

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Pasir

2.1.1. Karakteristik Tanah Pasir

Secara spesifik, tanah pasir adalah material granular alami yang belum terkonsolidasi. Pasir terdiri atas butiran yang memiliki ukuran antara 1/16 sampai 2 mm.

Pasir dan kerikil dibagi menjadi 3 fraksi yaitu kasar, medium, dan halus, seperti ditunjukkan pada **Tabel 2.1**. Pasir biasanya mengandung butiran-butiran mineral (*Craig, R.F.1989:11*). Rentan ukuran partikel ditunjukkan pada Tabel 2.1 berikut :

Tabel 2.1 Rentang ukuran partikel

Lempung	Lanau			Pasir			Kerikil			Cobbles	Boulders
	Halus	Medium	Kasar	Halus	Medium	Kasar	Halus	Medium	Kasar		
0,001	0,002	0,006	0,02	0,06	0,2	0,6	2	6	20	60	200
	0,01		0,1		1		10		100		

Ukuran partikel (mm)

(Sumber : *Craig, R.F.1989. Mekanika Tanah Edisi ke Empat*)

Tanah pasir memiliki butiran tanah yang terpisah ketika mengering dan akan melekat apabila berada dalam keadaan basah akibat gaya tarik permukaan di dalam air. Tanah pasir juga adalah tanah non-kohefif sehingga tidak memiliki garis batas antara keadaan plastis dan tidak plastis, karena jenis tanah ini tidak plastis untuk semua nilai kadar air. Namun dalam beberapa kondisi tertentu, tanah non-kohefif dengan kadar air cukup tinggi dapat bersifat sebagai suatu cairan kental. Tarikan permukaan memberikan tanah non-kohefif suatu kohefif semu (*apparent cohesion*) yang disebut demikian karena kohefif tersebut akan hilang apabila tanah itu benar-benar kering atau benar-benar jenuh. (*Bowles, 1993:38*)

Pasir adalah partikel-partikel batuan yang lolos saringan no. 4 (4,75 mm) dan tinggal dalam saringan no. 200 (0,075 mm), dengan pembagian sebagai berikut:

1. Pasir kasar: butirannya lolos saringan no. 4 (4,75 mm) dan tertahan dalam saringan no. 10 (2 mm).

2. Pasir medium : butirannya lolos saringan no. 10 (2 mm) dan tertahan dalam saringan no. 40 (0,425 mm)
3. Pasir halus : butirannya lolos saringan no. 40 (0,425 mm) dan tertahan dalam saringan no. 200 (0,075 mm)

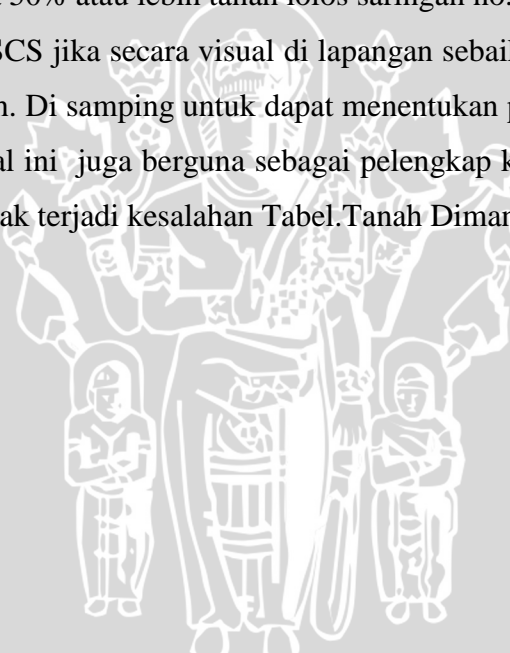
(Hardiyatmo,H.C., 2011:2).

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

Dibentuk oleh American Society for Testing and Materials (ASTM) dengan memakai USCS sebagai metode standar untuk mengklasifikasikan tanah. Sampai saat ini sistem USCS banyak digunakan dalam berbagai pekerjaan geoteknik.

Awal mulanya terdapat dua divisi utama dalam sistem USCS. Tanah dikatakan sebagai tanah kasar apabila lebih dari 50% tanah tertahan pada saringan no. 200 dan sebagai tanah berbutir halus jika 50% atau lebih tanah lolos saringan no. 200.

Klasifikasi tanah sistem USCS jika secara visual di lapangan sebaiknya dilakukan di setiap pengambilan contoh tanah. Di samping untuk dapat menentukan pemeriksaan yang mungkin perlu ditambahkan, Hal ini juga berguna sebagai pelengkap klasifikasi yang dilakukan di laboratorium agar tidak terjadi kesalahan Tabel.Tanah Dimana :



W = *Well Graded* (tanah dengan gradasi baik),

P = *Poorly Graded* (tanah dengan gradasi buruk),

Tabel 2. 1 Sistem Klasifikasi Tanah Berbutir Kasar USCS

Divisi Utama		Simbol	Nama Umum	Kriteria Klasifikasi		
Tanah berbutir kasar $\geq 50\%$ butiran tertahan saringan No. 200	Kerikil $50\% \geq$ fraksi kasar tertahan saringan No. 4	Kerikil bersih (hanya kerikil)	GW	Kerikil bergradasi-baik dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW	
		Kerikil dengan Butiran halus	GP	Kerikil bergradasi-buruk dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus		
		Kerikil berlanau, campuran kerikil-pasir-lanau	GM	Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung		Batas-batas <i>Atterberg</i> di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas <i>Atterberg</i> di bawah garis A atau $PI > 7$ Bila batas <i>Atterberg</i> berada didaerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai dobel simbol
			GC			
	Pasir $\geq 50\%$ fraksi kasar lolos saringan No. 4	Pasir bersih (hanya pasir)	SW	Pasir bergradasi-baik, pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW	
			SP	Pasir bergradasi-buruk, pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus		
		Pasir dengan butiran halus	SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau		Batas-batas <i>Atterberg</i> di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas <i>Atterberg</i> di bawah garis A atau $PI > 7$ Bila batas <i>Atterberg</i> berada didaerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai dobel simbol
			SC	Pasir berlempung, campuran pasir-lempung		
	Klasifikasi berdasarkan prosentase butiran halus; Kurang dari 5% 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					

