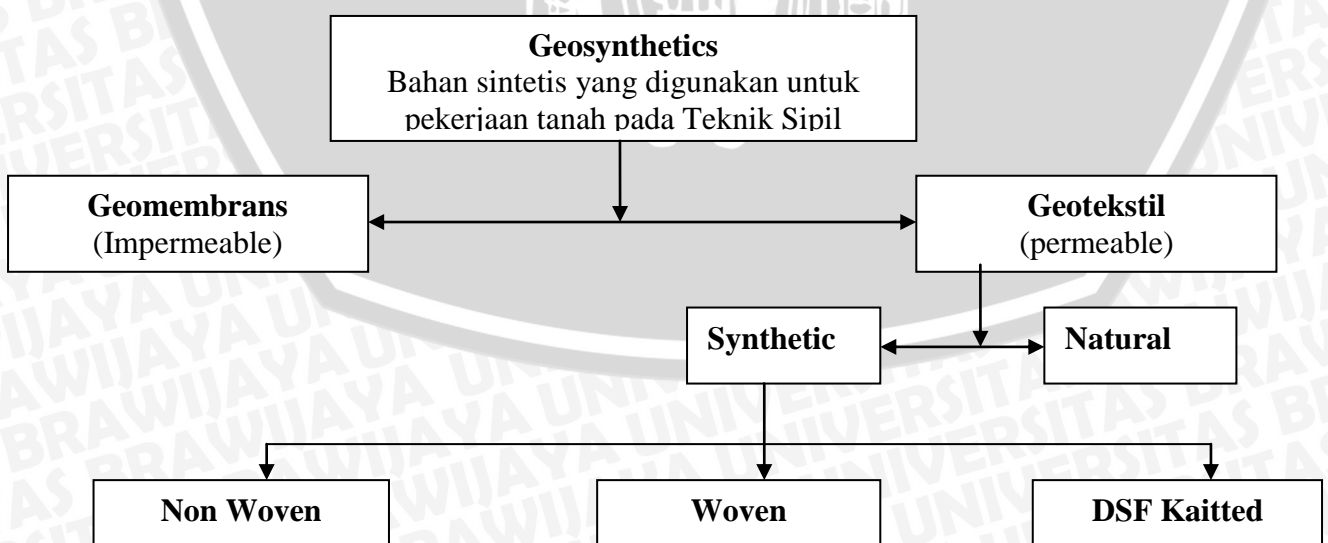
(Sumber : J.E. Bowles, 1993; 14)

2.2 Geotekstil

2.2.1 Definisi Geotekstil

Perkembangan teknologi kimia organik telah menemukan bahan pengganti atau bahan sintetis yang terbuat dari bahan baku minyak mentah. Bahan tersebut dikenal dengan sebutan polimer (*polymer*) dan berkembang menjadi plastik, karet dan sintetis lainnya. Polimer berasal dari bahan organik yang berupa ikatan hidrokarbon (*hydrocarbon*). Struktur polimer terbentuk sebagai rantai molekul yang panjang dan merupakan ikatan yang fleksibel dengan unsur utama karbon. Pembuatan bahan polimer yang relatif murah ini menjadi pesat, sehingga bahan sintetis ini mampu menggantikan beberapa unsur lain yang umumnya dipergunakan saat itu. Sifat lain yang menguntungkan pada pembuatan bahan polimer ini adalah kemudahan dalam pengendalian mutu serta mutu yang jauh lebih baik daripada bahan alam saingannya. Pada sebagian besar barang hasil industri saat ini, pemakaian logam dan kayu dapat digantikan dengan bahan sintetis yang memenuhi persyaratan dan dibuat dengan biaya yang relatif murah.

Dalam bidang geotekstil, telah diperkenalkan adanya bahan sintetis, yaitu polietilen (*polyethylene/PE*), poliester (*polyester*), polipropilen (*polypropylene/ PP*), poliamid (*polyamide*) dan aramid sebagai bahan dasar pembuatan apa yang disebut dengan geosintetis (*geosynthetics*). Geosintetis berasal dari kata *geo* yang berarti bumi atau tanah dan sintetis yang secara kasar dapat diartikan sebagai bahan sintetis yang dipergunakan untuk keperluan geoteknik. Bahan-bahan termasuk ke dalam keluarga besar geosintetis adalah (*geotextile*), geogrid, geonet, geomembran (*geomembrane*), geokomposit (*geocomposite*) dan *geosynthetic clay liners / GCL*.



Gambar 2.1 Diagram klasifikasi geotekstil

Penggunaan geotekstil disesuaikan dengan kegunaan dan jenis pekerjaan dilapangan.

Dari skema di atas tampak geotekstil jenis buatan yang banyak terdapat dipasaran, yaitu :

1. Non Woven

Geotekstil jenis ini dibuat dengan menyebarkan serat-serat pada sebuah platform yang bergerak. Serat-serat ini kemudian menjadi pokok untuk beberapa pengikat. Hasil geotekstil ini umumnya mempunyai sifat isotropis pada bidangnya.

Geotekstil *non-woven* ini memiliki kelemahan di mana kuat tarik (*tensile strenght*) yang dimiliki lebih rendah daripada geotekstil *woven*, sehingga geotekstil *non-woven* tidak dapat diregangkan sepanjang geotekstil *woven*.

2. Woven

Geotekstil jenis ini terbuat dari anyaman dan buah serat yang saling tegak lurus. Hasil anyaman tersebut menimbulkan sifat mekanis material dalam 2 arah berbeda yaitu arah *warp* dan *weft*.

Arah *warp*: serat yang di anyam dalam arah paralel dengan arah pembuatannya, arah *welf*: serat yang dianyam adalah geotekstil tegak lurus dengan arah pembuatannya.

3. DFS Knitted

Knitted geotekstil dibentuk dengan memutarakan serat-serat membran/benang-benang mengelilingi satu dengan lainnya membentuk rajutan.

