

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah Pasir

2.1.1 Definisi dan Klasifikasi Tanah Pasir

Semua bahan, organik dan anorganik, yang berada di atas lapisan batuan tetap disebut dengan istilah tanah dalam mekanika tanah. Perbedaan jenis maupun perilaku tanah baik secara fisik maupun kimia disebabkan oleh campuran partikel yang terkandung dalam tanah. Informasi ini sangat penting dalam perencanaan pondasi sebagai bahan pertimbangan pendahuluan dan penyelidikan tanah bawah permukaan serta pengujian laboratorium dan untuk studi kelayakan.

Berdasarkan ukuran butirannya, tanah dibagi menjadi beberapa jenis, yaitu kerikil (gravel), pasir (sand), lanau (silt) dan lempung (clay). Adapun tabel ukuran golongan jenis tanah tersebut yang telah dikembangkan dari beberapa organisasi ditunjukkan pada tabel 2.1 di bawah ini.

Tabel 2.1 Batasan – batasan Ukuran Golongan Tanah

Nama Golongan	Ukuran Butiran (mm)			
	Kerikil	Pasir	Lantau	Lempung
<i>Massachusetts Institute of Technology (MIT)</i>	> 2	2 - 0.06	0.06 - 0.002	< 0.002
<i>U.S. Department of Agriculture (USDA)</i>	> 2	2 - 0.05	0.05 - 0.002	< 0.002
<i>American Association of and Transportation Officials (AASHTO)</i>	76.2 - 2	2 - 0.075	0.075 - 0.002	< 0.002
<i>Unified Soil Classification System (U.S Bureau of Reclamation)</i>	76.2 - 4.75	4.75 - 0.075	Halus (yaitu lanau dan lempung < 0.075)	

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

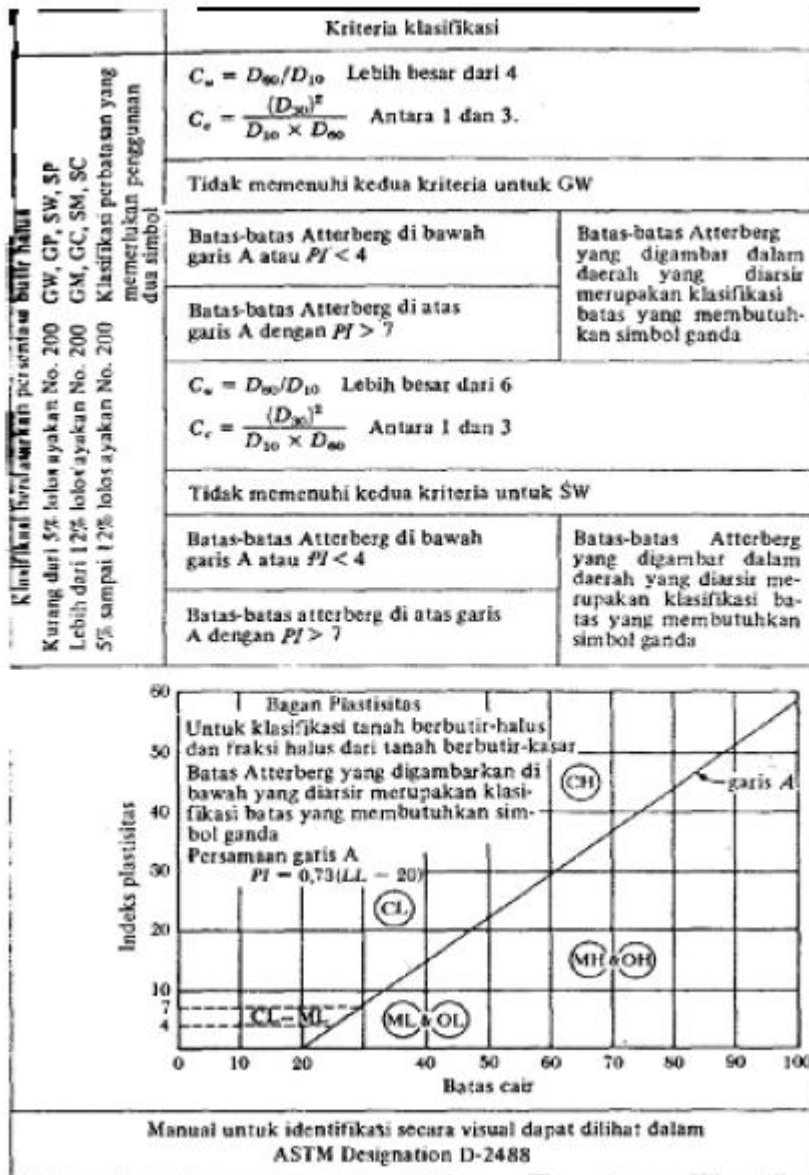
Dari tabel tersebut dapat disimpulkan bahwa pasir mempunyai batas partikel 4,75 mm sampai dengan 0,075 mm. Berdasarkan kepadatan partikel – partikelnya tanah pasir dapat bersifat lepas (loose), sedang (medium) dan padat (dense). Pasir bersifat tak berkoheisi, namun jika pasir tersebut lembab atau mengandung air maka tegangan

permukaan air boleh memberikan kohesi nyata yang akan menghilang bila bahan mongering atau jenuh.

Untuk tanah pasir *poorly graded* seperti yang diisyaratkan dalam penelitian kali ini ada beberapa syarat yang cukup spesifik dalam penentuan apakah tanah pasir sudah termasuk kriteria ini atau tidak. Syarat-syarat tersebut yaitu tanah > 50% lolos saringan No. 4 dan tertahan saringan No. 200. $C_u < 6$ dan $1 < C_c < 3$. Dalam perancangan pondasi, klasifikasi tanah berfungsi sebagai petunjuk awal dalam memprediksi kelakuan tanah. Dari beberapa system klasifikasi tanah, yang sering digunakan adalah Sistem Klasifikasi Tanah Terpadu (*Unified Soil Classification*). Dalam klasifikasi tersebut secara garis besar tanah dibagi dalam 2 kelompok, yaitu kelompok tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus yang didasarkan material yang lolos saringan 200 (0,075 mm). Berikut disajikan tabel Sistem Klasifikasi Tanah Terpadu untuk mendapatkan analisa tentang klasifikasi tanah.

Tabel 2.2 Klasifikasi Tanah Sistem Unified

Divisi utama		Simbol kelompok	Nama umum	
Tanah Berbutir Kasar Lebih dari 50% butiran tertahan pada ayakan No. 200 ⁴	Kerikil 50% atau lebih dari fraksi kasar tertahan No.4	Kerikil bersih (hanya kerikil)	CW	Kerikil bergradasi-baik dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus
			GP	Kerikil bergradasi-buruk dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus
		Kerikil dengan butiran halus	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil-pasir-lanau
			GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung
	Pasir lebih dari 50% (fraksi kasar) lolos ayakan No.4	Pasir bersih (hanya pasir)	SW	Pasir bergradasi-baik, pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus
			SP	Pasir bergradasi-buruk dan pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus
		Pasir dengan butiran halus	SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau
			SC	Pasir berlempung, campuran pasir - lempung
Tanah Berbutir Halus 50% atau lebih lolos ayakan No. 200	Lanau dan Lempung Batas cair 50% atau kurang	ML	Lanau anorganik, pasir halus sekali, serbuk batuan, pasir halus berlanau atau berlempung	
		CL	Lempung anorganik dengan plastisitas rendah sampai dengan sedang lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung "kurus" (lean clays)	
		OL	Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah	
	Lanau dan Lempung Batas cair lebih dari 50%	MH	Lanau anorganik atau pasir halus diatomae, atau lanau diatomae, lanau yang elastis.	
		CH	Lempung anorganik dengan plastisitas tinggi, lempung "gemuk" (fat clays)	
		OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai dengan tinggi	
Tanah-tanah dengan kandungan organik sangat tinggi		PT	Peat (gambut), muck, dan tanah-tanah lain dengan kandungan organik tinggi	



Sumber: Mekanika Tanah Jilid 1, Braja M. Das

2.2 Geotekstil

2.2.1 Definisi Geotekstil

Geotekstil adalah suatu bahan geosintetik yang berupa lembaran serat sintesis tenunan dengan tambahan bahan anti ultraviolet. Geotekstil mempunyai berat sendiri yang relatif ringan sehingga dapat diabaikan, akan tetapi geotekstil mempunyai kekuatan tarik yang cukup besar untuk menerima beban di atasnya.

