

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pasir

2.1.1 Pengertian Pasir

Tanah pasir adalah tanah yang terbentuk dari batuan beku dan batuan sedimen yang memiliki butir kasar dan berkerikil. 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). Fraksi kasar yang ditunjukkan oleh pasir dibentuk oleh butiran yang biasanya terutama tersusun dari kuarsa. Masing-masing butiran mungkin berbentuk angular, subangular, atau bulat. Sebagian pasir mengandung persentase sangat tinggi serpihan-serpihan mika yang membuatnya sangat elastis atau lenting (Terzaghi & Peck, 1987:8).

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

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).

Klasifikasi *Unified* (U.S.C.S.) untuk tanah pasir ditunjukkan pada tabel berikut:

Tabel 2.1 Klasifikasi tanah terpadu (*Unified Soil Classification*) [Casagrande (1984)]

Major Divisions	Group Symbols	Typical Names	Laboratory Classification Criteria					
Coarse-grained soils (More than half of material is larger than No. 200 sieve size)	Gravels (More than half of coarse fraction is larger than No. 4 sieve size)	GW	Well-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ greater than 4; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ between 1 and 3 Not meeting all gradation requirements for GW				
		GP	Poorly graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines					
		Sands (More than half of coarse fraction is smaller than No. 4 sieve size)	GM* d u	Silty gravels, gravel-sand-silt mixtures	Atterberg limits below "A" line or P.I. less than 4 Above "A" line with P.I. between 4 and 7 are <i>borderline</i> cases requiring use of dual symbols			
			GC	Clayey gravels, gravel-sand-clay mixtures				
	Sands (More than half of coarse fraction is smaller than No. 4 sieve size)	Clean sands (Little or no fines) (Appreciable amount of fines)	SW	Well-graded sands, gravelly sands, little or no fines	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ greater than 6; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ between 1 and 3 Not meeting all gradation requirements for SW			
			SP	Poorly graded sands, gravelly sands, little or no fines				
		Sands with fines (Appreciable amount of fines)	SM* d u	Silty sands, sand-silt mixtures	Atterberg limits above "A" line or P.I. less than 4 Limits plotting in hatched zone with P.I. between 4 and 7 are <i>borderline</i> cases requiring use of dual symbols			
			SC	Clayey sands, sand-clay mixtures				
			Fine-grained soils (More than half material is smaller than No. 200 sieve)	Silt and clays (Liquid limit less than 50)		ML	Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty or clayey fine sands, or clayey silts with slight plasticity	Determine percentages of sand and gravel from grain size curve. Depending on percentage of fines (fraction smaller than No. 200 sieve size), coarse-grained soils are classified as follows: Less than 5 per cent More than 5 per cent 5 to 12 per cent Borderline cases requiring dual symbols: GW, GP, SW, SP, GM, GC, SM, SC
						CL	Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays	
OL	Organic silts and organic silty clays of low plasticity							
Silt and clays (Liquid limit greater than 50)	MH	Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts						
	CH	Inorganic clays of high plasticity, fat clays						
	OH	Organic clays of medium to high plasticity, organic silts						
Highly organic soils	Pt	Peat and other highly organic soils						

*Division of GM and SM groups into subdivisions of d and u are for roads and airfields only. Subdivision is based on Atterberg limits; suffix d used when L.L. is 28 or less and the P.I. is 6 or less; the suffix u used when L.L. is greater than 28.
 †Borderline classifications, used for soils possessing characteristics of two groups, are designated by combinations of group symbols. For example, GW-GC, well-graded gravel-sand mixture with clay binder.

(Sumber : J.E. Bowles, 1997 : 32-33)

2.1.3 Kerapatan Relatif Pasir

Kerapatan relatif lapisan pasir memiliki pengaruh yang menentukan terhadap sudut gesekan dalam pasir, terhadap daya dukung akhir, serta terhadap penurunan telapak bangunan yang bertumpu di atas pasir. Jika pasir yang terbenam berada dalam keadaan sangat lepas, maka sebuah kejutan mendadak bisa mengubahnya secara temporer menjadi suspensi pasir yang memiliki sifat-sifat seperti cairan viskous. Dalam keadaan padat, pasir yang sama seperti di atas bersifat tidak peka terhadap kejutan dan cukup sempurna sebagai dasar pondasi untuk struktur yang sangat berat sekalipun.



Karena alasan ini, kerapatan relatif suatu pasir akan jauh lebih penting daripada sifat-sifatnya yang lain, kecuali (mungkin) permeabilitasnya. (Terzaghi & Peck, 1987:281).