2.1.3. Kepadatan Relatif Pasir

Dalam kata lain merupakan prosentase kepadatan tertentu dan bisa dispesifikasikan sebagai nilai perbandingan dari berat volume kering pada pemodelan atau di lapangan dengan berat volume kering maksimum di laboratorium menurut percobaan standar, seperti misalnya percobaan standar proctor atau modifikasi proctor. Persamaan dari kepadatan relatif dapat diperhatikan pada Persamaan 2-1.

$$RC = \frac{\rho_d - \rho_{d \text{ field}}}{\rho_d - \rho_{d \text{ laboratory}}} \times 100\% \quad (2-1)$$

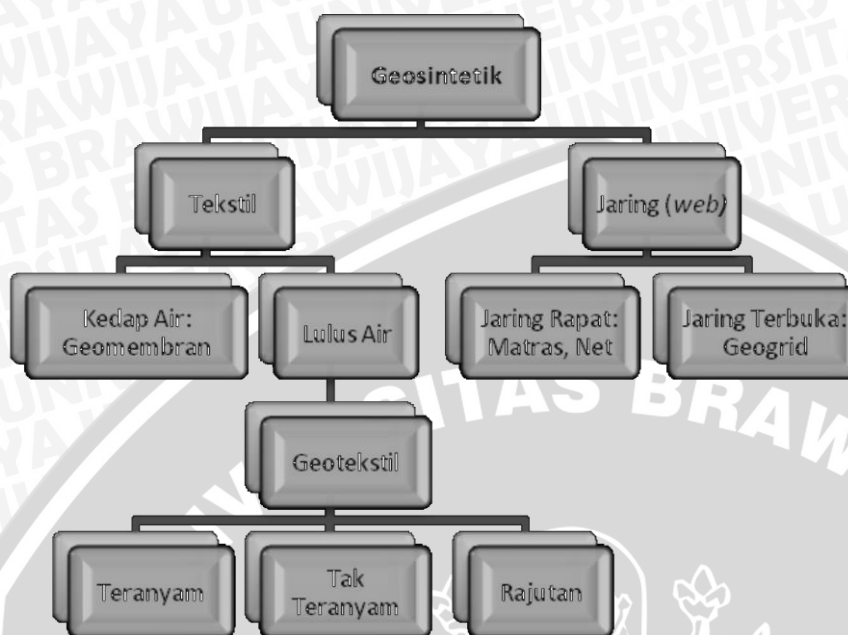
Memadatkan tanah pada sisi basah optimum akan menghasilkan kuat geser tanah yang lebih rendah bila dibandingkan dengan kadar air pada sisi kering optimum. Oleh sebab itu, selain nilai persentase kepadatan, rentang kadar air tanah pada tanah yang akan dipadatkan juga perlu diperhatikan.

2.2. Geosintetik

Menurut pendapat Niken (2012) Geosintetik terdiri dari dua bagian, yaitu Geo yang berhubungan dengan tanah dan Sintetik yang berarti bahan buatan manusia. Geosintetik sebagai material yang umumnya berbentuk lembaran dan sebagainya difungsikan untuk menyelesaikan permasalahan yang dihadapi oleh konstruksi yang berkaitan dengan tanah.

Menurut Kementrian PU pada dasarnya, geosintetik dibagi menjadi dua yaitu tekstil dan jaring (*web*). Berdasarkan bahannya, geosintetik terbagi menjadi dua yaitu alami dan sintetik. Bahan sintetik merupakan yang paling populer digunakan karena material polimer tahan terhadap degradasi biologis dan kimiawi. Bahan alami seperti serat kapas dan rami juga dapat digunakan tetapi hanya bersifat sementara. Berdasarkan bentuk jaring (*web*) dibagi menjadi dua, yaitu jala (*mesh*) terbuka dan jala (*mesh*) rapat. Jenis geosintetik yang berbentuk jala (*mesh*) terbuka adalah geogrid dan untuk jala (*mesh*) rapat adalah net dan matras.

Untuk memperjelas bagaimana pembagian dari geosintetik, Gambar 2.1 dibawah ini merupakan bagan klasifikasi pengelompokan geosintetik



Gambar 2.1 Klasifikasi Geosintetik

2.3. Geogrid

Geogrid adalah jenis geosintetik yang berbentuk jaring (*web*) dengan jala (*mesh*) terbuka. Fungsi utama geogrid adalah sebagai perkuatan. Penguatan mengacu pada mekanisme dimana sifat teknis tanah komposit / agregat dapat ditingkatkan secara mekanis. Geogrid dibentuk oleh suatu jaring teratur dan terhubung satu sama lainnya yang mempunyai bukaan berukuran tertentu sehingga saling mengunci (*interlock*) dengan bahan pengisi di sekelilingnya baik tanah, batuan ataupun struktur lain disekitarnya. Menurut ASTM D4439, bukaan (*aperture*) pada geogrid memiliki ukuran yang lebih besar dari 6,35 mm (1/4 in.).