Geotekstil terdiri dari serat-serat sintetik yang terbuat dari bahan mentah polymer. *Polymerpolymer* yang digunakan dalam produksi geosintetik dapat terbuat dari material-material *polypropylene*, *polyster*, *polyethylene*, atau *polyamide (nylon)*. Bahan *propypropylene* dan *polyethelene* mempunyai sifat yang lebih ringan dari air, sedangkan

polyester mengabsorbsikan paling sedikit jumlah air. Semua bahan polymer ini mempunyai titik leleh yang tinggi.

Bahan-bahan ini dicairkan / dilelehkan dan kemudian dikeraskan melalui spinneret (pemintal) membentuk serat-serat (*fibres*). Pembentukan serat-serat ini bisa dilaksanakan dengan tiga metode yaitu *wet formed*, *dry formed*, atau *meet formed* (pelelehan). Lembaran-lembaran (*met formed*) ini yang kemudian dipotong-potong jadi pita-pita serat. Proses pengerasan adalah melalui pendinginan sesudah serat-serat tersebut direntangkan. Perentangan yang disertai tarikan ini akan diperkecil ukuran diameter serat dan menyebabkan molekul molekul dalam serat menyusun diri mereka ke bentuk yang lebih teratur. Proses ini akan meningkatkan modulusnya, sehingga meningkat kekuatan serat yang menjadi bentuk monofilamen.

Monofilamen ini kemudian dibentuk simpul - simpul bersama untuk membentuk suatu serat multifilamen. Serat-serat berupa serabut ini kemudian membentuk suatu ikatan seperti tali yang disebut *tow*. Sebuah *tow* dapat berisi ribuan filamenfilamen yang saling bersambungan satu sama yang yang lain. Ikatan-ikatan ini dipotong menjadi bahan yang pendek (*staple fibre*) sepanjang 1 sampai 4 inch. *Staple fibres* ini kemudian dibelitkan atau diputar menjadi serat-serat yang panjang untuk sesudahnya diproduksi di pabrik.

Jenis geotekstil kemudian dibagi berdasarkan metode yang digunakan untuk mengkombinasikan filament atau pita menjadi struktur lembaran. Jenis geotekstil yang utama adalah tak-teranyam (non woven) dan teranyam (woven). Geotekstil teranyam terbuat dari monofilament, multifilament, fibrillated yarns atau dari potongan film dan pita. Proses penganyaman untuk geosintetik teranyam sama dengan pembuatan tekstil biasa. Geotekstil tak-teranyam (Non Woven) dibuat dengan teknologi canggih dimana serat polimer atau filament didesak keluar dan dipuntir secara menerus, ditiup atau ditempatkan pada suatu sabuk berjalan. Kemudian massa filament atau serat tersebut disatukan dengan proses mekanis dengan tusukan jarum – jarum kecil atau disatukan dengan panas dimana serat tersebut “dilas” oleh panas dan/atau tekanan pada titik kontak serat dengan massa teksil tak-teranyam

2.2.2 Karakteristik Geotekstil

➤ Karakteristik Fisik

Karakter fisik geotekstil meliputi *specific gravity*, massa per unit luas, ketebalan dan kekakuan. Sifat fisik geotekstil lebih dipengaruhi oleh temperature dan

kelembaban daripada oleh massa tanah dan batuan. Nilai *specific gravity* dari geotekstil sebagian besar menggunakan nilai Gs bahan polymer.

➤ Karakteristik Mekanis

• Kuat tarik (*Tensile Strength*)

Besarnya gaya yang diperlukan untuk menarik bahan geotekstil sampai putus. Berhubungan dengan kekuatan puncak dan modulus tegangan regangan. Struktur geotekstil dan partikel tanah akan saling mengunci (*interlocking*) sehingga akan memberi efek yang berarti terhadap karakteristik tegangan regangan.

• Kekuatan Tekan (*Compressibility*)

Kekuatan tekan geotekstil dipengaruhi oleh ketebalan. Sebagian besar geotekstil mempunyai kekuatan tekan yang rendah, tetapi penting untuk memenuhi fungsi filtrasi.

• Kekuatan Pecah (*burst*), sobek (*tear*), kuat kejut (*impact strength*)

Keruntuhan geotekstil akibat sobek yang merambat (*tear propagation*) setelah tusukan awal diperkirakan merupakan mode runtuh yang lebih sering terjadi pada aplikasi geotekstil, khususnya selama masa konstruksi atau saat terjadi pembebanan berulang (*Cyclic Loading*).

Daya tahan mekanis berkaitan dengan kehilangan kekuatan dalam fungsi waktu akibat pengaruh lingkungan secara khusus, rangkai dan abrasi. Faktor luar yang mempengaruhi durabilitas geotekstil adalah radiasi ultraviolet yang mendegradasi geotekstil ini dalam hitungan bulan. Geotekstil memiliki ketahanan cukup baik terhadap pelapukan biologis. Sifat mekanis ini digunakan sebagai dasar mengevaluasi daya tahan geotekstil terhadap kerusakan selama proses konstruksi (*geotextile survivability*).

➤ Karakteristik Hidrolis

Karakteristik hidrolis geotekstil antara lain:

- Apparent Opening Size (AOS), merupakan bahan geotekstil yang berfungsi sebagai penyaring permukaan yang mempunyai lubang berdiameter kecil.
- Porositas, merupakan perbandingan volume rongga dan total volume yang berhubungan dengan kemampuan untuk meloloskan air.
- Permeabilitas, dinyatakan oleh koefisien rembesan air tanah tegak lurus bidang geotekstil.
- Transmittivity, merupakan koefisien air arak sejajar bidang geotekstil.

2.2.3 Geotekstil Sebagai Bahan Perbaikan Tanah Pasir Poorly Graded

Dalam struktur yang berkaitan dengan tanah, geotekstil mempunyai 4 fungsi utama yaitu :

1. Filtrasi dan Drainase

Geotekstil berfungsi menyaring gradasi butiran tanah dan membantu system mengalirkan air sekaligus menahan butiran tanah yang mengikutinya.

2. Proteksi (*Erosion Control*)

Geotekstil membantu melindungi massa tanah, baik yang digunakan sendiri maupun bersama dengan bahan pelindung lain.

3. Separator

Geotekstil mencegah tercampurnya massa tanah yang sengaja dipisahkan baik ukuran dan distribusi butirannya maupun mutu dan sifatnya.

4. Perkuatan (*Reinforcement*)

Geotekstil meningkatkan stabilitas tanah (daya dukung dan stabilitas lereng) dan mengurangi deformasinya (penurunan dan deformasi lateral).

Geotekstil sebagai salah satu geosintetik digunakan untuk memperbaiki subgrade untuk mendukung pondasi telapak atau menerus. Hasil penelitian menunjukkan bahwa jarak lapis, jumlah lapis, luasan dan *density* pada tanah pasir mempunyai pengaruh terhadap perbaikan daya dukung dan pengurangan penurunannya.

2.3 Bambu

2.3.1 Definisi Bambu

Bambu adalah bahan bangunan dari tumbuhan bukan kayu berbentuk pembuluh dan beruas-ruas dapat digunakan untuk tujuan konstruksi bangunan, seperti tiang, pipa air, atap atau cerucuk stabilitasi tanah (Krisdianto, 2006). Bambu mempunyai reaksi yang hamper sama dengan material umum bangunan yang lain apabila dibebani. Bila dibandingkan dengan bahan jenis kayu lainnya, bambu memiliki beberapa kelebihan diantaranya batangnya kuat, ulet, lurus, rata dan keras. Dalam hal pelaksanaan konstruksi, bambu juga mudah dibelah, dibentuk dan dikerjakan, serta ringan sehingga mudah untuk diangkut.

Beberapa jenis bambu yang dianggap penting :

1. Bambu tali (apus)

Bambu ini amat liat, ruasnya panjang, mempunyai garis tengah 4 – 8 cm dan panjang batang 6-13 m.

2. **Bambu petung**
Bambu ini amat kuat, ruasnya pendek, tidak begitu liat, mempunyai garis tengah 8-13 cm dan panjang batang 10 – 18 m.
3. **Bambu duri (ori)**
Bambu ini relatif kuat dan besar seperti bambu petung, ruasnya juga pendek. Bagian luar (kulit) halus dan licin daripada bambu lainnya, serta lebih keras.
4. **Bambu wulung (hitam)**
Bambu ini ruasnya panjang seperti bambu tali (apus), tidak liat, mempunyai garis tengah 4 - 8 cm dan panjang batang 7 – 15 m.