Tanah tak kohesif cenderung membentuk suatu struktur berbutir tunggal yang dapat dalam keadaan lepas atau padat. Tanah yang benar-benar tidak kohesif hanya dapat dijumpai dalam deposit tanah yang diangkut, dimana angin atau air telah memisahkan kontaminan koloidal dan atau mineral lempung. Contoh deposit yang tidak kohesif diantaranya adalah kerikil di sungai. Deposit dalam kondisi tertentu dapat menghasilkan tanah yang sangat lepas (*metastabil*). Dimana struktur yang seperti ini mungkin mampu mendukung beban statis yang cukup besar tetapi dapat runtuh akibat beban dinamis atau getaran yang relatif kecil (Bowles, 1993:147).

Dalam operasi pemadatan di lapangan dimana penambahan air tidak akan merusak tanah disekitarnya, pasir yang dilimpahi air (untuk memberikan keadaan $S_r = 100\%$) akan sangat membantu dalam menambah berat isi tanah. Kerapatan optimum dari tanah berbutir akan menghasilkan berat isi yang terbesar dan angka pori yang minimum. Sebaliknya, kerapatan minimum akan menghasilkan keadaan yang paling lepas, berat isi minimum, dan angka pori (e) maksimum. Kerapatan relatif dapat juga dinyatakan sebagai perbandingan antara $\gamma_{d \text{ lap}}$ yang dihasilkan dari *sand cone test* dengan $\gamma_{d \text{ lab}}$ yang dihasilkan dari uji proktor standar pada uji laboratorium (ASTM D1556-90). Berikut adalah Tabel 2.2 yang menjelaskan identifikasi lapangan untuk kerapatan relatif.

Tabel 2.2 Istilah dan Identifikasi lapangan untuk kerapatan relatif

Keadaan Tanah	Dr (%)	Identifikasi Lapangan
Sangat Lepas	0-20	Mudah ditandai dengan jari
Lepas	20-40	Mudah disekop
Agak padat (kompak)	40-70	cukup sukar untuk disekop
Padat	70-90	Membutuhkan garpu untuk memisahkan tanah sehingga dapat disekop
Sangat padat	90-100	Memerlukan ledakan atau alat berat untuk memisahkan

(Sumber : Bowles (1993:149))

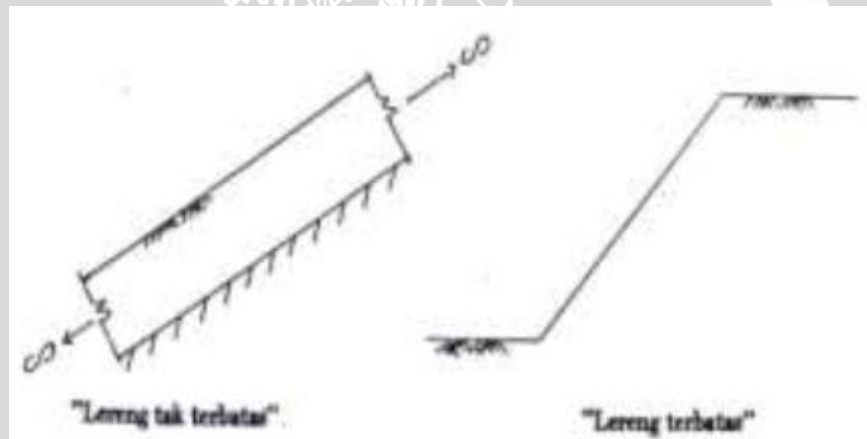
2.2 Lereng

2.2.1 Pengertian Lereng

Lereng merupakan suatu kondisi dimana terdapat dua permukaan tanah dengan ketinggian yang berbeda. Lereng dapat digolongkan dalam dua tipe yaitu lereng tak terbatas dan lereng terbatas. (Sunggono, 1984)

Menurut Cristady (1994) lereng tak terbatas merupakan kondisi di mana tanah yang mempunyai kedalaman tertentu dengan permukaan miring, terletak di atas lapisan batu dengan kemiringan permukaan yang sama. Disebut tak terbatas karena mempunyai panjang yang sangat besar dibanding kedalamannya. Jika diambil elemen tanah dengan lebar tertentu, gaya-gaya yang bekerja pada duabidang vertikalnya akan sama karena pada lereng tak terbatas gaya-gaya yang bekerja di setiap sisi bidangnya dapat dianggap sama. Sifat-sifat tanah dan tegangan lereng tak terbatas pada salah satu bidang yang sejajar dengan lereng adalah sama maka kelongsoran pada lereng tak terbatas biasanya terletak dalam satu bidang yang sejajar dengan bidang lereng (*Sunggono, 1984*).