2.2.2. Fungsi dan Aplikasi Geotekstil

Rancangan aplikasi dan cara kerja geotekstil terlepas dari komposisi dan jenisnya, dapat ditentukan dengan cara mengidentifikasi fungsi utama yang diperlukan dari geotekstil tersebut. Pada umumnya geotekstil mempunyai 5 fungsi utama, yaitu :

1. Penyaring (*filtration*)

Geotekstil berfungsi sebagai penyaring gradasi butiran tanah dan menahan partikel tanah halus supaya tidak terbawa oleh aliran rembesan tanah. Pada perkerasan jalan tanah (sementara) sebagai penyaring bahan geotekstil tersebut menahan butiran tanah dasar supaya tidak pindah (ke atas) kearah timbunan bergradasi kasar jika ada aliran air tanah ke atas akibat *pumping* oleh roda kendaraan, terutama kendaraan berat.

2. Drainasi (*drainase*)

Dalam fungsinya sebagai filter geotekstil juga sekaligus mengalirkan air ke dalam sistem drainase sepanjang umur sistem. Penyumbatan sistem drainase akibat tercemarnya agregat drainase oleh tanah sekelilingnya geotekstil di antara agregat drainase tanah yang akan didrainase dapat menegah penyumbatan yang terjadi.

3. Perlindungan (*protection*)

Geotekstil bukan hanya sebagai pencegah erosi langsung tetapi juga lebih berfungsi sebagai penyaring atau juga sebagai pembungkus (melindungi struktur dari erosi tanah). Di alam fungsinya sebagai proeksi, geotekstil digunakan bersama-sama batu pelindung, plat beton bronjong (atau jenis material pelindung yang biasa digunakan untuk pengendalian erosi) guna mempertahankan dan meningkatkan stabilitas struktur perlindungan terhadap erosi.

4. Lapisan pemisah (*separator*)

Geotekstil mencegah tercampurnya masa tanah yang sengaja dipisahkan baik ukuran dan distribusi butirannya maupun mutu dan sifatnya. Misalnya geotekstil diletakkan di antara lapisan agregat dan lapisan tanah dasar, geotekstil akan menjaga agar butiran tanah dasar tidak mengisi rongga-rongga pada lapisan agregat yang dapat mengurangi kemampuan drainase tanah.

5. Perkuatan (*reinforcement*)

Geotekstil berfungsi sebagai penguat dan pemegang tanah. Geotekstil dapat meningkatkan stabilitas tanah (daya dukung dan stabilitas lereng) serta mengurangi deformasinya (penurunan dan deformasi lateral).

Geotekstil sendiri banyak dipakai dalam sistem drainase bawah permukaan, lapisan pemisah, bagian dari lapisan konstruksi penahan erosi dan struktur penulangan tanah, stabilitas tanah lunak, saluran untuk lalu lintas air dan *wastewater biomass* (residu/ sisa pembuangan). Hasil penelitian juga menunjukkan bahwa jarak, jumlah lapis dan luasan geotekstil mempunyai pengaruh terhadap perbaikan daya dukung dan penurunan tanah.

2.2.3 Karakteristik Geotekstil

Sifat fisik geotekstil lebih dipengaruhi oleh temperatur dan kelembaban daripada masa tanah dan batuan. Sedangkan sifat mekanis sebagai dasar mengevaluasi daya tahan geotekstil terhadap kerusakan selama proses konstruksi (*geotextile survivability*) adalah sebagai berikut :

1. Kuat tarik (*Tensile Strength*)

Kekuatan tarik adalah besarnya gaya yang diperlukan untuk menarik bahan geotekstil sampai putus. Sifat ini berhubungan dengan kekuatan puncak (*peak strength*) dan modulus tegangan regangan.



2. Kekuatan pecah (*burst*), sobek (*tear*), kuat kejut (*impact strenght*)

Kekuatan bahan geotekstil dalam menahan beban terpusat dalam arah tegak lurus dan menahan meluasnya robekan tersebut. Keruntuhan geotekstil akibat sobekan yang merambat setelah tusukan awal diperkirakan meruapakan mode runtuh yang lebih sering terjadi pada berbagai aplikasi geotekstil, khususnya selama masa konstruksi atau pada saat terjadi pembebanan berulang (*cyckic loading*).

3. Kekuatan Geser

Kekuatan geser merupakan kekuatan terhadap butiran tanah diperoleh dengan mengukur besarnya tahanan geseran maksimum yang dapat terjadi antara bahan geotekstil dengan tanah.

4. Durabilitas (daya tahan) Mekanisme

Daya tahan mekanisme ini berkaitan dengan kehilangan kekuatan dalam fungsi waktu akibat pengaruh lingkungan secara khusus, rangkak dan abrasi. Faktor luar yang mempengaruhi durabilitas geotekstil adalah radiasi ultra violet yang mendegradasi cukup baik terhadap pelapukan biologis.

2.3 Pondasi

2.3.1 Pondasi Menerus

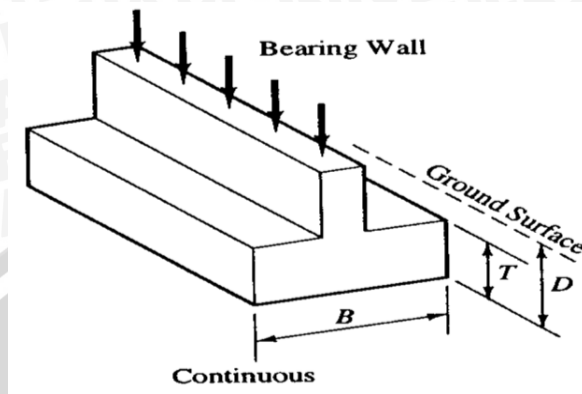
Pondasi merupakan suatu bagian dari konstruksi bangunan yang sangat dipengaruhi oleh elemen-elemen tanah dasar dan beban-beban yang bekerja, dimana pondasi berfungsi meneruskan beban yang diterimanya ke lapisan tanah dibawahnya tanpa mengalami keruntuhan geser (*shear failure*) dan penurunan (*Settlement*) yang berlebihan.