2.3.2 Karakteristik Bambu

2.3.2.1 Sifat Fisik dan Mekanis

Bambu memiliki banyak serat dan pembuluh yang arahnya sejajar mengikuti arah memanjang bambu. Secara umum ada 40 % - 70 % serat yang terkonsentrasi pada bagian luar dan 15 % - 30 % di bagian dalam. Serat-serat inilah yang berpengaruh pada besarnya gaya normal yang ditahan. Sehingga bambu memiliki kekuatan tarik dan kekuatan tekan sejajar serat yang cukup tinggi. Berat isi (density) dari bambu tergantung dari struktur anatominya seperti jumlah dan distribusi serat yang mengelilingi pembungkus vaskuler. Berat isi ini bertambah dari bagian tengah sampai tepi bambu (Sekhar dan Bhartari 1960; Sharma dan Mehra 1970) dan dari bagian pangkal sampai ujung bambu.

Sedangkan untuk kadar air pada bambu dipengaruhi oleh umur, musim tebang dan jenis bambu (Kumar et al. 1994). Pada musim kemarau kadar airnya mencapai nilai terendah dan menjadi maksimum pada musim hujan. Hal ini disebabkan oleh kandungan sel parenchyma yang tinggi sehingga dapat meningkatkan kapasitas simpanan airnya (Liese dan Grover 1961).

Beberapa sifat mekanis bambu, antara lain :

a. Kuat Tekan Bambu

Bambu memiliki kekuatan yang bervariasi pada tiap bagiannya. Tegangan terendah terjadi pada bagian pangkal dan tegangan tertinggi terjadi pada bagian ujung. Menurut Duff (1941) dalam salah satu penelitiannya menyebutkan bahwa kekuatan bambu tidak banyak berubah pada bagian pangkal sampai dengan $\pm \frac{1}{2}$ tinggi bambu. Tetapi kekuatan ini bertambah pada 30 % - 40 % dari tinggi bambu diukur dari puncak bambu (bagian ujung).

Beberapa penelitian diperoleh nilai kuat tekan sejajar serat pada bambu bagian pangkal adalah $21,6 \text{ N/mm}^2$, pada bagian tengah $26,6 - 41,4 \text{ N/mm}^2$ dan pada bagian ujung adalah $31 - 49,9 \text{ N/mm}^2$. Sedangkan untuk kuat tekan bambu arah tegak lurus serat adalah rata-rata sebesar 70 N/mm^2 .

Hasil pengujian lain oleh Janssen dan Arce diperoleh kuat tekan karakteristik untuk pembebanan sejajar serat sebesar 58 MPa (Janssen, 1981:108).

b. Kuat Tarik Bambu

Menurut Meyer dan Ekuland dalam penelitiannya menyebutkan bahwa bahan bambu mempunyai kekuatan mekanis yang sangat baik terhadap gaya tekan dan tarik namun mempunyai sifat yang lemah terhadap geser. Dimana bambu tersusun atas serat-serat yang sangat kuat dan susunannya rapat serta menyatu secara homogen sehingga menjadi faktor utama kekuatan mekanis bambu dalam hal kuat tariknya.

Pengujian tarik bambu sebelum standart ISO 2001 menunjukkan nilai kuat tariknya sekitar $100-400 \text{ N/mm}^2$. Sedangkan dari hasil penelitian Awnor Rofik (2004) yang menggunakan jenis bambu petung diperoleh kuat tarik sebesar $583,33 \text{ MPa}$.

c. Kuat Geser Bambu

Sebagaimana dinyatakan oleh Meyer dan Ekuland bahwa bahan bambu mempunyai kekuatan mekanis yang sangat baik terhadap gaya tekan dan gaya tarik namun mempunyai sifat yang lemah terhadap geser. Maka untuk selanjutnya diambil suatu analog bahwa bahan kayu memiliki kuat geser sebesar $20-30 \%$ dari kuat tekannya, dan untuk bambu kuat gesernya sekitar 8% dari arah kuat tekannya (Janssen, 1981:127)

Dari hasil pengujian diperoleh kuat geser bambu bagian pangkal adalah $6-9,5 \text{ N/mm}^2$, pada bagian tengah $6,1-11,3 \text{ N/mm}^2$ dan pada bagian ujung sebesar $7,6-12,6 \text{ N/mm}^2$. Untuk kuat geser tegak lurus serat berkisar $5-10 \text{ N/mm}^2$.

d. Modulus Elastisitas Bambu

Dari beberapa penelitian diperoleh nilai modulus elastisitas bambu pada kondisi kering udara adalah berkisar antara $17000 - 20000 \text{ N/mm}^2$. Sedangkan pada kondisi basah antara $9000 - 10100 \text{ N/mm}^2$.

Tabel 2.3. Tabel Mengenai Kekuatan Bambu

Keterangan	Tegangan (σ)	Modulus Elastisitas	Rasio Poisson
Kuat tekan bambu sejajar serat	54,684 Mpa	70225 Mpa	0,1669
Kuat tekan bambu tegak lurus serat	58,257 Mpa	1759,833 Mpa	0,0207
Kuat geser bambu	12,104 Mpa	3156,144 Mpa	0,1029
Kuat tarik bambu	583,33 Mpa	16843 Mpa	-

Sumber: Anwar Rofik, 2004

2.3.2.2 Ketahanan (Durability)

Sebagai bahan bangunan, dalam pengerjaan bambu tidak jarang terdapat beberapa keterbatasan. Faktor-faktor yang membuat bambu mengalami keterbatasan adalah sifat fisiknya yang membuatnya sukar dikerjakan secara mekanis, kemudian variasi dimensi dan ketidakseragaman panjang ruasnya.

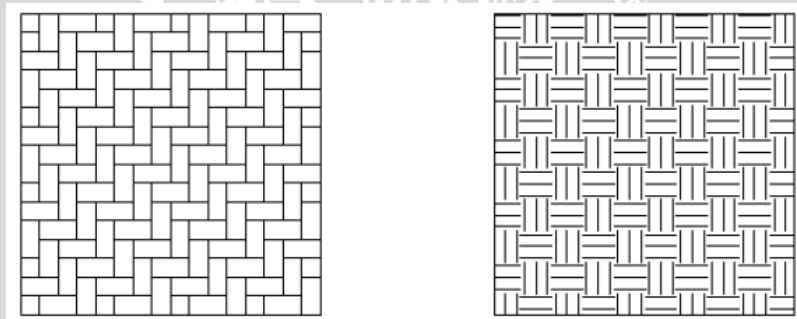
Faktor lain adalah daya tahan yang rendah terhadap pengaruh cuaca, serangga dan jamur. Sering ditemui bahwa bambu yang dikuliti serat bagian luarnya, khususnya dalam keadaan basah mudah diserang oleh jamur biru. Sedangkan bambu bulat utuh dalam keadaan kering dapat diserang oleh serangga bubuk kering dan rayap kayu kering.

Untuk meningkatkan ketahanannya biasanya bambu yang akan digunakan untuk struktur luar direndam dulu dalam air. Penelitian dengan menggunakan bambu petung menunjukkan bahwa perendaman bambu dalam air selama ± 3 bulan dapat mengurangi kandungan selulosanya sekitar 1,64 %-0,92 %. Perawatan ini memberikan pengaruh yang tidak terlalu signifikan pada perubahan kekuatan mekanisnya, yakni dalam rasio sekitar 0,93-1,15. Sedangkan bambu yang digunakan sebagai perkuatan dengan beton biasanya dicat permukaannya dengan varnish agar lebih kedap air. Sementara itu, untuk perawatan secara kimiawi dapat digunakan bahan kimia seperti CCB (*copper-chrome-boron*), boric acid, atau borax. Tetapi metode ini jarang dilakukan karena membutuhkan keahlian khusus dan investasi yang besar.

Untuk perkuatan tanah, ketahanan bambu memang lebih lemah bila dibandingkan dengan geosintetis. Hal ini disebabkan karena bambu adalah material organik yang mudah terurai dan menjadi lapuk di dalam tanah, sehingga dapat mengurangi kekuatan mekanisnya. Bambu yang tidak dirawat dan dalam kondisi yang tidak terlindungi hanya bertahan $\pm 1-3$ tahun (Janssen, 2000). Oleh karena itu, dalam penelitian kali ini dicoba menggunakan solar untuk meningkatkan ketahanan alaminya.