Lereng terbatas menurut Cristady (1994) merupakan kondisi di mana suatu timbunan terletak di atas tanah asli yang miring. Akibatnya timbunan akan longsor di sepanjang bidang gelincir. Contoh kondisi ini adalah jika tanah timbunan diletakkan pada tanah asli yang miring dimana pada lapisan tanah asli masih terdapat lapisan lemah yang berada didasar timbunannya.



Gambar 2.1 Tipe Lereng (Sumber : *Sunggono, 1984*)

2.2.2 Pemodelan Fisik Lereng

Seperti kebanyakan tipe lereng yang biasa kita temui di perbukitan atau didaerah dengan ketinggian tertentu, lereng yang sebenarnya merupakan suatu model fisik yang sangat besar jika harus digunakan sebagai variabel utama dalam penelitian. Oleh sebab itu sangat perlu dibuat pendekatan pemodelan suatu lereng yaitu model fisik hidraulik.

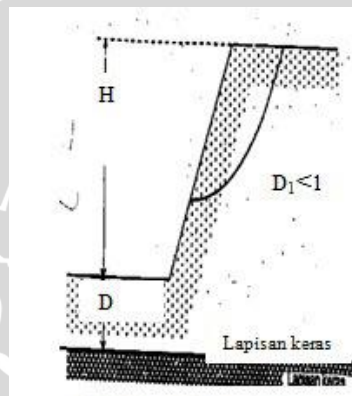
Model fisik hidraulik merupakan suatu bentuk miniature atau pengecilan dari suatu bentuk sebenarnya. Pengecilan ini bertujuan untuk memperkecil volume sampel penelitian, sehingga biaya akan lebih ekonomis dan pembatasan masalah juga tidak terlalu melebar.

2.2.3 Tipe Keruntuhan Lereng

Seperti yang kita ketahui, keruntuhan pada lereng dapat terjadi pada tempat dimana terdapat dua permukaan tanah yang berbeda ketinggian, maka akan ada gaya-gaya yang bekerja mendorong sehingga tanah yang lebih tinggi kedudukannya cenderung bergerak kearah bawah yang disebut dengan gaya potensial gravitasi yang menyebabkan terjadinya longsor atau keruntuhan.

Pengamatan longoran atau keruntuhan pada lereng yang dilakukan oleh *Collin* (1846) menunjukkan bahwa kebanyakan peristiwa kelongsoran tanah terjadi dengan bentuk bidang longsor yang berupa lengkungan. Adapun tipe keruntuhan normal pada lereng adalah sebagai berikut :

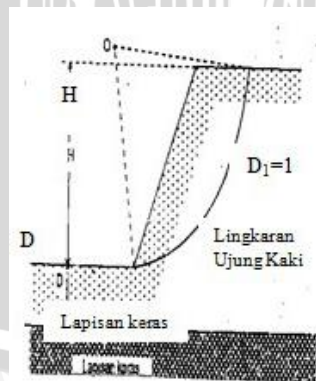
1. Keruntuhan pada lereng (*slope failure*)



Gambar 2.2 Tipe keruntuhan pada lereng

(Sumber : *Mekanika Tanah 2*, (Ir G. Djatmiko S, Ir. S. J. Edy Purnomo; 1997)

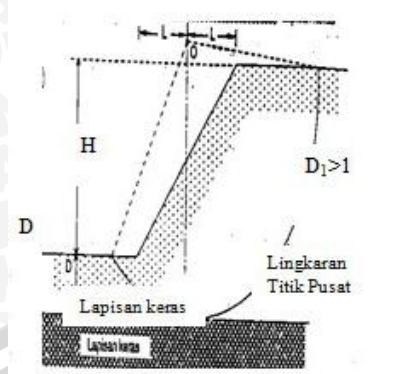
2. Keruntuhan pada kaki lereng (*toe failure*)



Gambar 2.3 Tipe keruntuhan pada kaki lereng

(Sumber : *Mekanika Tanah 2*, (Ir G. Djatmiko S, Ir. S. J. Edy Purnomo; 1997)