Pondasi dapat digolongkan berdasarkan penyaluran bebannya menjadi :

1. Pondasi dangkal (*shallow foundations*), dengan kedalaman pada umumnya $D \leq B$ atau $D/B \leq 1$. Jenis pondasi dangkal yang sangat umum adalah pondasi telapak (bujursangkar, persegi panjang, lingkaran) dan pondasi menerus.
2. Pondasi dalam (*deep foundations*), dengan kedalaman $D > 4B$ s/d $5B$ atau $D/B \geq 4$ s/d 5. Jenis pondasi dalam meliputi pondasi tiang dan pondasi sumuran.

Salah satu bentuk yang digunakan dalam konstruksi adalah pondasi menerus. Pondasi menerus termasuk jenis pondasi dangkal, karena pada umumnya pondasi tersebut mempunyai kedalaman $D \leq B$, dimana D adalah kedalaman pondasi dan B adalah lebar pondasi.

Pondasi menerus mempunyai faktor yang sangat erat dengan bentuk pondasi, yaitu B lebar pondasi dan L panjang pondasi. Faktor ini sangat berpengaruh terhadap analisa daya dukung tanah maupun penurunan pondasi. Faktor tersebut dikenal sebagai faktor bentuk.



Gambar 2.2 Pondasi menerus

2.3.2 Model Keruntuhan Pondasi

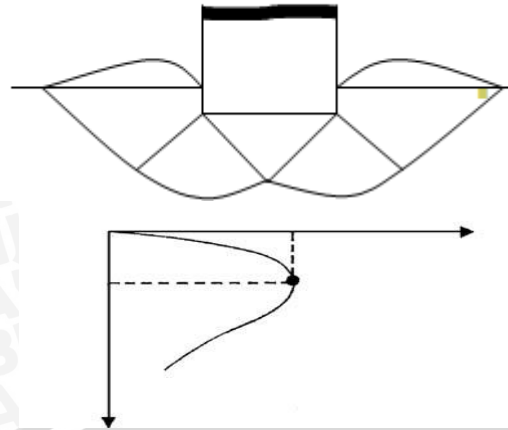
Apabila pondasi dibebani akan meneruskan beban ke lapisan tanah dibawahnya, sehingga tanah akan mengalami deformasi vertikal dan horizontal. Bila beban relatif kecil maka penurunan akan sebanding dengan beban yang bekerja dan keadaan ini dalam keseimbangan elastis. Hal ini menyebabkan tanah dalam keadaan tertekan sehingga menaikkan tegangan geser dan meningkatkan daya dukung tanah. Bila beban bertambah maka akan menyebabkan deformasi plastis pada tanah dan daya dukung terus berkembang. Selanjutnya bila beban bertambah maka kecepatan deformasi juga bertambah diikuti kenaikan dasar diatas pondasi dan tanah mengalami keruntuhan.

2.3.2.1 Model Keruntuhan Tanpa Geotekstil

Berdasarkan pengujian model, Vesic (1963) membagi mekanisme keruntuhan pondasi menjadi 3 macam, yaitu :

1. Keruntuhan geser umum (*general shear failure*)

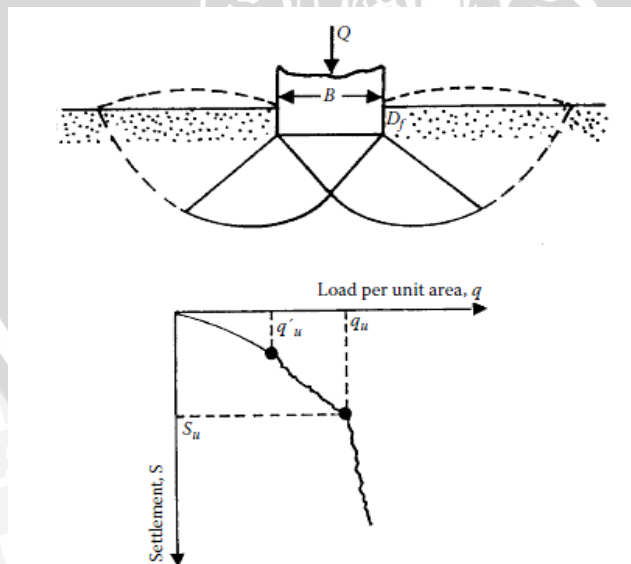
Keruntuhan pondasi terjadi menurut bidang runtuh yang dapat diidentifikasi dengan jelas. Bidang longsor yang terbentuk, berupa lengkungan dan garis lurus yang menembus hingga mencapai permukaan tanah. Saat keruntuhannya, terjadi gerakan massa tanah kearah luar dan atas. keruntuhan geser umum terjadi dalam waktu yang relatif mendadak, yang diikuti oleh penggulingan pondasinya. Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir padat (*dense sand*) yang memiliki $D_r > 67\%$.



Gambar 2.3 *General Shear Failure* (Zufialdi Zakaria, 2006 : 5)

2. Keruntuhan geser setempat (*local shear failure*)

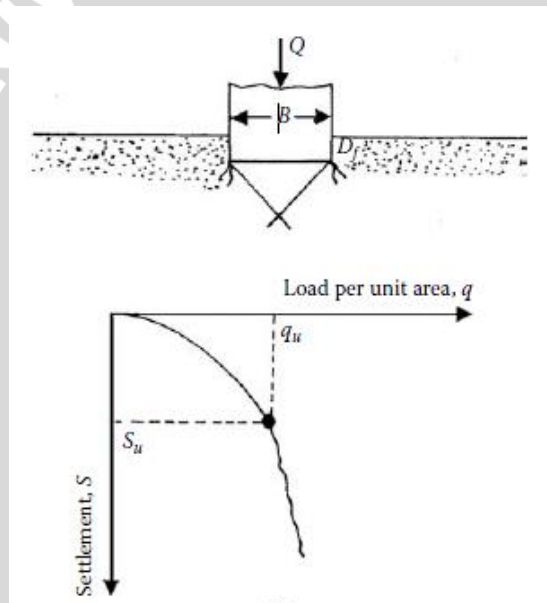
Tipe keruntuhannya hampir sama dengan keruntuhan geser umum, namun bidang runtuh yang terbentuk tidak sampai mencapai permukaan tanah. Jadi, bidang runtuh yang kontinu tidak berkembang. Pondasi tenggelam akibat bertambahnya beban pada kedalaman yang relatif dalam, yang menyebabkan tanah di dekatnya mampat. Tetapi, mampatnya tanah tidak sampai mengakibatkan kedudukan kritis keruntuhan tanahnya, sehingga zona plastis tidak berkembang seperti pada keruntuhan geser umum. Dalam tipe keruntuhan geser setempat, terdapat sedikit pengembangan tanah disekitar pondasi, namun tidak terjadi penggulingan pondasi. Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir medium dense sand yaitu pasir dengan Dr $30\% < Dr < 67\%$.