2.3.3 Anyaman Bambu (Gedek)

Anyaman bambu merupakan bahan hasil pengolahan bambu dalam bentuk anyaman dari pita-pita serat bambu (iratan bambu). Anyaman bambu atau gedek diperoleh dari bambu yang sudah dibelah dan dianyam. Umumnya anyaman bambu ini digunakan sebagai bahan konstruksi untuk dinding dan langit-langit pada rumah. Lembaran gedek memiliki ukuran yang bervariasi dan ukuran dari serat bambu pada gedek ini berkisar antara 2-5 cm. Pemotongan serat bambu ini disesuaikan dengan lingkaran atau keliling batang bambu serta ketebalan dari bambu bagian luar hingga bagian dalam. Bambu yang diambil dan dibuat untuk serat pada anyaman bambu ini dipilih pada batang terluar hingga kira-kira $\frac{2}{3}$ ketebalan bambu. Untuk sisanya, yaitu bambu bagian dalam tidak digunakan karena kondisinya yang rapuh dan mudah patah. Bambu bagian luar merupakan serat atau bagian terkuat dibandingkan yang lainnya, dan bagian terluar ini lebih sulit patah apabila dibengkok-bengkokkan daripada bambu bagian dalam. Pemilihan bentuk dari anyaman bambu sangat dipengaruhi oleh jenis bambu yang digunakan dan kemudahan bambu untuk dijadikan serat. Jenis anyaman ini dibedakan berdasarkan cara menganyam. Beberapa jenis anyaman bambu digambarkan sebagai berikut :



Gambar 2.1 Jenis-jenis anyaman bambu

2.3.4 Pemakaian Anyaman Bambu sebagai Material Perkuatan Tanah

Pemakaian anyaman bambu sebagai material perkuatan pada tanah merupakan fenomena baru dalam penelitian ini. Sebelumnya bambu hanya digunakan sebagai bahan konstruksi, tetapi dengan berkembangnya ilmu rekayasa bahan menjadikan bambu diteliti sebagai alternatif material perkuatan dalam bidang geoteknik.

Yusep dan Muslih Purwana (2002) telah meneliti penggunaan anyaman bambu pada tanah pasir lepas. Lapisan anyaman kulit bambu diletakkan di bawah pondasi

telapak lingkaran dengan berbagai konfigurasi jumlah lapis dan jarak spasi serta variasi lapisan perkuatan tunggal maupun rangkap.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa penempatan lapisan perkuatan dengan anyaman kulit bambu dapat menaikkan daya dukung ultimate. Untuk perkuatan tunggal, peningkatan kapasitas daya dukung maksimal sebesar 3,07. Untuk perkuatan rangkap 2, daya dukung meningkat sebesar 3,5 dan untuk perkuatan rangkap 3 peningkatan daya dukungnya mencapai 3,7. Kemudian BCR maksimal terjadi pada konfigurasi perkuatan dengan jarak spasi antar perkuatan sebesar 0,5 diameter pondasi. Dan semakin banyak serta semakin rapat lapisan perkuatan cenderung akan menaikkan BCR.

Sedangkan perkuatan tanah dengan lapisan geosintetis telah diteliti oleh Yetimoglu (1994) yang menggunakan geogrid sebagai bahan perkuatan pada tanah pasir. Yetimoglu mengindikasikan adanya harga optimum dari rasio kedalaman. Rasio kedalaman merupakan perbandingan antara jarak lapis pertama geogrid dari dasar pondasi terhadap lebar pondasi. Untuk perkuatan yang menggunakan satu lapis geogrid, rasio kedalaman berkisar antara 0,3B dan BCR akan mendekati konstan apabila rasio kedalaman lebih dari 1B. Sedangkan untuk multi lapis geogrid, rasio kedalaman berkisar 0,25B dan BCR akan cenderung menurun dengan meningkatnya rasio kedalaman. Perubahan BCR tersebut tidak terlalu berarti untuk rasio kedalaman kurang dari 0,3B tetapi BCR akan semakin kecil apabila rasio kedalaman lebih dari 0,9B.

Menurut Singh (1988) yang menggunakan pondasi persegi menyebutkan rasio kedalaman optimum sekitar 0,25B baik untuk satu lapis geogrid atau lebih. Sementara Akinmurusu dan Akinbolade (1981) menyebut rasio kedalaman optimum adalah 0,5B untuk pondasi persegi pada multilapis geogrid.

Untuk jarak antar lapis geogrid yang optimum, Yetimoglu (1994) mengindikasikan sekitar 0,2B sedangkan Singh (1988) menyarankan jarak antara 0,15B - 0,25B. Bertambahnya jarak antar lapis tersebut menyebabkan nilai BCR akan menurun.

Secara umum jarak lapis pertama dan jarak antar lapis pada perkuatan dengan geogrid dapat disederhanakan sbb :

Tabel 2.4. Tabel Pembagian Jarak Antar Lapis Pertama dan Jarak antar Lapis Perkuatan

	Jarak lapis pertama		jarak antar lapis
	1 lapis	multi lapis	
Yetimoglu (1994)	0.3B	0.25B	0.2B
Singh (1988)	0.25B	0.25B	0.15B - 0.25B
Akinmurusu dan Akinbolade (1981)	-	0.5B	-

Menurut Yetimoglu juga menyebutkan bahwa peningkatan BCR kurang berarti pada kedalaman perkuatan melampaui 1,5B. Oleh karena itu, penempatan geogrid di luar jarak 1,5B dari dasar pondasi tidak akan memberikan kenaikan BCR yang berarti.

2.3.4.1 Kekakuan Bahan terhadap Beban

Berdasarkan konsep mengenai perbandingan tegangan dan regangan sebagaimana yang dirumuskan oleh Hooke, maka ditetapkanlah suatu besaran sebagai suatu konstanta untuk menyatakan hubungan Tegangan-Regangan. Tetapan pembanding yang menyatakan bahwa tegangan berbanding lurus dengan regangan dinotasikan dengan E, atau yang disebut sebagai Modulus Elastisitas (*Modulus young*).

Secara mekanis besaran modulus elastisitas menyatakan kekakuan suatu bahan terhadap beban yang diberikan kepada bahan itu sendiri. Nilai modulus elastisitas merupakan suatu sifat yang pasti dari suatu bahan di alam. Sedangkan untuk nilai regangan (ϵ) dalam eksperimen selalu merupakan bilangan yang sangat kecil, karena itu nilai E haruslah memiliki harga yang besar. Harga – harga pendekatan dari nilai modulus elastisitas untuk beberapa bahan sangatlah berbeda.

Pada tanah, modulus elastisitas sangat berpengaruh terhadap penurunan. Modulus elastisitas (E) akan bertambah jika kedalaman tanah bertambah, karena modulus elastis sangat sensitif terhadap tekanan keliling (*confining pressure*). Umumnya, modulus elastic tanah dapat ditentukan di laboratorium dengan uji triaksial kondisi undrained, dimana E ditentukan dari pendekatan kemiringan kurva tegangan-regangan yang diambil pada $1/2$ dari beban ultimit aksial. Gangguan benda uji (*sample disturbance*) mempunyai pengaruh yang besar pada nilai modulus elastis yang diperoleh (Simons, 1957 ; Ladd, 1969 ; Raymond dkk., 1971). Sedangkan untuk di lapangan, nilai perkiraan modulus elastic dapat diperoleh dari uji kerucut statis (*sondir*), SPT maupun

beban pelat (*plat load test*). Nilai – nilai modulus elastis (E) untuk tanah pasir ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 2.5 Istilah dan Identifikasi Lapangan untuk Kerapatan Relatif (Dr)

Macam Tanah	E (kg/cm ²)
Pasir :	
Berlanau	50 - 200
Tidak padat	100 - 250
Padat	500 - 1000
Pasir dan kerikil :	
Padat	800 - 2000
Tidak padat	500 - 1400

Sumber : Hary Christady H, 1994 : 115

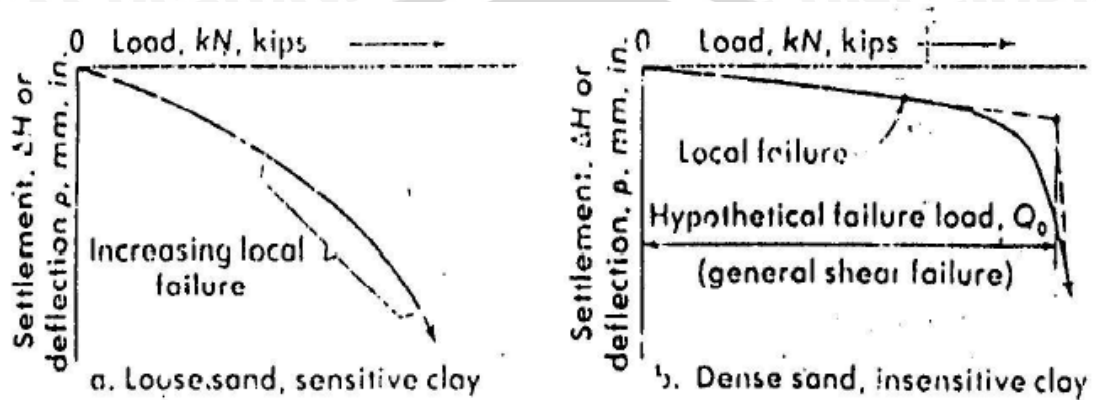
Untuk nilai modulus elastisitas dari anyaman bambu, diperoleh dengan pengujian bahan bambu di laboratorium. Dimana nantinya akan didapat dua nilai dari hasil pengujian yang berbeda yaitu pengujian kekuatan tekan dan kekuatan tarik bambu yang akan menghasilkan suatu modulus young. Dari hasil pengujian didapatkan nilai modulus elastisitas untuk bambu pada kondisi kering udara adalah berkisar antara 170000 – 200000 kg.cm². Sedangkan pada kondisi basah antara 90000 – 101000 kg/cm².