3. Keruntuhan dibawah kaki lereng (base failure)



Gambar 2.4 Tipe keruntuhan di bawah kaki lereng
(Sumber : *Mekanika Tanah 2*, (Ir G. Djatmiko S, Ir. S. J. Edy Purnomo; 1997)

Keruntuhan pada lereng terjadi karena sudut lereng sangat besar dan tanah yang dekat dengan kaki lereng tersebut memiliki kekuatan yang tinggi. Keruntuhan pada kaki lereng terjadi ketika tanah yang berada di atas dan di bawah kaki lereng bersifat homogen. Sedangkan keruntuhan dasar lereng terutama diakibatkan sudut lereng yang kecil dan tanah yang berada di bawah kaki lereng lebih halus dan lebih plastis daripada tanah di atasnya. Secara umum, longsor pada lereng disebabkan oleh beberapa faktor, antara lain :

1. Bertambahnya tegangan yang bekerja
2. Berkurangnya kuat geser material

2.3 Geosintetik

Geosintetik adalah istilah umum untuk produk berbentuk lembaran yang terbuat dari bahan polimer lentur, digunakan dengan tanah, batuan atau material geoteknik lainnya sebagai suatu kesatuan pekerjaan buatan manusia, struktur maupun sistem. (ASTM D 4439). Ditinjau dari kata Geosintetik (*Geosynthetic*) dimana *Geo* berarti *earth* (tanah atau bumi) *Synthetic* berarti *human-made product / material* (produk atau bahan buatan manusia).

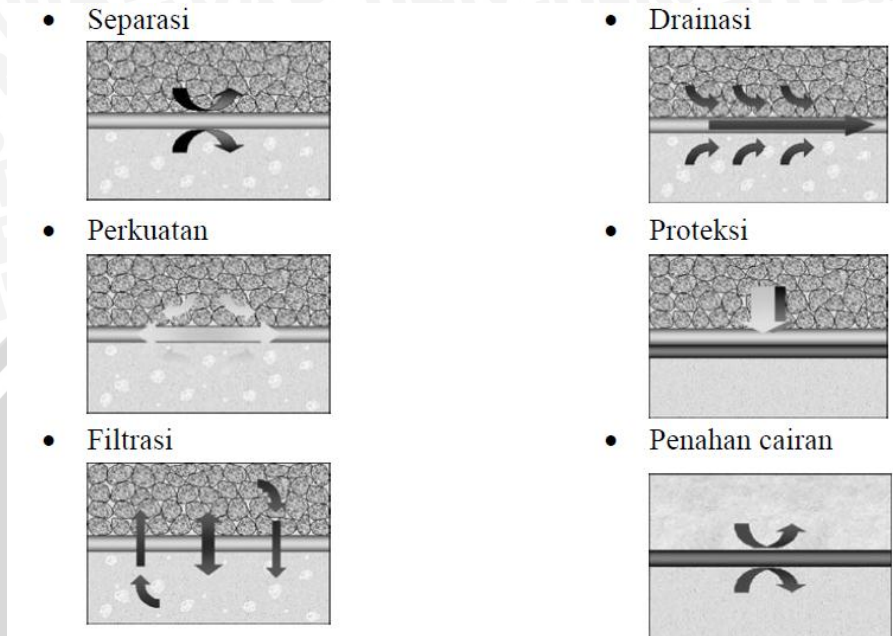
Secara sederhana, geosintetik didefinisikan sebagai produk buatan dari bahan polimer yang berfungsi untuk memperbaiki perilaku tanah. Hingga saat ini beberapa jenis Geosintetik telah dikembangkan sesuai dengan kebutuhan. Pada dasarnya, geosintetik terbagi menjadi dua yaitu tekstil dan jarring (*web*).

2.3.1 Fungsi Geosintetik

Geosintetik berfungsi sebagai elemen penguat di dalam suatu massa tanah atau kombinasi berbagai macam tanah untuk menghasilkan suatu komposit yang

meningkatkan kekuatan dan sifat deformasi tanah tanpa tulangan atau perkuatan lain. Pada intinya geotekstil ini digunakan untuk mengurangi erosi tanah yang disebabkan oleh pengaruh curah hujan dan limpasan air permukaan.