Gambar 2.4 *Local Shear Failure* (Zufialdi Zakaria, 2006 : 5)

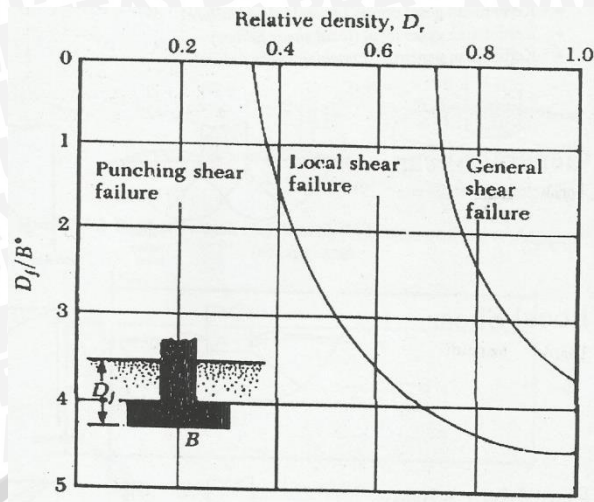
3. Keruntuhan penetrasi (*punching shear failure*)

Pada tipe keruntuhan ini dapat dikatakan keruntuhan geser tanah tidak terjadi. Akibat bebannya, pondasi hanya akan menembus dan menekan tanah ke samping yang menyebabkan pemampatan tanah di dekat pondasi. Penurunan pondasi bertambah hampir secara linear dengan penambahan bebannya. Pemampatan tanah akibat penetrasi pondasi, berkembang hanya pada zona terbatas tepat di di dasar dan di sekitar pondasi. Penurunan yang terjadi tidak menghasilkan cukup gerakan arah lateral yang menuju kedudukan kritis keruntuhan tanahnya, sehingga kuat geser ultimit tanah tidak dapat berkembang. Pondasi menembus tanah ke bawah dan baji tanah yang terbentuk di bawah dasar pondasi hanya menyebabkan tanah menyisih. Saat keruntuhan, bidang runtuh tidak terlihat sama sekali. Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir lepas dengan $D_r < 30\%$.



Gambar 2.5 *Punching Shear Failure* (Zufialdi Zakaria, 2006 : 5)

Disamping density dari tanah, keruntuhan juga dipengaruhi oleh rasio kealaman-lebar pondasi D/B , seperti hasil pengujian yang ditunjukkan oleh Vesic (1973).



Gambar 2.6 Hubungan Kedalaman Relative dari Tanah Pasir dan Model Keruntuhan Tanah Pasir (Vesic, 1963, 1973)

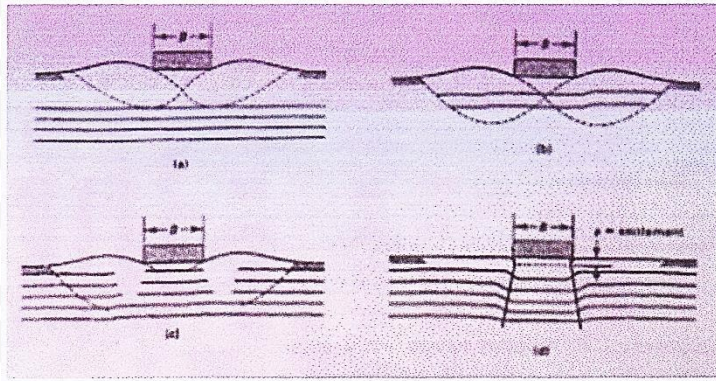
(Sumber : Braja M. Das, 1990 ; 393)

Menurut Vesic (1963), model keruntuhan geser umum diharapkan terjadi pada pondasi yang relatif dangkal yang terletak pada pasir padat atau kira-kira dengan $\phi > 36^\circ$ dan kira-kia $\phi < 29^\circ$.

2.3.2.2 Model Keruntuhan Dengan Geotekstil

Penelitian menunjukkan bahwa umumnya kerusakan geotekstil terjadi pada saat pemasangan dan konstruksi (koerner, 1990). Penempatan agregat dan pelaksanaan pemadatan dengan alat berat mengakibatkan tegangan yang tinggi pada geotekstil. Beberapa keruntuhan yang terjadi pada pondasi dangkal dengan beberapa lapis geotekstil adalah sebagai berikut :

- Keruntuhan tarik geotekstil
- Keruntuhan pull out geotekstil
- Keruntuhan diatas lapisan geotekstil



Gambar 2.7 : (a) Kerusakan daya dukung di atas lapisan geotekstil, (b) Keruntuhan tarik pada lapisan geotekstil, (c) Kerusakan tekan atau patah pada lapisan geotekstil, (d) Keruntuhan rangkak atau creep pada lapisan geotekstil
(Sumber : Koerner R. M, 1994 ; 234)

2.3.3 Daya Dukung Pondasi Menerus

Kriteria yang harus diperhatikan dalam perencanaan pondasi :

1. Kriteria Stabilitas

Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya daya dukung harus dipenuhi. Dalam perhitungan daya dukung, umumnya digunakan angka keamanan 3 (berdasarkan jenis tanah, keandalan parameter tanah dan informasi struktural yaitu pentingnya, kehunaan dan sebagainya).

2. Kriteria Penurunan

Penurunan pondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang ditoleransikan. Khususnya penurunan yang tidak seragam (*differential settlement*) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Daya dukung tanah adalah tekanan maksimum yang dapat dipikul oleh tanah tersebut tanpa terjadi kelongsoran. Jika beban di atas pondasi ditambah maka pondasi akan turun yang akhirnya terjadi kelongsoran. Besarnya beban ini disebut beban longsor dan tekanan yang bekerja disebut daya dukung/ keseimbangan dari tanah.