Dengan mengetahui secara umum besaran dari nilai modulus elastisitas (E) kedua bahan, maka dapat diketahui bahwa nilai modulus elastisitas (E) dari bambu lebih besar dari nilai modulus elastisitas (E) dari tanah. Sehingga bambu mempunyai sifat yang lebih kaku dari tanah, dimana mekanisme yang akan terjadi pada interaksi antara kedua bahan tersebut adalah *pullout*.

Mekanisme *pullout* merupakan perilaku dimana terjadi interaksi antara tanah-geosintetis (material perkuatan) sebagai akibat adanya gaya yang mengakibatkan geosintetis terdorong atau tertarik keluar dari sistem struktur tanah yang diperkuat. Mekanisme ini diuji dengan pullout test yang hasilnya dianalisa dengan solusi numeric. Test pullout ini menggambarkan tahanan geser ultimit dan perpindahan geser pada interface antara tanah-geosintetis sebagai fungsi dari tegangan normal.

2.4 Interaksi antara Tanah Pasir, Material Perkuatan dan Beban

Kapasitas tanah untuk menahan beban bervariasi bukan hanya karena kekuatannya tetapi juga karena besar dan distribusi beban. Bertambahnya beban secara bertahap membuat tanah berdeformasi. Saat beban runtuh kritis (Q_0) tercapai angka deformasi yang bertambah besar sekalipun beban bertambahnya sedikit atau tidak sama sekali.



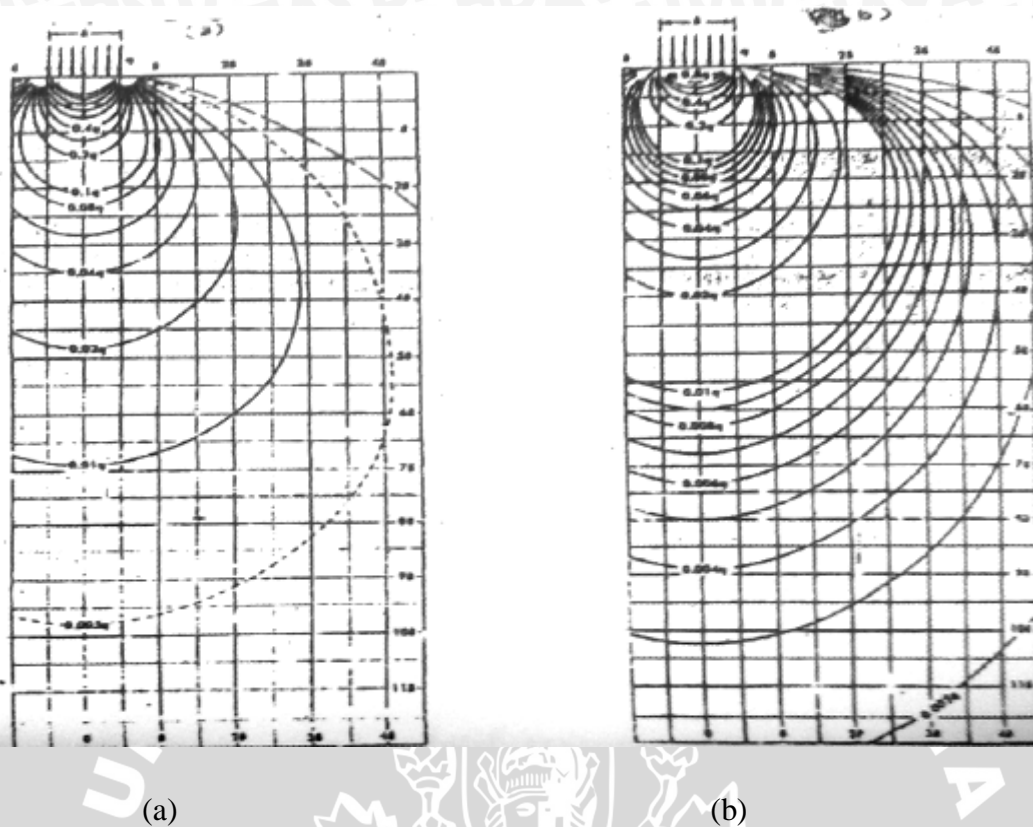
Gambar 2.2 kurva beban penurunan untuk pondasi

Sumber : George F. Sowers, 1979: 44

Konsep ini dapat digunakan sebagai dasar untuk dapat memahami bagaimana tanah pasir, material perkuatan dan beban berperilaku ketika saling berinteraksi.

Ketika beban bekerja pada permukaan massa tanah, tegangan vertikal di dalam massa tanah bertambah dan beban pada permukaan tersebut ditransfer ke seluruh massa tanah serta tersebar secara lateral sebanding dengan kedalaman. Sehingga dapat diasumsikan bahwa beban menyebar ke dalam massa tanah dalam bentuk piramida terpancung.

Konsep ini dikembangkan lagi oleh Boussinesq, Westergaard dan Newmark dan hasilnya berupa plot tegangan dibawah pondasi persegi.



**Gambar 2.3 Plot Tegangan Vertikal dibawah Pondasi Persegi, (a.) Bousinesq
(b.) Westergaard**

Sumber: George F.Sowers, 1979 : 458

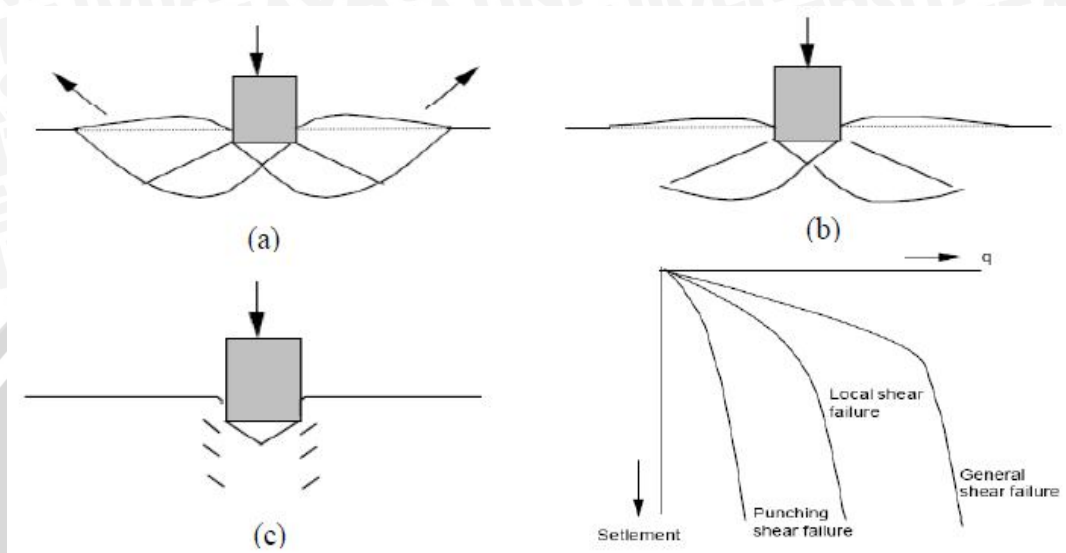
Dari gambar tegangan terlihat pengaruh tekanan hanya berkisar pada kedalaman 0 - 1,5B hingga 2B. Diluar itu besarnya tekanan tidak lebih dari 10%. Walaupun konsep distribusi tekanan tersebut lebih banyak berlaku pada kondisi teoritis namun setidaknya dapat memberikan gambaran sejauh mana beban berpengaruh. Hal tersebut dengan sendirinya menjelaskan mengapa penempatan lapisan perkuatan tidak efektif di luar kedalaman 1,5B.

2.5 Model Keruntuhan di Bawah Pondasi

Tanah harus mampu memikul beban dari setiap konstruksi yang diletakkan pada tanah tersebut tanpa terjadi kegagalan geser (*shear failure*) dan dengan penurunan (*settlement*) yang dapat ditolerir untuk konstruksi tersebut. Besarnya tegangan geser tanah di bawah pondasi bergantung pada besarnya beban dibanding ukuran pondasi. Jika beban cukup besar atau ukuran pondasi terlalu kecil, maka tegangan geser yang

terjadi dapat melampaui kekuatan geser tanah yang menyakibatkan keruntuhan dari pondasi.