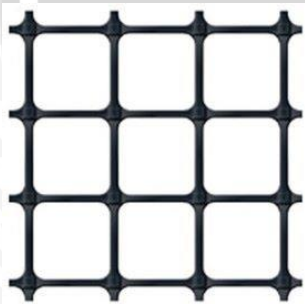
Kelebihan dari penggunaan geogrid antara lain :

1. Kekuatan tarik yang tinggi,
2. Pelaksanaan yang cepat,
3. Pemasangan yang mudah dan dapat membangun lebih tinggi dan tegak,
4. Pemasangan dan harga geogrid yang lebih murah dibandingkan beton.

2.3.1. Jenis Geogrid

Geogrid memiliki bentuk geometri yang tersusun dari dua set elemen ortogonal penahan tarik dengan pola segi empat. Karena keperluan akan sifat geosintetik yang memiliki kuat tarik serta ketahanan rangkai yang tinggi, maka geogrid diproduksi dari bahan plastic yang molekulnya diorientasikan kearah tarik

Ada beberapa jenis geogrid yang dijabarkan oleh Isparmo dalam webnya, material dasar penyusun geogrid bisa berupa *polyphropylene*, *polyethylene*, dan *polyester* atau beberapa polimer lain. Berdasarkan bentuk bukaannya geogrid memiliki tiga jenis yakni, uniaksial, biaksial dan triaksial. Dalam penelitian ini menggunakan geogrid yang mempunyai bukaan berbentuk persegi. Yang dapat dilihat pada Gambar 2.2 berikut.



Gambar 2.2 Geogrid Biaksial

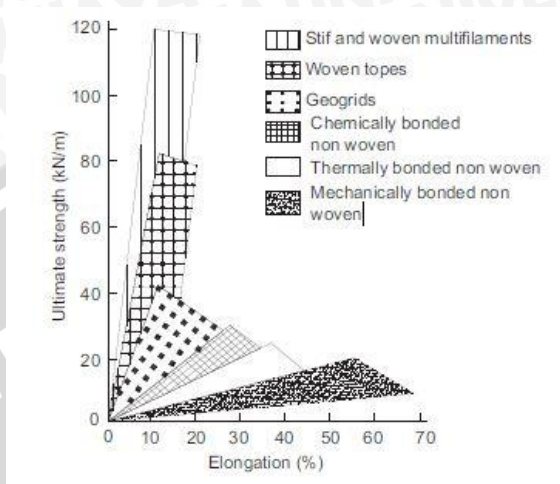
2.3.2. Karakteristik Geogrid Sebagai Bahan Perkuatan

2.3.2.1. Kekuatan Tarik

Kuat tarik didefinisikan sebagai tegangan tarik maksimum yang mampu ditahan oleh benda uji pada titik keruntuhan. Seluruh aplikasi geosintetik bergantung pada sifat mekanik ini baik sebagai fungsi primer maupun fungsi sekunder. (Dirjen Bina Marga, 2009:45)

Beberapa factor akan mempengaruhi kuat tarik pada suatu elemen geosintetik, misalnya rasio lebar geosintetik terhadap panjang benda uji, suhu, ketebalan geosintetik dan kelembaban ruangan saat pengujian dilakukan.

Dalam modul pelatihan geosintetik oleh direktorat jendral bina marga, dijelaskan bahwa Geogrid memiliki kuat tarik serta modulus tarik yang tinggi dengan tingkat regangan rendah bahkan dengan regangan 2%. Hal ini ditunjukkan pada Gambar 2.3 berikut.



Gambar 2.3 Diagram Kuat Tarik Geogrid

(sumber: Modul Pelatihan Geosintetik, 2009)

2.3.2.2. Interaksi Tanah dan Geogrid

Uji geser langsung digunakan untuk menentukan besarnya gesekan antara tanah dan geosintetik, ϕ_{sg} . Jika hasil pengujian tidak tersedia, maka nilai yang disarankan untuk timbunan pasir adalah $2/3\phi$ sampai dengan ϕ pasir (ϕ adalah sudut geser tanah). Untuk tanah lempung, pengujian ini harus dilakukan pada situasi apapun. (Departemen PU,2009)

2.4. Geogrid sebagai Material Perkuatan Tanah

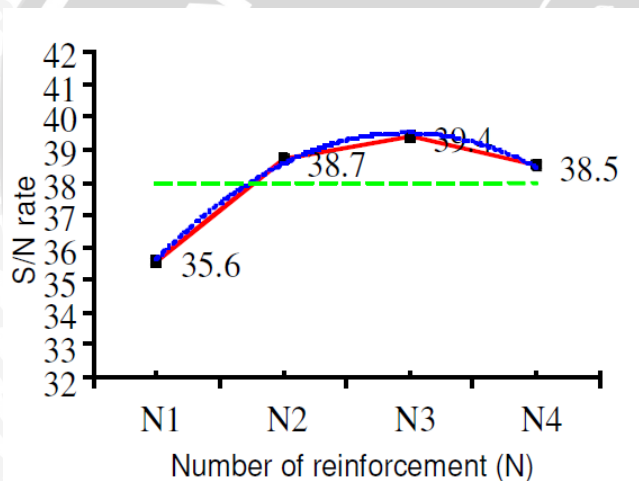
Dalam penelitiannya Nurly Gofar dan Bakrie Oemar (1990) mengatakan bahwa dasar dari pemakaian geogrid adalah pembentukan ikatan antara bahan pengisi (tanah) dan elemen perkuatan geosintetis. Hasil pengukuran menunjukkan bahwa gesekan yang terjadi pada dasarnya merupakan fungsi dari besarnya butiran tanah dan sifat bahan perkerasan itu sendiri.

Manfred R.Hausman (1990) menyebutkan dalam penelitiannya bahwa geogrid digunakan karena memiliki karakteristik tegangan puncak dan modulus tegangan tarik yang baik. Beberapa penelitian menunjukkan bahwa partikel tanah dan geogrid memiliki

gesekan yang mengakibatkan interlocking . Perengaruh interlocking dari geogrid dan tanah tersebut mempunyai efek signifikan dalam tegangan tarik yang terjadi.