Material geosintetik dalam struktur dirancang untuk berfungsi sebagai :



Gambar 2.5 Fungsi Geosintetik

(Sumber : geotextile.web.id)

Berikut fungsi-fungsi dari bermacam jenis Geosintetik yang dijelaskan dalam Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Fungsi - fungsi bermacam jenis Geosintetik

Tipe Geosintetik	Fungsi Dasar					
	Separasi	Proteksi	Perkuatan	Filtrasi	Drainasi	Lapisan Kedap
Geotekstil	✓	✓	✓	✓	✓	
Geogrid			✓			
Geonet					✓	
Geomembran						✓
Geosynthetic Clay Liner						✓
Geocell		✓				
Geopipe					✓	
Geofoam	✓					
Geocomposite	✓	✓	✓	✓	✓	✓

(Sumber : www.geosistem.com)

2.3.2 Geotekstil

Geotekstil merupakan lembaran serat sintesis tenunan dengan tambahan bahan anti

ultraviolet, yang dibuat untuk menanggulangi masalah pembuatan jalan dan timbunan dasar tanah dikaitkan dengan pekerjaan teknik sipil. Pemanfaatan geotekstil merupakan cara moderen dalam usaha untuk perkuatan tanah lunak. Geotekstil mempunyai berat sendiri yang ringan sehingga dalam penggunaannya dapat diabaikan, namun geotekstil memiliki kekuatan tarik yang cukup besar untuk menahan beban yang diberikan di atasnya. Pada pengerjaannya, geotekstil merupakan lembaran tipis yang dilembarkan di atas tanah urug, yang kemudian dipadatkan, berikut seterusnya hingga didapatkan ketinggian atau ketebalan yang akan diinginkan dari sebuah rencana.

1. Geotekstil sintetik

Geotekstil sintetik ada tiga macam, yaitu :

a. *Non woven*

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

b. *Woven*

Geotekstil ini terbuat dari anyaman dua buah serat saling tegak lurus. Hasil anyaman tersebut menimbulkan sifat mekanis material dalam dua arah yang berbeda yaitu arah *warp* dan *welf*. Arah *warp* yaitu serat yang dianyam dalam geotekstil parallel dengan arah pembuatannya. Arah *weft* yaitu serat yang dianyam dalam geotekstil tegak lurus dengan arah pembuatannya.

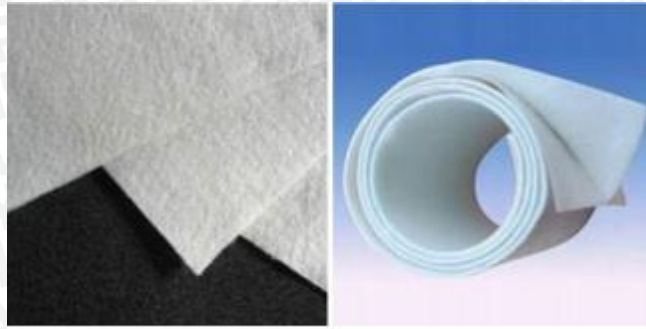
c. *DSF Knitted*

Geotekstil dibentuk dengan memutarakan serat-serat membrane atau benang-benang mengelilingi satu dengan lainnya sehingga membentuk rajutan.



Gambar 2.6 Geotekstil *woven*

(Sumber : geotextile.web.id)



Gambar 2.7 Geotekstil *non woven*

(Sumber : geotextile.web.id)

2. Karakteristik Geotekstil

a. Karakteristik Fisik

Karakteristik fisik geotekstil meliputi *specific gravity*, massa per unit luas, ketebalan dan kekakuan. Nilai *specific gravity* dari geotekstil sebagian besar menggunakan nilai G_s bahan polimer. Sifat fisik geotekstil lebih dipengaruhi oleh temperature dan kelembaban daripada oleh masa tanah dan batuan.