Ada tiga macam keruntuhan yang diidentifikasi dan bentuk tekanan penurunannya secara umum diperlihatkan pada **gambar 2.4** dibawah ini :



Gambar 2.4 Jenis-jenis keruntuhan tanah

Sumber : R.F. Craig, 1991 : 264

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

Keruntuhan pondasi yang terjadi mengikuti bidang runtuhnya dan 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 pendek, yang diikuti oleh penggulingan pondasinya. Keruntuhan tipe ini ditunjukkan pada gambar **2.4(a)**

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

Pada keruntuhan tipe ini hampir sama dengan keruntuhan geser umum, namun bidang runtuh yang terbentuk tidak sampai mencapai permukaan tanah. Jadi, bidang runtuh yang kontinu tidak berkembang. Kemampatan tanah terjadi akibat bertambahnya beban pada kedalaman yang relatif dalam. Namun mampatnya tanah tidak mengakibatkan kedudukan kritis keruntuhan tanahnya, sehingga zona plastis tidak berkembang seperti pada keruntuhan geser umum. Pada

keruntuhan geser setempat tidak terjadi penggulingan pondasi. Keruntuhan tipe ini ditunjukkan pada gambar **2.4(b)**.

3. Keruntuhan geser pons (*punching shear failure*)

Pada keruntuhan tipe ini tidak terjadi keruntuhan geser tanah. Pondasi hanya akan menembus dan menekan tanah ke samping yang menyebabkan kemampatan tanah di dekat pondasi. Terjadi penambahan penurunan pondasi hamper secara linear dengan penambahan bebannya. Pemampatan tanah hanya berkembang pada zona terbatas tepat di dasar dan di sekitar pondasi. Penurunan yang terjadi tidak menghasikan 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. Keruntuhan tipe ini ditunjukkan pada **gambar 2.4(c)**.

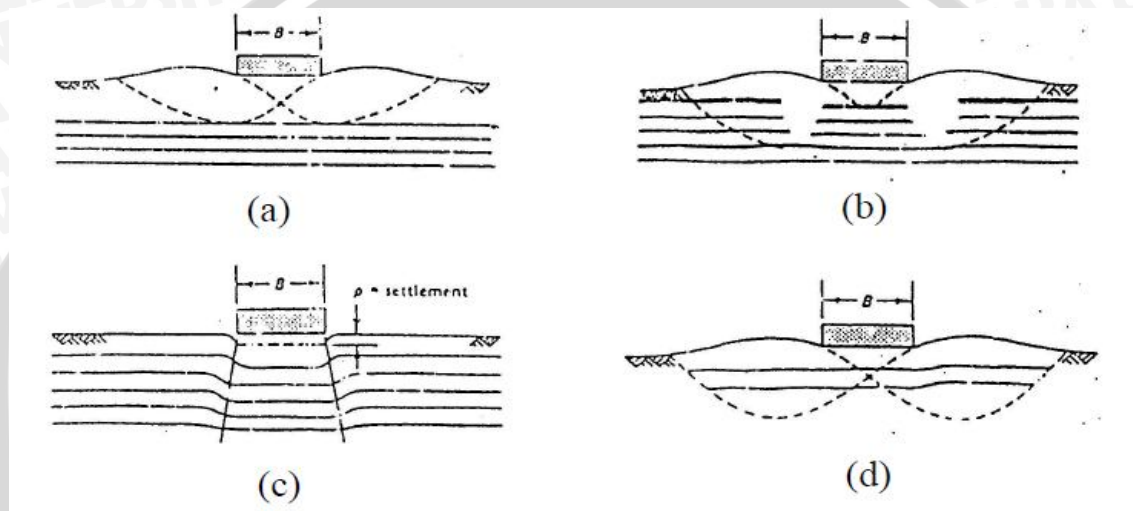
Menurut Vesic (1963), model keruntuhan geser umum diharapkan terjadi pada pondasi yang relatif dangkal yang terletak pada pasir padat atau kira-kira dengan $\phi < 29^\circ$. Coduto (1994) memberikan petunjuk-petunjuk mengenai criteria kuantitatif untuk menentukan mana dari ketiga model keruntuhan yang akan terjadi pada suatu kondisi tertentu, yaitu sebagai berikut:

1. Pondasi dangkal pada pasir padat mengalami keruntuhan geser umum. Dalam hal ini, pasir padat adalah pasir yang mempunyai kerapatan relatif $D_r > 67\%$.
2. Pondasi dangkal pada pasir tidak padat sampai kepadatan sedang ($30\% < D_r < 67\%$), cenderung mengalami keruntuhan geser lokal.
3. Pondasi dangkal pada pasir sangat lepas ($D_r < 30\%$), mengalami keruntuhan geser pons.

Untuk menentukan kerapatan relative (D_r) dari tanah pasir adalah dengan pengujian di laboratorium. Selain dari pengujian di laboratorium, dapat juga ditentukan dari grafik hubungan sudut geser tanah (ϕ) dengan kerapatan relative (D_r).

2.5.1 Model Keruntuhan Tanah pada Pondasi dangkal 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 terganggunya yang tinggi pada geotekstil. Beberapa keruntuhan yang terjadi pada pondasi dangkal dengan beberapa lapis geotekstil ada empat macam yakni, keruntuhan daya dukung di atas lapisan geotekstil, keruntuhan tarik pada lapisan geotekstil, keruntuhan tekan atau patah pada lapisan geotekstil dan keruntuhan rangkai atau creep pada lapisan geotekstil.



Gambar 2.5 : tipe keruntuhan tanah pada pondasi dangkal dengan perkuatan geogrid

- a. keruntuhan daya dukung di atas lapisan geogrid
- b. keruntuhan tekan atau patah pada lapisan geogrid
- c. keruntuhan rangkai atau creep pada lapisan geogrid
- d. keruntuhan tarik pada lapisan geogrid

sumber : Robert M. Koerner, 1994 ; 234

2.6 Daya Dukung Pondasi Dangkal

Analisis daya dukung tanah mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi yang bekerja di atasnya. Daya dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah sepanjang bidang gesernya (Hury Christady H, 1996). Sedangkan daya dukung ultimit (q_{ult}) didefinisikan sebagai tekanan terkecil yang dapat menyebabkan keruntuhan geser pada tanah pendukung tepat di bawah di sekeliling pondasi (R.F Craig, 1991)

Dalam merancang pondasi, terdapat 2 persyaratan yang harus dipenuhi yaitu :

1. Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya daya dukung tanah harus dipenuhi. Dalam hitungan daya dukung pondasi, umumnya digunakan faktor aman 3.
2. Penurunan pondasi harus masih dalam batas – batas nilai yang ditoleransikan. Khususnya penurunan yang tak sama (*differential settlement*) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada strukturnya.

Analisis daya dukung, dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan hitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat, dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan. Analisisnya dilakukan dengan menganggap bahwa tanah berkelakuan sebagai bahan bersifat plastis. Konsep ini pertama kali diperkenalkan oleh Prandtl (1920), yang kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Meyerhof (1955), De Boer dan Vesic (1958) (Hary Christady H, 1994). Persamaan-persamaan daya dukung tanah umumnya didasarkan pada persamaan Mohr-Coulumb:

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

dimana : τ = kekuatan geser tanah

c = kohesi tanah

σ = tegangan normal pada bidang geser

ϕ = sudut geser tanah

Untuk persamaan daya dukung oleh Terzaghi (1943) merupakan persamaan yang paling dini. Persamaan ini dihasilkan dari teori daya dukung yang agak diubah yang dikembangkan oleh Prandtl (1920) dan dimaksudkan untuk pondasi-pondasi dangkal dimana $D_f \leq B$. dalam teori ini terzaghi hanya memakai faktor bentuk (s_c dan

s_γ). Untuk Meyerhof (1951) menyarankan suatu persamaan daya dukung yang mirip dengan Terzaghi tetapi memasukkan faktor bentuk s_q untuk ketentuan kedalaman N_q serta faktor kedalaman (d_i) dan faktor kemiringan (i_i). Persamaan daya dukung oleh Hansen (1970) merupakan kelanjutan karya Meyerhoff dengan menambahkan faktor untuk telapak yang dimiringkan terhadap horizontal (b_i) dan pengaruh permukaan tanah (g_i) bila telapak dipasang pada suatu kemiringan (Joseph E. Bowles, 1997).