2.4.1. Penambahan Lapisan Geogrid

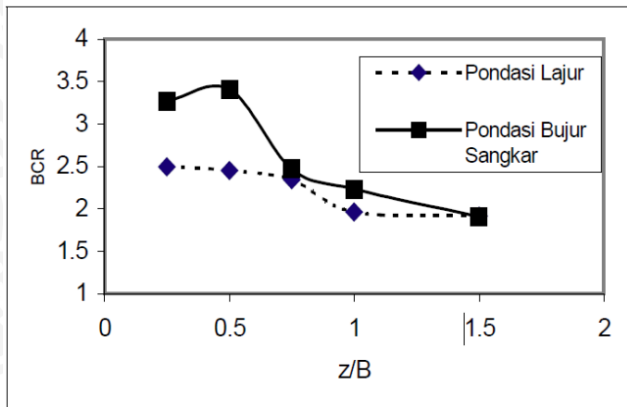
Dalam penelitian yang dilakukan Demiroz dan Ozcan Tan (2010) diuji panjang efektif geogrid yang dibutuhkan dalam perkuatan pondasi lajur. Dengan membandingkan grafik penurunan tanah antara tanah dengan perkuatan geogrid maupun tanpa perkuatan. Jumlah lapis pondasi yang dipakai 4 lapis. Selain dari perbandingan lapisan pondasi peneliti juga membandingkan beberapa parameter lain seperti lebar pondasi dan jarak antar geogrid. Hasil dari penelitian dapat dilihat pada Gambar 2.4 . Dapat dilihat kenaikan yang signifikan pada penambahan geogrid, tetapi semakin banyak penambahan tidak menunjukkan hasil yang signifikan.



Gambar 2. 4 Pengaruh Rasio Jumlah Lapis Geogrid Terhadap Daya Dukung

2.4.2. Pengaruh Jarak Antar Lapisan Geogrid

Menurut Pontjo Utomo (2004) dalam penelitiannya digunakan nilai efektif rasio jarak geogrid sebesar 0,25 ; 0,5 ; 0,75 ; 1 ; 1,5 ; dan 2. Pengujian dilakukan pada pondasi menerus pada tanah pasir. kenaikan daya dukung yang terjadi hingga 2,5 kali. Hasil pengujian dapat dilihat pada Gambar 2.5

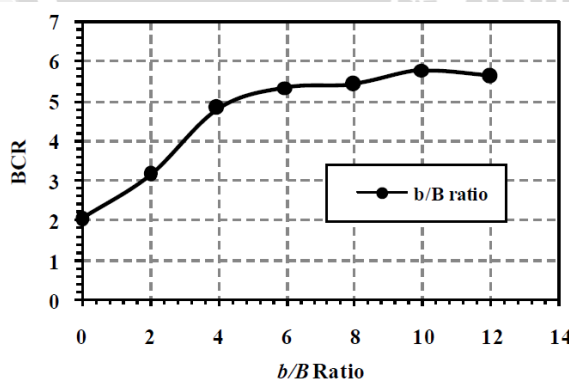


Gambar 2.5 Hubungan z/B vs BCR

Berdasarkan penelitian tersebut jarak antar lapisan geogrid yang dipakai adalah jarak yang optimal. Mengacu pada penelitian Pontjo Utomo (2004), maka didapatkan nilai variasi jarak antar geogrid yang optimum untuk pondasi lajur sebesar 0,25 – 0,5 B.

2.4.3. Pengaruh Lebar Geogrid

Panjang geogrid yang dibutuhkan pada geogrid menurut Laxmikant Yadu dan Dr. R.K.Tripathi (2013) menguji panjang efektif geogrid yang dibutuhkan dalam perkuatan pondasi dangkal. Hasil dari penelitian menunjukkan bahwa panjang efektif pada pondasi yang diperoleh rasio panjang dibandingkan dengan lebar pondasi $b/B = 4$. Data hasil penelitian dapat dilihat pada Gambar 2.6. Kenaikan cenderung konstan pada saat panjang geogrid bertambah dari $b/B = 6$ sampai dengan $b/B = 12$.



Gambar 2.6 Pengaruh rasio panjang geogrid (b/B) terhadap daya dukung

2.5. Mekanisme Kerja Geogrid pada Tanah

Salah satu fungsi geogrid adalah untuk menstabilkan tanah dengan meningkatkan sifat mekanis tanah, meningkatkan faktor keamanan, serta meningkatkan daya dukung tanah khususnya tanah pasir. Dengan persamaan keruntuhan Mohr-Coulomb, didapatkan tegangan geser antara permukaan tanah dengan geogrid adalah dengan persamaan 2-2 sebagai berikut

$$\tau = c_u + \sigma'_n \tan \delta \quad (2-2)$$

Dimana :