Tahanan geser tanah yang dapat dikerahkan sepanjang bidang-bidang geserna untuk melawan enurunan akibat pembebanan tersebut dapat dinyatakan dalam persamaan selubung patah lingkaran Mohr, yang kemudian digunakan sebagai dasar dari persamaan-persamaan kapasitas daya dukung tanah yang sekarang banyak dikenal.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

dimana :

τ = kekuatan geser tanah

σ_n = tekanan normal

c = kohesi

ϕ = sudut geser dalam tanah

Daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*) suatu tanah dibawah beban pondasi terutama tergantung ada kuat geser. Untuk menentukan daya dukung batas ada beberapa metode, yaitu :

1. Penentuan langsung di lapangan dengan bantuan percobaan pembebanan dan lengkung penurunan, seperti uji pembebanan plat (*plate bearing test*), uji SPT ataupun dengan uji Sondir (*CPT = Cone Penetration Test*).
2. Dengan menggunakan teori tekanan tanah dari Rankine.

Sebagian besar teori daya dukung yang digunakan berdasarkan metode kelongsoran plastis. Pertama kali diperkenalkan oleh Prandtl (1920), yang kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), Hansen (1970) serta Vesic (1973).

2.3.3.1 Analisis Terzaghi

Daya dukung pondasi menerus pada terzaghi adalah sebagai berikut :

$$q_u = c N_c + p_o N_q + 0,5 B \gamma N_\gamma$$

dimana :

c = kohesi tanah (kN/m²)

$p_o = D_f \gamma =$ tekanan *overbuden* pada dasar pondasi (kN/m²)

γ = berat volume tanah (kN/m³)

D_f = kedalaman pondasi (m)

B = lebar atau diameter pondasi (m)

N_c, N_q, N_γ = faktor kapasitas dukung tanah (fungsi ϕ)

2.3.3.2 Analisis Meyerhof

Rumus umum daya dukung pada analisis meyerhof adalah sebagai berikut :

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

dimana :

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = faktor bentuk

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = faktor kedalaman

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = faktor inklinasi

Untuk faktor bentuk :

$$\begin{aligned} F_{cs} &= 1 + 0.2K_p \frac{B}{L} \\ F_{qs} &= 1 + 0.1K_p \frac{B}{L} \\ F_{\gamma s} &= 1 + 0.1K_p \frac{B}{L} \\ K_p &= \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \end{aligned}$$

Untuk faktor kedalaman :

$$\begin{aligned} F_{cd} &= 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B} \\ F_{qd} &= 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B} \\ F_{\gamma d} &= 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B} \end{aligned}$$

Untuk inklinasi :

$$\begin{aligned} F_{ci} &= F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^o}{90^o}\right)^2 \\ F_{\gamma i} &= \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 \end{aligned}$$

2.3.4.3 Analisis Hansen

Rumus umum daya dukung pada analisis hansen adalah sebagai berikut :

$$qu = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} F_{c\beta} F_{c\delta} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} F_{q\beta} F_{q\delta} + 0,5 \gamma B N_{\gamma} F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} F_{\gamma\beta} F_{\gamma\delta}$$

dimana :

$F_{c\beta}, F_{q\beta}, F_{\gamma\beta}$ = kemiringan permukaan

$F_{c\delta}, F_{q\delta}, F_{\gamma\delta}$ = kemiringan dasar pondasi

Untuk faktor bentuk :

$$\begin{aligned} F_{cs} &= 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left[\frac{N_q}{N_c}\right] \\ F_{qs} &= 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi \\ F_{\gamma s} &= 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) \end{aligned}$$

Untuk faktor kedalaman :

$$\begin{aligned} F_{qi} &= \left[1 - \frac{0.5T}{Q + B.L.c_a \cot \phi}\right] \\ F_{si} &= F_{qi} - \frac{(1 - F_{qi})}{(N_q - 1)} \\ F_{\gamma i} &= \left[1 - \frac{0.7T}{Q + \cos \beta . B . L . c_a \cot \phi}\right] \end{aligned}$$

Untuk faktor kedalaman :

$D_f/B < 1$

$$\begin{aligned} F_{cd} &= 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right) \\ F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} \\ F_{\gamma d} &= 1 \end{aligned}$$

$D_f/B > 1$

$$\begin{aligned} F_{cd} &= 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right) \\ F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right) \\ F_{\gamma d} &= 1 \end{aligned}$$

Faktor kemiringan permukaan tanah :

$$F_{q\beta} = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

$$F_{\gamma\beta} = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

$$F_{c\beta} = F_{q\beta} - \frac{1 - F_{q\beta}}{147.3}$$

Faktor kemiringan dasar pondasi:

$$F_{q\delta} = e^{-0.035\delta \tan \phi}$$

$$F_{\gamma\delta} = e^{-0.047\delta \tan \phi}$$

$$F_{c\delta} = F_{q\delta} - \frac{1 - F_{q\delta}}{147.3}$$

2.3.4.3 Analisis Vesic

Rumus umum daya dukung pada analisis vesic adalah sebagai berikut :

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} F_{c\beta} F_{c\delta} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} F_{q\beta} F_{q\delta} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} F_{\gamma \beta} F_{\gamma \delta}$$

faktor daya dukung sama dengan Hansen kecuali N_γ .