Secara lebih detail teori-teori tersebut dapat dinyatakan dalam sebuah persamaan sebagai berikut :

Tabel 2.6 Persamaan Daya Dukung Menurut Beberapa Penelitian

Terzaghi (lihat Tabel 4-2 untuk nilai tipikal dan nilai $K_{p\gamma}$)		()
$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0,5\gamma BN_\gamma s_\gamma$		$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$
		$a = e^{(0,75n - \phi/2) \tan \phi}$
		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$
		$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$
Untuk:	menerus	bundar
$s_c =$	1,0	1,3
$s_\gamma =$	1,0	0,6
		bujur-sangkar
		1,3
		0,8
Meyerhof (lihat Tabel 4-3 untuk faktor bentuk, kedalaman, dan inklinasi)		
Beban vertikal:	$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0,5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma$	
Beban miring:	$q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0,5\gamma BN_\gamma d_\gamma i_\gamma$	
	$N_q = e^{n \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	
	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	
	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1,4\phi)$	
Hansen (lihat Tabel 4-5 untuk faktor bentuk, kedalaman, inklinasi)		
Umum:	$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0,5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$	
bila:	$\phi = 0$	
gunakan:	$q_{ult} = 5,14s_u(1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$	
	$N_q =$ sama seperti meyerhof di atas	
	$N_c =$ sama seperti Meyerhof di atas	
	$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi$	
Vesic (lihat Tabel 4-5 untuk faktor bentuk, kedalaman dan lainnya).		
Pakailah persamaan-persamaan Hansen di atas		
	$N_q =$ sama seperti Meyerhof di atas	
	$N_c =$ sama seperti Meyerhof di atas	
	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$	

Sumber: J.E. Bowles, 1997 : 181

Tabel 2.7 Faktor daya dukung untuk persamaan Terzaghi

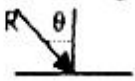
ϕ , deg	N_c	N_q	N_γ	K_{pz}
0	5,7†	1,0	0,0	10,8
5	7,3	1,6	0,5	12,2
10	9,6	2,7	1,2	14,7
15	12,9	4,4	2,5	18,6
20	17,7	7,4	5,0	25,0
25	25,1	12,7	9,7	35,0
30	37,2	22,5	19,7	52,0
34	52,6	36,5	36,0	
35	57,8	41,4	42,4	82,0
40	95,7	81,3	100,4	141,0
45	172,3	173,3	297,5	298,0
48	258,3	287,9	780,1	
50	347,5	415,1	1153,2	800,0

† = $1,5\pi + 1$.

(Sumber : J.E. Bowles, 1992; 182)

Tabel 2.8 Faktor daya dukung dan bentuk untuk persamaan

θ	N_c	N_q	$N_{(H)}$	$N_{(M)}$	$N_{(V)}$	$N_q N_c$	$2 \tan \theta (1 - \sin \theta)^2$
0	5,14	1,0	0,0	0,0	0,0	0,195	0,000
5	6,49	1,6	0,1	0,1	0,4	0,242	0,146
10	8,34	2,5	0,4	0,4	1,2	0,296	0,241
15	10,97	3,9	1,2	1,1	2,6	0,359	0,294
20	14,83	6,4	2,9	2,9	5,4	0,431	0,315
25	20,71	10,7	6,8	6,8	10,9	0,514	0,311
26	22,25	11,8	7,9	8,0	12,5	0,533	0,308
28	25,79	14,7	10,9	11,2	16,7	0,570	0,299
30	30,13	18,4	15,1	15,7	22,4	0,610	0,289
32	34,47	23,2	20,8	22,0	30,2	0,653	0,276
34	42,14	29,4	28,7	31,1	41,0	0,698	0,262
36	50,55	37,7	40,0	44,4	56,2	0,746	0,247
38	61,31	48,9	56,1	64,0	77,9	0,797	0,231
40	75,25	64,1	79,4	93,6	109,3	0,852	0,214
45	133,73	134,7	200,5	262,3	271,3	1,007	0,172
50	266,50	318,5	567,4	871,7	761,3	1,195	0,131

Bentuk :	$s_c = 1 + 0,2 K_p B/L$ $s_q = s_r = 1 + 0,1 K_p B/L$ $s_q = s_r = 1$	semua θ $\theta > 10^\circ$ $\theta = 0$
Kedalaman :	$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_p} D/B$ $d_q = d_r = 1 + 0,1 \sqrt{K_p} D/B$ $d_q = d_r = 1$	semua θ $\theta > 10^\circ$ $\theta = 0$
Kemiringan :	$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90^\circ)^2$ $i_r = (1 - \theta^\circ/\theta^\circ)^2$	semua θ $\theta > 10^\circ$
		
dimana:	$K_p = \tan^2 (45 + \theta/2)$ $\theta =$ sudut resultan diukur dari vertical tanpa tanda $B, L, D =$ sudah ditentukan sebelumnya.	

(Sumber : J.E. Bowles, 1992; 183)

Faktor bentuk pondasi mempengaruhi daya dukung ultimit, menurut Terzaghi untuk pondasi menerus daya dukung ultimitnya adalah :

$$q_u = c N_c + \gamma D N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

teori tersebut didasarkan pada anggapan *general shear*, jika keadaan tanah lemah, medium(loose) maka harus dimodifikasi sebagai berikut :

$$c' = 2/3 c$$

$$\phi' = \text{tg}^{-1} (2/3 \text{tg} \phi)$$

2.7 Daya Dukung Pondasi pada Tanah Pasir

Perancangan pondasi pada tanah pasir dan kerikil harus lebih dipertimbangkan terhadap toleransi tidak seragam. Daya dukung pada pondasi pada tanah granuler hanya dipengaruhi oleh kerapatan relatif (D_r), kedudukan muka air tanah, tekanan kekang (*confining pressure*), dan dimensi pondasinya. Tanah granuler yaitu kerikil dan pasir karena kohesinya kecil, maka sering diabaikan atau dianggap tidak mempunyai kohesi.

Untuk tanah tak berkohesi, daya dukung batas Terzaghi pada pondasi telapak menerus menjadi sebagai berikut :

$$q_u = q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

dimana :

B = lebar atau diameter pondasi

q = D . γ = tekanan overburden pada dasar pondasi

D = kedalaman pondasi

γ = berat volume tanah granuler

N_q, N_γ= faktor-faktor daya dukung

Persamaan daya dukung pondasi menurut Meyerhof pada tanah pasir menjadi :

$$q_u = q N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Begitu juga dengan persamaan daya dukung pondasi menurut Hansen yang juga mengalami perubahan jika pondasi terletak pada tanah pasir, yaitu sebagai berikut ;

$$q_u = q N_q s_q d_q i_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma$$

Apabila suatu pondasi diletakkan pada permukaan tanah pasir, dengan kedalaman pondasi (D =0) maka tekanan *overburden* pada dasar pondasi q = D . γ = 0, maka persamaan daya dukung Terzaghi, Meyerhof, dan Hansen berubah menjadi :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{(Terzaghi)}$$

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad \text{(Meyerhof)}$$

$$q_u = \gamma B/2 N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma \quad \text{(Hansen)}$$

2.8 Daya Dukung Pada Tanah Dengan Perkuatan

Huang dan Menq (1977), melakukan evaluasi pada tanah yang diberi perkuatan di bawah pondasi dengan suatu mekanisme keruntuhan yang dikemukakan oleh Schlosser et.al. (1983) seperti terlihat pada gambar 2.6. Berdasarkan mekanisme keruntuhannya, keduanya memberikan efek saling menguatkan baik efek pada kedalaman dasar pondasi dan luas - plat, yang memberikan kontribusi pada peningkatan kapasitas daya dukung. Konsep dasar pada mekanisme keruntuhan ini adalah bahwa kapasitas daya dukung pada dasar pondasi (lebar: B) pada pondasi tanah yang diberi perkuatan adalah sama dengan penambahan lebar dasar pondasi (lebar: B+ΔB) pada kedalaman d (jumlah kedalaman perkuatan) pada pondasi tanah tanpa perkuatan (Gambar 2.6).