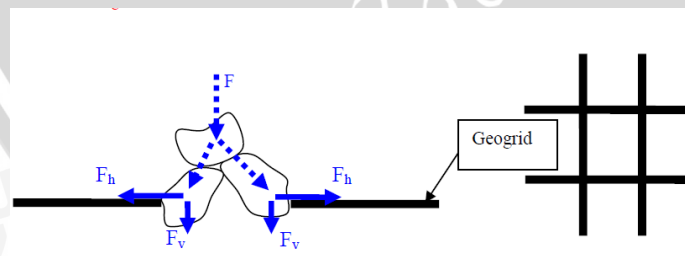
τ = Tegangan geser permukaan antara tanah dengan geogrid

c_u = Adhesi geogrid terhadap tanah

σ'_n = Tegangan normal efektif pada bidang geser

δ = Sudut gesek permukaan tanah dengan geogrid

Pasir yang diberi perkuatan geogrid terdiri dari timbunan padat dengan digabungkan perkuatan geosintetik yang disusun ke arah horisontal. “Ketika tanah dan geosintetik digabungkan, material komposit (tanah yang diperkuat) tersebut menghasilkan kekuatan tekan dan tarik tinggi sehingga dapat menahan gaya yang bekerja dan deformasi. Pada tahapan tersebut, geosintetik berlaku sebagai bagian tahanan tarik (gesekan, *adhesi*, saling mengikat (*interlocking*) atau pengurungan (*confinement*)) yang digabungkan ke tanah/timbunan dan menjaga stabilitas massa tanah” (Prasasti, 2014:3). Ilustrasi dari mekanisme kerja geogrid dapat diperhatikan pada gambar 2.7 berikut:



Gambar 2.7 Mekanisme kerja geogrid

(sumber : Gouw Tjie-Liong)

2.6. Pondasi Dangkal

Hardiyatmo (2011) berpendapat bahwa pondasi merupakan bagian terendah suatu konstruksi bangunan yang berfungsi meneruskan beban bangunan di atasnya ke tanah atau batuan yang ada di bawahnya. Terdapat dua jenis pondasi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal didefinisikan sebagai pondasi yang mendukung bebannya secara langsung. Yang termasuk dalam pondasi dangkal adalah pondasi telapak, pondasi memanjang, dan pondasi rakit.

Pondasi telapak (*spread footing*) adalah pondasi yang berdiri sendiri dalam menopang beban kolom. Pondasi memanjang (*continuous footing*) merupakan pondasi yang digunakan untuk mendukung sederet kolom-kolom berjarak dekat, sehingga tidak memungkinkan digunakan pondasi telapak karena sisi-sisinya akan berimpit satu sama lain.

2.6.1 Tegangan Kontak

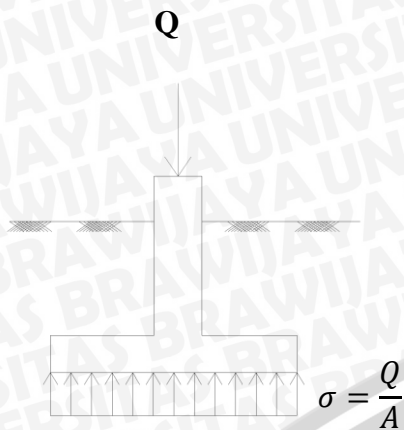
Musthafa (2015) menyebutkan bahwa tegangan kontak (*contact pressure*) merupakan tegangan yang bekerja di bawah pondasi akibat beban struktur di atasnya. Tegangan kontak dapat dihitung dengan menggunakan **Persamaan 2-3** sebagai berikut.

$$\sigma = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x \cdot X}{I_y} \pm \frac{M_y \cdot Y}{I_x} \quad (2-3)$$

Dengan:

- σ = tegangan kontak
- Q = beban aksial total
- M_x, M_y = momen terhadap sumbu x dan y pada penampang pondasi
- X, Y = jarak antara titik pusat penampang pondasi ke titik dimana tegangan kontak dihitung perspektif sumbu x dan y
- I_x, I_y = momen inersia penampang pondasi terhadap sumbu x dan y

Bila pondasi hanya dibebani dengan beban sentris, tegangan kontak yang dihasilkan akan merata. Beban aksial yang sentris tegak lurus dengan titik pusat penampang pondasi tanpa adanya momen yang bekerja pada pondasi, besarnya tegangan kontak akan sama besar pada keseluruhan penampang pondasi. Tegangan kontak dapat dilihat pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8 Tegangan kontak akibat beban aksial eksentris

2.6.2 Pola Keruntuhan di Bawah Pondasi

Vesic (1963) dalam buku yang ditulis oleh Hardiyatmo (2011), menyebutkan bahwa mekanisme keruntuhan pondasi dikategorikan menjadi 3 macam, yaitu:

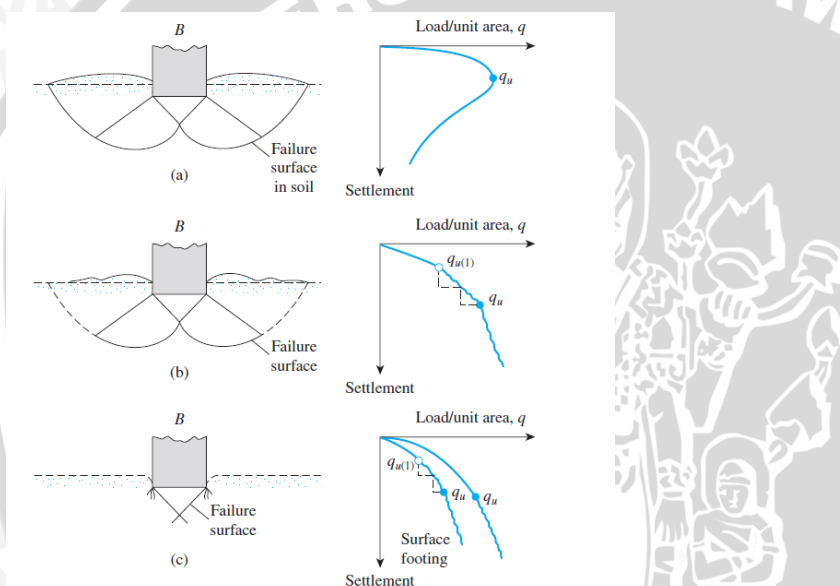
1. Keruntuhan geser umum (*general shear failure*).
2. Keruntuhan geser local (*local shear failure*).
3. Keruntuhan penetrasi (*penetration failure* atau *punching shear failure*).