Dengan $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$

Untuk faktor inklinasi :

$$F_{qi} = \left[1 - \frac{T}{Q + B.L.c_a \cot \phi} \right]^m$$

$$F_{si} = F_{qi} - \frac{(1 - F_{qi})}{(N_q - 1)}$$

$$F_{\gamma i} = \left[1 - \frac{T}{Q + \cos \beta . B . L . c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$$

Faktor kemiringan permukaan tanah :

$$F_{q\beta} = (1 - \tan \beta)^2$$

$$F_{\gamma\beta} = (1 - \tan \beta)^2$$

$$F_{c\beta} = F_{q\beta} - \frac{1 - F_{q\beta}}{147.3}$$

Faktor kemiringan dasar pondasi:

$$F_{q\delta} = (1 - 0.0176 \tan \phi)^2$$

$$F_{\gamma\delta} = (1 - 0.0176 \tan \phi)^2$$

$$F_{c\delta} = F_{q\delta} - \frac{1 - F_{q\delta}}{147.3}$$

Tabel 2.4 Nilai-nilai faktor kapasitas dukung tanah Terzaghi, Meyerhof, Hansen

BEARING CAPACITY FACTORS FOR GENERAL SHEAR

| ANGLE OF FRICTION ϕ (DEGREES) | TERZAGHI | | | MEYERHOF | | | HANSEN | | |
|---------------------------------------|----------|--------|------------|----------|--------|------------|--------|--------|------------|
| | N_c | N_q | N_γ | N_c | N_q | N_γ | N_c | N_q | N_γ |
| 0 | 5.70 | 1.00 | 0.00 | 5.10 | 1.00 | 0.00 | 5.10 | 1.00 | 0.00 |
| 2 | 6.30 | 1.22 | 0.18 | 5.63 | 1.20 | 0.01 | 5.63 | 1.20 | 0.01 |
| 4 | 6.97 | 1.49 | 0.38 | 6.19 | 1.43 | 0.04 | 6.19 | 1.43 | 0.05 |
| 5 | 7.34 | 1.64 | 0.50 | 6.49 | 1.57 | 0.07 | 6.49 | 1.57 | 0.07 |
| 6 | 7.73 | 1.81 | 0.62 | 6.81 | 1.72 | 0.11 | 6.81 | 1.72 | 0.11 |
| 8 | 8.60 | 2.21 | 0.91 | 7.53 | 2.06 | 0.21 | 7.53 | 2.06 | 0.22 |
| 10 | 9.60 | 2.69 | 1.21 | 8.34 | 2.47 | 0.37 | 8.34 | 2.47 | 0.39 |
| 12 | 10.76 | 3.29 | 1.70 | 9.28 | 2.97 | 0.60 | 9.28 | 2.97 | 0.63 |
| 14 | 12.11 | 4.02 | 2.23 | 10.37 | 3.59 | 0.92 | 10.37 | 3.59 | 0.97 |
| 15 | 12.86 | 4.45 | 2.50 | 10.98 | 3.94 | 1.13 | 10.98 | 3.94 | 1.18 |
| 16 | 13.68 | 4.92 | 2.94 | 11.63 | 4.34 | 1.37 | 11.63 | 4.34 | 1.43 |
| 18 | 15.52 | 6.04 | 3.87 | 13.10 | 5.26 | 2.00 | 13.10 | 5.26 | 2.08 |
| 20 | 17.69 | 7.44 | 4.97 | 14.83 | 6.40 | 2.87 | 14.83 | 6.40 | 2.95 |
| 22 | 20.27 | 9.19 | 6.61 | 16.88 | 7.82 | 4.07 | 16.88 | 7.82 | 4.13 |
| 24 | 23.36 | 11.40 | 8.58 | 19.32 | 9.60 | 5.72 | 19.32 | 9.60 | 5.75 |
| 25 | 25.13 | 12.72 | 9.70 | 20.72 | 10.66 | 6.77 | 20.72 | 10.66 | 6.76 |
| 26 | 27.09 | 14.21 | 11.35 | 22.25 | 11.85 | 8.00 | 22.25 | 11.85 | 7.94 |
| 28 | 31.61 | 17.81 | 15.15 | 25.80 | 14.72 | 11.19 | 25.80 | 14.72 | 10.94 |
| 30 | 37.16 | 22.46 | 19.73 | 30.14 | 18.40 | 15.67 | 30.14 | 18.40 | 15.07 |
| 32 | 44.04 | 28.52 | 27.49 | 35.49 | 23.18 | 22.02 | 35.49 | 23.18 | 20.79 |
| 34 | 52.64 | 36.50 | 36.96 | 42.16 | 29.44 | 31.15 | 42.16 | 29.44 | 28.77 |
| 35 | 57.75 | 41.44 | 42.40 | 46.12 | 33.30 | 37.15 | 46.12 | 33.30 | 33.92 |
| 36 | 63.53 | 47.16 | 51.70 | 50.59 | 37.75 | 44.43 | 50.59 | 37.75 | 40.05 |
| 38 | 77.50 | 61.55 | 73.47 | 61.35 | 48.93 | 64.07 | 61.35 | 48.93 | 56.17 |
| 40 | 95.66 | 81.27 | 100.39 | 75.31 | 64.20 | 93.69 | 75.31 | 64.20 | 79.54 |
| 42 | 119.67 | 108.75 | 165.69 | 93.71 | 85.37 | 139.32 | 93.71 | 85.37 | 113.96 |
| 44 | 151.95 | 147.74 | 248.29 | 118.37 | 115.31 | 211.41 | 118.37 | 115.31 | 165.58 |
| 45 | 172.29 | 173.29 | 294.50 | 133.87 | 134.87 | 262.74 | 133.87 | 134.87 | 200.81 |
| 46 | 196.22 | 204.19 | 426.96 | 152.10 | 158.50 | 328.73 | 152.10 | 158.50 | 244.65 |
| 48 | 258.29 | 287.85 | 742.61 | 199.26 | 222.30 | 526.45 | 199.26 | 222.30 | 368.67 |
| 50 | 347.51 | 415.15 | 1153.15 | 266.88 | 319.06 | 873.86 | 266.88 | 319.06 | 568.57 |

(Hary Christady, 2010 ; 375)

Untuk nilai faktor kapasitas dukung tanah vesic sama dengan hansen, tetapi nilai $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$.

2.3.4 Daya Dukung Pondasi pada Tanah Pasir

Perancangan pondasi pada tanah pasir harus dipertimbangkan terhadap toleransi yang tidak seragam. Daya dukung pondasi untuk tanah granuler hanya dipengaruhi oleh kerapatan relative (D_r), kedudukan muka air tanah, tekanan kekang, dan dimensi pondasinya. Tanah granuler yaitu kerikil dan pasir karena kohesinya kecil, sehingga sering diabaikan atau tidak mempunyai kohesi.