Rumus daya dukung ultimit untuk tanah dengan perkuatan :

$$Q_u(R) = 0,5 \gamma (B+\Delta B) N_\gamma + \gamma d N_q$$

Dimana :

$q_u (R)$ = Daya dukung ultimit pondasi tanah dengan perkuatan

γ = Berat volume tanah

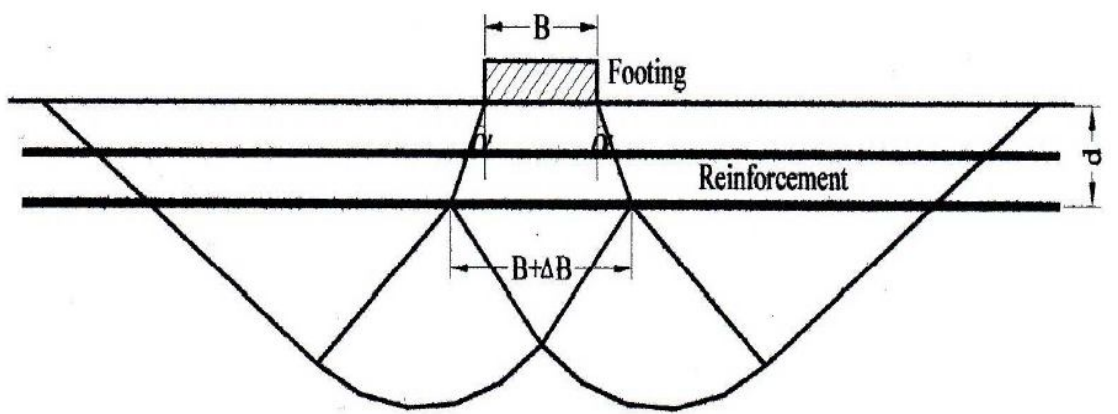
B = Lebar Pondasi

ΔB = Penambahan lebar pondasi karena adanya perkuatan

= $(2xd) \tan \alpha$, dimana α adalah sudut distribusi tekanan karena efek lebar-plat

N_γ, N_q = Faktor daya dukung

d = Jumlah kedalaman perkuatan



Gambar 2.6 Mekanisme Keruntuhan Pondasi Tanah dengan Perkuatan

Sumber : Nugroho, 2010

Rasio antara daya dukung ultimit tanah pondasi yang diperkuat dengan daya dukung ultimit tanah pondasi yang tidak diperkuat dinyatakan dalam *Bearing Capacity Improvement*, BCI dalam persen (%). Nilai BCI ini nantinya digunakan untuk mengetahui kinerja perkuatan dalam menaikkan daya dukung tanah pondasi.

$$BCI = \frac{q_u(R)}{q_u}$$

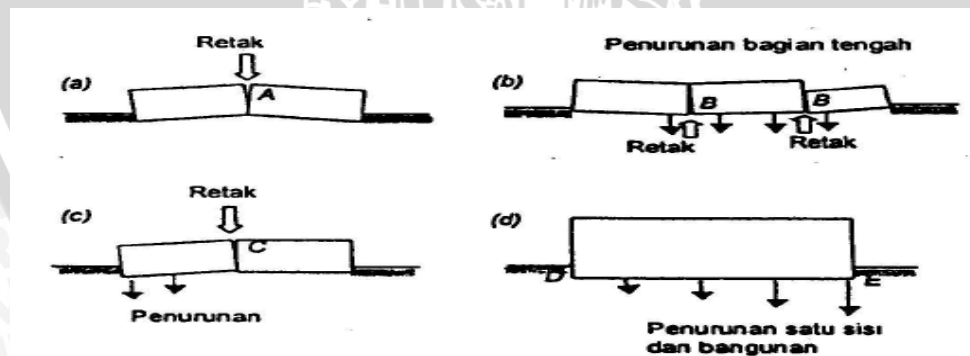
dimana: $q_u(R)$ = Daya dukung ultimit tanah pondasi yang diperkuat

q_u = Daya dukung ultimit tanah pondasi yang tidak diperkuat

2.9 Penurunan

Jika tanah mengalami pembebanan di atasnya maka tanah tersebut akan mengalami regangan dan penurunan (*settlement*). Jumlah regangan sepanjang kedalaman lapisan merupakan penurunan total tanahnya. Penurunan dapat terjadi disebabkan berubahnya susunan tanah, relokasi partikel, deformasi partikel tanah, keluarnya air atau udara dari dalam pori, dan sebab-sebab lainnya. Pada arah vertikal penurunan tersebut disebut sebagai DH. Umumnya penurunan tak seragam lebih membahayakan daripada penurunan totalnya. Kriteria penurunan pondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang ditoleransikan. Khususnya penurunan yang tidak seragam (*differential settlement*) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur. Ada beberapa penyebab terjadinya penurunan akibat pembebanan yang bekerja di atas tanah, yaitu:

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



Gambar 2.7 Contoh keruntuhan bangunan akibat penurunan

Sumber : Hary Christady H, 1996 : 142

Secara umum, penurunan pada tanah dapat dibagi dalam dua kelompok besar, yaitu:

1. Penurunan segera (*immediate settlement*),
Penurunan ini terjadi pada waktu beban diterapkan atau dalam suatu jangka waktu sekitar 7 hari. Penurunan ini terjadi akibat dari deformasi elastis tanah kering, basah dan jenuh air tanpa adanya perubahan kadar air.
2. Penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*)
Penurunan jenis ini tergantung waktu dan berlangsung dalam beberapa bulan sampai tahunan. Penurunan ini terjadi karena perubahan volume tanah jenuh air sebagai akibat keluarnya air yang menempati pori-pori 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. tekanan yang terjadi pada pertemuan antara dasar pondasi dan tanah disebut tekanan sentuh (*contact pressure*) yang berpengaruh terhadap distribusi momen dan tegangan geser pondasi terhadap tanah. dalam praktek 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 beban terbagi rata seragam.

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

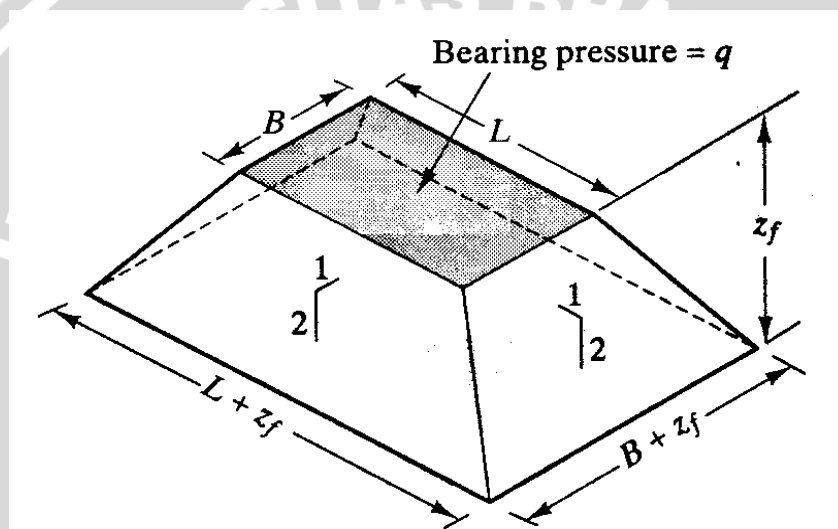
H = tinggi tanah

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 labisan dibawah daerah yang dibebani, ialah menggunakan cara pendekatan penyebaran tegangan $2V : 1H$ seperti diperlihatkan pada gambar 2.8. 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 $2V : 1H$

(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 :

$$\Delta \sigma_z = I \sigma (q - q'_{zD})$$

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

2.10 Percobaan Laboratorium

2.10.1 Analisa Saring

Pengujian ini dimaksudkan untuk mengetahui jenis tanah pasir yang akan digunakan. Tanah pasir yang dimaksud harus sesuai dengan batas yang telah disepakati, yaitu yang mempunyai ukuran batas butiran 4,75 mm sampai dengan 0,075 mm. selain itu untuk mengetahui termasuk dalam golongan deposit mana pasir tersebut, apakah lepas, sedang atau padat.

2.10.2 Berat Jenis Tanah

Pemeriksaan ini dimaksudkan untuk menentukan berat jenis tanah yang mempunyai butiran lolos saringan no.40 dengan picnometer. Berat jenis tanah adalah perbandingan antara butir tanah dan berat air suling dengan isi yang sama pada suhu tertentu.

2.10.3 Pemadatan 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 tinggi jatuh 30 cm. dari pemeriksaan ini akan diperoleh kadar air optimum (OMC) dan kepadatan kering maksimum (γ_d max) tanah pasir .

2.10.4 Kuat Geser Langsung (Direct Shear Test)

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

Pada pengujian ini sampel tanah yaitu tanah pasir dimasukkan ke dalam alat uji yang kemudian diberi gaya normal dari atas. Selain itu pada uji ini juga diberikan gaya geser ke samping. Pengaruh dari kedua gaya tersebut akan menyebabkan tanah mengalami keruntuhan. Dari pengujian ini akan didapatkan nilai tegangan normal dan tegangan geser yang pada akhirnya akan diplotkan untuk mendapatkan parameter tanah pasir tersebut yaitu c dan ϕ .

2.10.5 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.

2.11 Hipotesa Penelitian

Berdasarkan pada teori (literature), analisa logika, dan hasil penelitian sebelumnya, maka dapat diambil suatu hipotesa penelitian sebagai berikut:

- a. Diduga variasi jumlah lapis perkuatan dan variasi jarak antar lapis perkuatan dapat mempengaruhi angka daya dukung tanah untuk model pondasi menerus pada tanah pasir *poorly graded*.
- b. Diduga dengan menambah jumlah lapis dan menurunkan jarak antar lapis perkuatan maka angka daya dukung tanah akan terus meningkat.