Saat beban pondasi per satuan luas (q) diberikan secara bertahap pada tanah pasir padat atau tanah kohesif kaku, penurunan yang terjadi akan meningkat. Pada titik tertentu, saat beban per satuan luas mencapai nilai q_u , keruntuhan tanah akan terjadi secara tiba-tiba dan gerakan tanah yang terjadi menyebabkan pengembangan tanah di sekitar pondasi hingga ke permukaan tanah. Keruntuhan tanah yang terjadi secara tiba-tiba tersebut disebut sebagai keruntuhan geser umum (*general shear failure*). Keruntuhan geser umum terjadi dalam waktu singkat dengan diikuti penggulingan pondasi. (Hardiyatmo, 2011: 107).

Bila satu kondisi dimana pondasi berada di atas tanah lempung atau tanah dengan kepadatan rendah, bertambahnya beban pada pondasi akan diikuti dengan bertambahnya penurunan. Keruntuhan yang terjadi akan menyebabkan berkembangnya tanah secara bertahap. Saat beban mencapai nilai $q_{u(1)}$, pondasi akan bergerak secara tiba-tiba. $q_{u(1)}$ didefinisikan sebagai beban runtuh pertama (Vesic, 1963). Perpindahan pondasi menyebabkan terjadinya pola keruntuhan yang ditunjukkan dengan garis putus-putus pada Gambar 2.9 dan memungkinkan tanah mengembang ke permukaan. Keruntuhan tersebut akan terjadi ketika beban per satuan luas mencapai nilai q_u . Nilai q puncak pada

keruntuhan ini tidak dapat ditentukan. Keruntuhan tersebut dinamakan sebagai keruntuhan geser lokal (*local shear failure*). (Das, 2011: 133). Pada keruntuhan geser lokal, pengembangan tanah yang terjadi cukup sedikit tanpa disertai penggulingna pondasi. (Hardiyatmo, 2011: 107).

Saat pondasi ditempatkan pada tanah lunak (*fairly loose soil*), dapat dikatakan keruntuhan geser tidak terjadi. Saat diberi beban, pondasi hanya menembus dan menekan tanah ke samping yang menyebabkan pemampatan tanah di sekitar pondasi. Penurunan yang terjadi hampir linier dengan penambahan bebannya. Saat keruntuhan, bidang runtuh tidak terlihat sama sekali. Keruntuhan ini disebut sebagai keruntuhan penetrasi (*punching shear failure*). (Hardiyatmo, 2011: 107).



Gambar 2.9 Macam keruntuhan pondasi (Vesic, 1963)

- (a) Keruntuhan geser umum
- (b) Keruntuhan geser lokal
- (c) Keruntuhan penetrasi

2.7 Teori Daya Dukung Pondasi

2.7.1 Pengertian Daya Dukung Pondasi

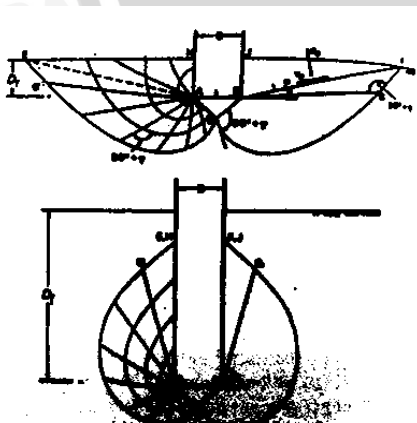
Analisis kapasitas daya dukung tanah mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi dari struktur yang terletak di atasnya. Akapasitas dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya.

Perencanaan pondasi harus didasarkan pada pertimbangan keruntuhan geser dan penurunan berlebih. Persyaratan yang harus dipenuhi adalah:

1. Faktor aman terhadap terlampauinya kapasitas dukung tanah harus dipenuhi. Dalam hitungan kapasitas dukung, umumnya digunakan factor keamanan 3.
2. Penurunan pondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang ditoleransikan. Khususnya penurunan yang tak seragam harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

2.7.2 Solusi Meyerhof

Dalam bukunya Hery Christady (1990) mengatakan bahwa analisis daya dukung mayerhof (1955) menganggap faktor faktor daya dukungnya lebih kecil disbanding yang disarankan Terzaghi, namun karena Mayerhof mempertimbangkan kedalaman pondasi, kapasitas daya dukungnya menjadi lebih besar. Berikut adalah gambar 2.10 untuk keruntuhan daya dukung Meyerhof:



Gambar 2.10 Keruntuhan Daya dukung Meyerhof

Mayerhof (1963) menyarankan persamaan kapasitas daya dukung dengan mempertimbangkan bentuk pondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah diatas pondasi, seperti persamaan 2-4 berikut:

$$qu = s_c d_c i_c c N_c + s_q d_q i_q q N_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma 0,5B' \gamma N_\gamma \quad (2-4)$$

Dengan:

Q_u = kapasitas dukung ultimit

N_c, N_q, N_γ = faktor kapasitas dukung untuk pondasi memanjang

s_c, s_q, s_γ = faktor bentuk pondasi

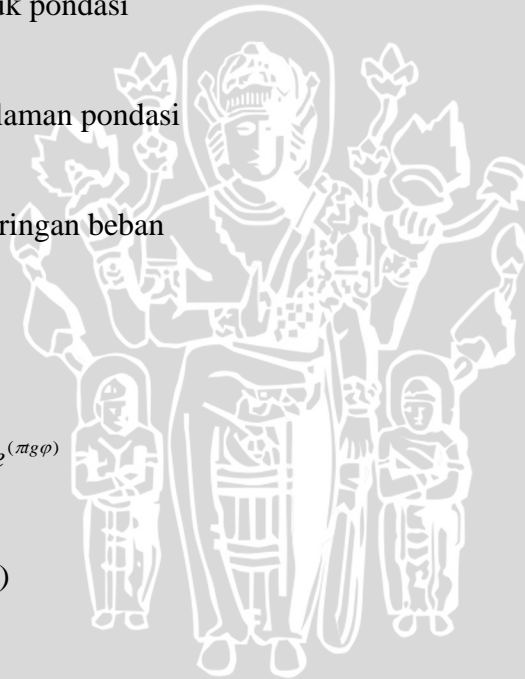
d_c, d_q, d_γ = faktor kedalaman pondasi

i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan beban

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \varphi$$

$$N_q = \text{tg}(45^\circ + \varphi/2) e^{(\pi \text{tg} \varphi)}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg}(1,4\varphi)$$