Untuk tanah berpasir lepas, karena kohesi $c = 0$. Persamaan kapasitas dukung tanah akan menjadi seperti berikut :

$$q_u = p_o N_q + 0,5 B \gamma N_\gamma \quad (\text{Terzaghi})$$

$$q_u = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (\text{Meyerhof})$$

$$q_u = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} F_{q\beta} F_{q\delta} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} F_{\gamma\beta} F_{\gamma\delta} \quad (\text{Hansen dan Vesic})$$

2.4 Penurunan Pondasi

Kerusakan struktural dapat terjadi akibat adanya perbedaan penurunan (*differential settlement*). Penurunan diferensial sulit untuk diprediksi secara akurat, tetapi biasanya dikaitkan dengan penurunan maksimum pada setiap titik pada struktur. Penurunan maksimum yang diijinkan untuk suatu struktur tergantung pada jenis pondasi dan kondisi tanah dasarnya. Selama penurunan kita menghadapi tanah beralih dari badan yang ada dalam keadaan tegang ke dalam keadaan baru yang menahan beban yang diterapkan. Perubahan tegangan Δq dari beban tambahan ini menghasilkan kumpulan/akumulasi distorsi partikel yang menggulir, menggelincir, meremuk dan elastis yang tergantung kepada waktu pada daerah pengaruh terbatas di bawah luas yang dibebani. Penurunan tersebut merupakan kumpulan gerakan dalam arah yang diminati. Pada arah vertikal penurunan itu akan ditetapkan sebagai ΔH .

Penurunan digolongkan dalam 2 kelompok besar :

1. Penurunan segera (*immediate settlement*), terjadi pada tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus kering (tidak jenuh). Penurunan terjadi segera setelah beban bekerja. Penurunan ini bersifat elastis, dalam praktek sangat sulit diperkirakan besarnya penurunan ini. Penurunan segera ini banyak terjadi pada pondasi bangunan yang terletak pada tanah granuler atau tanah berbutir kasar.
2. Penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*), penurunan konsolidasi terjadi pada tanah berbutir halus yang terletak dibawah muka air tanah. Penurunan ini butuh waktu yang lamanya tergantung pada kondisi lapisan tanah.

Analisa penurunan segera digunakan untuk semua tanah berbutir halus termasuk lanau dan lempung dengan kadar jenuh $\pm S < 90$ dan untuk semua tanah berbutir kasar dengan koefisien rembes atau tembus yang besar. Sedangkan untuk tanah jenuh atau hampir jenuh dan yang berbutir halus dihitung menggunakan analisa penurunan konsolidasi. Kedua analisa penurunan tersebut dapat ditulis dalam bentuk :

$$\Delta H = \epsilon H = \frac{\Delta q}{E} H$$

Dimana :

ΔH = penurunan yang terjadi

Δq = perubahan tegangan

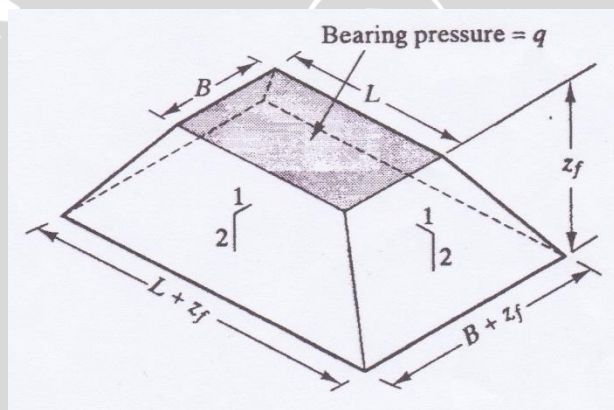
E = Modulus young

H = tinggi tanah

Pertimbangan pertama dalam menghitung besarnya penurunan adalah penyebaran tekanan pondasi ke tanah dasar, hal ini sangat bergantung pada kekakuan pondasi dan sifat-sifat tanah. Salah satu metode yang digunakan dalam menaksir tekanan yang bertambah (Δq) pada suatu kedalaman pada lapisan dibawah daerah yang dibebani, ialah menggunakan cara pendekatan penyebaran tegangan 2V : 1H seperti diperlihatkan pada gambar. Cara pendekatan ini menganggap bahwa penyebaran tegangan dalam tanah membentuk sudut 60° atau dengan perbandingan 2 vertikal dan 1 horizontal. Jika daerah tegangan itu ditetapkan oleh suatu lereng 2 : 1, maka peningkatan tekanan sebesar $q_v = \Delta q$ pada suatu kedalaman z dibawah luas yang dibebani karena muatan Q adalah :

$$q_v = \frac{Q}{(B+z)(L+z)}$$

metode ini hampir setara dengan metode teoritis dari $z = B$ sampai sekitar $4B$



Gambar 2.8 Pendekatan penyebaran tegangan 2V : 1H

(Sumber : Suroso dkk,2007 ; 78)

Penyelesaian klasik untuk tegangan pada material elastis dikembangkan oleh Boussinesq (1885) yang memberikan persamaan untuk beban titik tetapi dapat diintegrasikan pada sembarang bentuk untuk menghasilkan persamaan guna menghitung tegangan dibawah luasan yang dibebani fleksibel. Newmark (1935) menyatakan bahwa untuk pondasi telapak diatas tanah, tegangan dibawah beban segiempat atau bujur sangkar adalah sebagai berikut :

Untuk menghitung kenaikan tegangan Δq adalah :

$$\Delta \sigma_z = I \sigma (q - q'_z D)$$

If $B^2 + L^2 + z_f^2 < B^2L^2/z_f^2$:

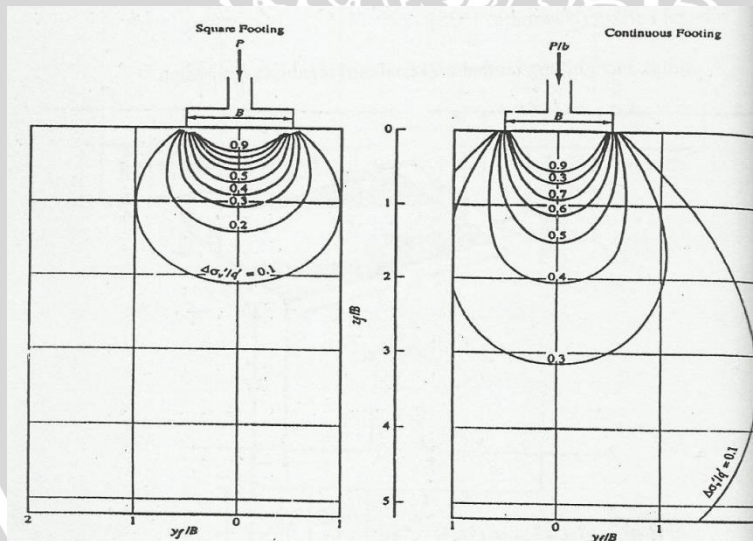
$$I_\sigma = \frac{1}{4\pi} \left[\left(\frac{2BLz_f \sqrt{B^2 + L^2 + z_f^2}}{z_f^2 (B^2 + L^2 + z_f^2) + B^2L^2} \right) \left(\frac{B^2 + L^2 + 2z_f^2}{B^2 + L^2 + z_f^2} \right) + \pi - \sin^{-1} \frac{2BLz_f \sqrt{B^2 + L^2 + z_f^2}}{z_f^2 (B^2 + L^2 + z_f^2) + B^2L^2} \right]$$

Otherwise:

$$I_\sigma = \frac{1}{4\pi} \left[\left(\frac{2BLz_f \sqrt{B^2 + L^2 + z_f^2}}{z_f^2 (B^2 + L^2 + z_f^2) + B^2L^2} \right) \left(\frac{B^2 + L^2 + 2z_f^2}{B^2 + L^2 + z_f^2} \right) + \sin^{-1} \frac{2BLz_f \sqrt{B^2 + L^2 + z_f^2}}{z_f^2 (B^2 + L^2 + z_f^2) + B^2L^2} \right]$$

dimana : Δ_σ = tambahan (kenaikan) tegangan di bawah pojok beban
 I_σ = faktor pengaruh
 B, L = dimensi beban
 z_f = kedalaman dari dasar ke titik yang ditinjau

Persamaan diatas oleh Newmark dibuat dalam diagram (*buld pressure*) seperti ditunjukkan dalam gambar dibawah ini.



Gambar 2.9 Chart penyelesaian Newmark berdasarkan teori Boussinesq
 (Sumber : J. E. Bowles, 1992 : 238)

2.5 Pengujian Laboratorium

2.5.1 Analisa Saring

Pemeriksaan ini dimaksudkan untuk menentukan gradasi / pembagian butir agregat kasar dan agregat halus dengan menggunakan saringan. Dari pengujian ini akan diketahui jenis contoh tanah pasir yang akan digunakan sebagai media percobaan. Tanah pasir yang

digunakan harus sesuai dengan batas yang telah disepakati, yaitu yang mempunyai ukuran batas butiran 4,75 mm sampai dengan 0,075 mm. Selain itu pengujian ini juga dilakukan untuk mengetahui termasuk dalam golongan manakah pasir tersebut apakah termasuk pasir lepas, sedang, atau pasir padat.

2.5.2 Berat Jenis Tanah

Pengujian ini dilakukan untuk menentukan berat jenis tanah yang mempunyai butiran lewat saringan no.4 dengan piknometer. Berat jenis tanah adalah perbandingan antara berat butir tanah dan berat air suling dengan isi yang sama pada suhu tertentu.

2.5.3 Kekuatan Geser Langsung

Pengujian ini dilakukan untuk mendapatkan parameter-parameter kekuatan geser, yaitu c dan ϕ . Parameter-parameter ini yang nantinya akan menentukan daya dukung tanah yang diuji. Pada sampel tanah pasir, pengujian menggunakan alat ini lebih mudah dilakukan untuk mendapatkan parameter tersebut.

Pada pengujian *direct shear* ini sampel tanah pasir dimasukkan kedalam alat uji yang kemudian diberi gaya normal dari atas. Selain itu pada pengujian ini juga diberikan gaya geser kesamping. Pengaruh dari kedua gaya tersebut akan menyebabkan tanah mengalami keruntuhan.

2.5.4 Pematatan Standar

Percobaan ini dilakukan untuk menentukan hubungan antara kadar air dan kepadatan tanah yang dinyatakan dalam berat isi kering dengan memadatkan didalam cetakan silinder berukuran tertentu dengan menggunakan alat penumbuk 2,5 kg dan tingi jatuh 30 cm. Dari pemeriksaan ini akan diperoleh kadar air optimum (OMC) dan kepadatan kering maksimum ($\gamma_d \text{ max}$) tanah pasir.

2.5.5 Uji Kepadatan (*density test*)

Percobaan ini dilakukan untuk menentukan kepadatan tanah di lapangan dengan cara memasukkan silinder baja tipis yang terbuat dari logam ke dalam tanah yang akan diuji, mengambil (memindahkan) tanah dari dalam selongsong dan menentukan berat tanah kering yang diambil per 2,5 cm kedalaman lubang penggalian di dalam silinder. Berat tanah per cm tersebut dikorelasikan terhadap kepadatan kering di lapangan dengan menggunakan persamaan kalibrasi yang telah ditentukan terlebih dahulu untuk jenis tanah yang akan diuji.

2.5.6 Uji Pembebanan

Daya dukung tanah merupakan kuat geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu kuat geser yang dapat dibangkitkan oleh tanah sepanjang bidang gesernya. Beban ultimit adalah suatu titik dimana kemiringan kurva beban penurunan pertama kali mencapai nilai minimum (Vesic 1967).

Untuk mendapatkan daya dukung ultimit dapat dilakukan dengan uji pembebanan. Dari uji pembebanan tersebut dapat diperoleh nilai daya dukung dan nilai penurunan yang diplotkan pada grafik hubungan daya dukung dan penurunan pondasi.