Faktor faktor bentuk pondasi, kedalaman, dan kemiringan dapat dilihat dari tabel

2.3-tabel 2.5 berikut:

Faktor bentuk	Nilai	Keterangan
S_c	$1 + 0,2(B/L)tg^2(45 + \varphi/2)$	Untuk sembarang φ
$S_q = S_\gamma$	$1 + 0,1(B/L)tg^2(45 + \varphi/2)$	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$
	1	Untuk $\varphi = 0$

Tabel 2.3 Faktor-faktor bentuk pondasi

Tabel 2.4 Faktor kedalaman pondasi

Faktor kedalaman	Nilai	Keterangan
d_c	$1 + 0,2(D/B)tg(45 + \varphi/2)$	Untuk sembarang φ
$d_q = d_\gamma$	$1 + 0,1(D/B)tg(45 + \varphi/2)$	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$
	1	Untuk $\varphi = 0$

Tabel 2.5 Faktor-faktor kemiringan beban

Faktor kemiringan beban	Nilai	Keterangan
$i_c = i_q$	$\left(1 - \frac{\delta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Untuk sembarang φ
i_γ	$\left(1 - \frac{\delta^\circ}{\varphi^\circ}\right)^2$ 1	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$ Untuk $\varphi = 0$

Catatan: δ = sudut kemiringan beban terhadap garis vertikal

2.7.3 Solusi Hansen dan Vesic

Brinch Hansen (1970) menyarankan persamaan kapasitas dukung yang pada dasarnya sama dengan Terzaghi, hanya didalamnya di masukan nilai factor kedalaman, inklinasi beban, inklinasi dasar, dan inklinasi permukaan tanah. Untuk $\varphi = 1$ Hansen menyarankan persamaan kapasitas daya dukung ultimit dan dapat diperhatikan pada **persamaan 2-5**.

$$q_u = \frac{Q_u}{B'L} = s_c d_c i_c b_c g_c c N_c + s_q d_q i_q b_q g_q p_o N_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma 0,5 B' \gamma N_\gamma \quad (2-5)$$

Persamaan kapasitas dukung Vesic (1975) selengkapnya, seperti juga persamaan Brinch Hansen, memberikan pengaruh-pengaruh seperti kedalaman, bentuk pondasi, kemiringan dan eksentrisitas beban, kemiringan dasar dan kemiringan permukaan, dapat dilihat pada **persamaan 2-6**.

$$q_u = \frac{Q_u}{B'L} = s_c d_c i_c b_c g_c c N_c + s_q d_q i_q b_q g_q p_o N_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma 0,5 B' \gamma N_\gamma \quad (2-6)$$

Dengan:

Q_u = Beban vertical ultimit (kn)

L', B' = panjang dan lebar efektif pondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m²)

C = kohesi tanah (kN/m²)

p_o = $D_f \gamma$ = tekanan overburden di dasar pondasi (kN/m²)

s_c, s_q, s_γ = faktor-faktor bentuk pondasi

d_c, d_q, d_γ = faktor-faktor kedalaman pondasi

i_c, i_q, i_γ = faktor-faktor kemiringan beban

b_c, b_q, b_γ = faktor-faktor kemiringan dasar

g_c, g_q, g_γ = faktor-faktor kedalaman pondasi

N_c, N_q, N_γ = faktor-faktor kapasitas dukung Hansen

(Christady:142, 2002)

2.8 Bearing Capacity Improvement (BCI)

Adanya pengaruh mengenai perkuatan tanah menggunakan gogrid ataupun perkuatan lainnya, digambarkan dalam bentuk besaran non-dimensional yang biasanya disebut sebagai BCI. *Bearing Capacity Improvement* (BCI) adalah suatu perbandingan rasio yang menjelaskan perbandingan antara daya dukung tanah saat diberi perkuatan dengan daya dukung tanah tanpa diberi perkuatan. Nilai BCI dapat ditentukan berdasarkan dua hal, yaitu daya dukung pada saat ultimit atau BCI_u (S.M. Marandi, 2008; P.K. haripal dkk, 2008; E. C. shin dkk, 2000; J. Thanapalasingam dkk, 2008; M.J. Kenny dkk, 1997) dan

daya dukung pada penurunan yang sama atau BCIs (A. Zahmatkesh dkk, 2010; S. M. Marandi, 2008).

Pada penelitian ini dapat diketahui BCI merupakan perbandingan antara rasio yang membandingkan antara daya dukung tanah pasir menggunakan perkuatan geogrid dengan tanpa perkuatan. Dengan persamaan 2-7 berikut ini:

$$BCI = \frac{q}{q_0} \quad (2-7)$$

Dimana ;

BCI = *Bearing Capacity Improvement*

q = daya dukung dengan perkuatan

q₀ = daya dukung tanpa perkuatan

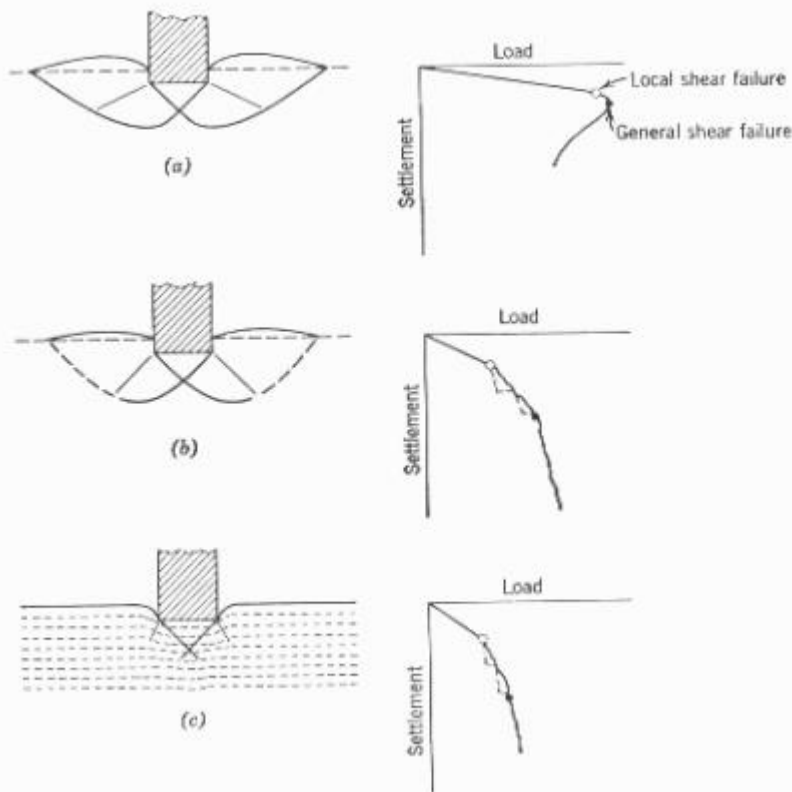
Pada penelitian ini, BCI ditentukan berdasarkan daya dukung pada saat ultimit (BCI_{qu}).

2.9 Kriteria Penentuan Beban Ultimit

Kondisi seimbang dari hubungan antara kekuatan daya dukung tanah dengan beban vertikal dikenal istilah *ultimate bearing capacity* (q_{ult}, dayadukung batas). Sementara kondisi aman, *allowable bearing capacity* (q_a, dayadukung-ijin) dengan melibatkan Faktor Keamanan (F) antara 2 sampai 5. Pondasi untuk menopang bangunan bisa menimbulkan masalah yakni peletakannya, yang dihadapi dalam setiap perencanaan bangunan bertingkat maupun bangunan dasar. Secara umum keruntuhan pondasi meliputi 3 hal, seperti:

1. General shear failure (keruntuhan geser menyeluruh dari tanah di bawah pondasi),
2. Local shear failure (keruntuhan geser setempat dari tanah bawah pondasi)
3. Punching shear failure (keruntuhan geser setempat ke arah bawah pondasi)

Untuk lebih jelasna bisa diperhatikan pada gambar 2.11 berikut:



Gambar 2.11 Jenis-jenis keruntuhan tanah akibat beban sehubungan dengan Pondasi, a) general shear, b) local shear, dan c) punching shear

(Koerner, 1984)

2.10 Penurunan

Jika lapisan tanah mengalami pembebanan maka akan timbul regangan atau penurunan. Regangan ini disebabkan oleh berubahnya susunan tanah maupun pengurangan rongga pori/air di dalam tanah. Jumlah regangan sepanjang kedalaman lapisan merupakan penurunan total tanahnya. Umumnya penurunan tak seragam lebih membahayakan dari penurunan totalnya. Beberapa sebab terjadinya penurunan akibat pembebanan adalah sebagai berikut :

1. Keruntuhan geser akibat terlampauinya daya dukung tanah, hal ini akan menyebabkan penurunan sebagian (different settlement) dan penurunan bangunan.
2. Kerusakan akibat defleksi yang besar pada pondasinya. Kerusakan ini umumnya terjadi pada pondasi dalam.
3. Distorsi geser pada tanah pendukungnya (shear distortion)
4. Turunnya tanah akibat perubahan angka pori.

Penurunan biasanya digolongkan menjadi dua macam, yaitu :

1. Seketika, atau penurunan yang terjadi pada waktu beban diterapkan atau dalam suatu jangka waktu sekitar tujuh hari.
2. Konsolidasi, atau penurunan yang tergantung waktu dan berlangsung dalam beberapa bulan sampai tahunan.

Analisa penurunan seketika digunakan untuk semua tanah berbutir halus dan untuk semua tanah berbutir kasar dengan koefisien rembes yang besar.

Analisa penurunan konsolidasi digunakan untuk semua tanah jenuh atau hamper jenuh dan yang berbutir halus. Hal ini disebabkan karena untuk tanah-tanah ini kita ingin taksiran-taksiran tentang penurunan ΔH dan berapa lamanya penanaman itu memerlukan waktu.

Pertimbangan pertama dalam menghitung besarnya penurunan adalah penyebaran tekanan pondasi ke tanah dasar, hal ini sangat bergantung pada kekakuan pondasi dan sifat-sifat tanah. Tekanan yang terjadi pada pertemuan antara pondasi dan tanah disebut tekanan sentuh (contact pressure) yang berpengaruh terhadap distribusi momen dan tegangan geser pondasi terhadap tanah. Dalam praktek sangat jarang dijumpai pondasi yang benar-benar kaku, karena itu distribusi tekanan sentuh yang terjadi adalah antara pondasi kaku dan fleksibel sehingga dapat dianggap seragam bila terbagi rata.