b. Karakteristik Mekanis

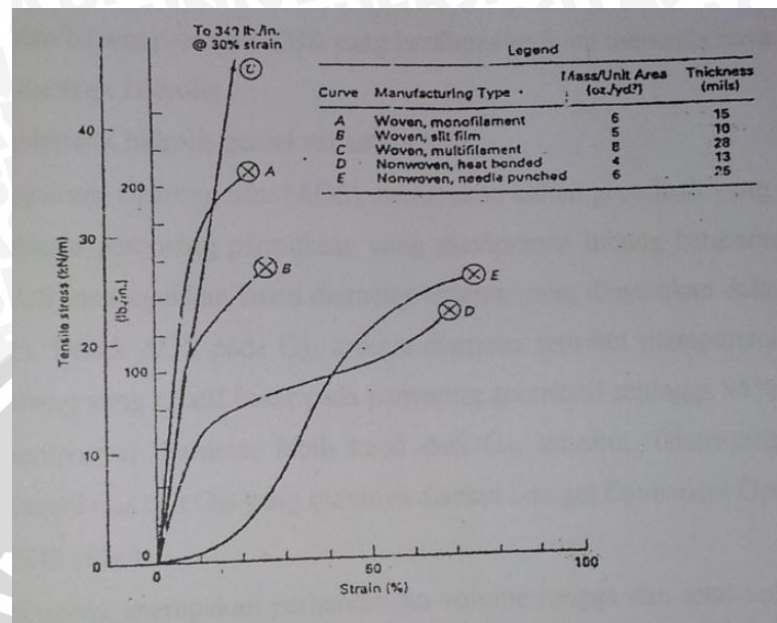
Karakteristik mekanis menjadi dasar mengevaluasi daya tahan geotekstil terhadap kerusakan selama proses konstruksi (*geotextile survivability*) dan kemampuan geotekstil untuk mendukung pekerja dan peralatan konstruksi sebelum penimbunan dan operasional struktur dilakukan (*geotextile workability*). Daya 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 geotekstil antara lain :

- Kekuatan 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, yang diperlukan untuk mengetahui kekuatan geotekstil terhadap tarik. Struktur geotekstil dan partikel tanah akan saling mengunci (*interlocking*) sehingga akan memberi efek yang berarti terhadap karakteristik tegangan regangan seperti yang

dikemukakan oleh **Koener (1998)** dalam *designing with geotextile* menunjukkan karakteristik modulus tegangan regangan berbagai tipe geotekstil seperti tampak pada gambar 2.8



Gambar 2.8 Kurva Modulus Tegangan Regangan Berbagai Tipe Geotekstil (Koener R.M., *Design and Application With Geosynthetics*, 1998)

- 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*) dan kuat kejut (*impact strength*)

Kekuatan pecah merupakan kekuatan bahan geotekstil dalam menerima beban terpusat dengan arah tegak lurus, yang dapat berupa beban pecah atau beban cobos. Beban pecah terjadi apabila bahan geotekstil harus menerima beban terpusat pada luasan yang relatif sempit dengan arah tegak lurus.

Beban coblos terjadi apabila ada beban tegak lurus lembaran produk akibat beban yang bersudut runcing yang cenderung mencoblos lembaran bahan geotekstil. 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*). Kekuatan pecah dapat ditentukan dengan beberapa cara, antara lain :

- *Mullen Bursting Test*, tes ini dilakukan dengan memaksa sebuah bola tertentu menekan permukaan bahan geotekstil sampai pecah.
- *CBR Plunger Test*, yaitu dengan menekan batang penetrasi CBR secara tegak lurus ke permukaan geotekstil yang dijepit disisinya sampai pecah dan batang penetrasi CBR yang berdiameter 3 cm menembusnya.

c. Karakteristik Hidrolis

Karakteristik hidrolis geotekstil antara lain :

- *Apparent Opening Size (AOS)*, merupakan bahan geotekstil yang berfungsi sebagai penyaring permukaan yang mempunyai lubang berdiameter kecil. AOS menunjukkan suatu diameter tertentu yang dinyatakan dalam simbol O_n . Untuk AOS pada O_{95} artinya diameter tersebut mempunyai diameter lubang yang relatif besar pada penyaring geotekstil sehingga 95% yang lain mempunyai diameter lebih kecil dari O_{95} tersebut. Disamping itu juga dikenal O_{90} dan O_{50} yang biasanya disebut sebagai Equivalent Opening Size (EOS : O_{50}).
- 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 rembesan air sejajar bidang geotekstil.

Perbedaan jenis, dan bentuk menjadikan tiap-tiap jenis geotekstil memiliki kelebihan dan kekurangan, sehingga memiliki fungsi dan aplikasi yang berbeda sesuai dengan kelebihan dan kekurangan yang dimiliki. Umumnya geotekstil woven digunakan sebagai bahan perkuatan tanah dasar, hal ini dikarenakan tekstur dari geotekstil woven yang teranyam rapi sehingga memiliki kuat tarik yang lebih besar dibandingkan dengan geotekstil tipe non woven.

3. Geotekstil Sebagai Bahan Perkuatan Tanah Pasir

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

a. Filtrasi dan Drainase

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

b. Proteksi (*erotion control*)

Geotekstil membantu melindungi masa tanah baik digunakan sendiri maupun bersama dengan bahan pelindung lain.

c. Separator

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

d. Perkuatan (*Reinforcement*)

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

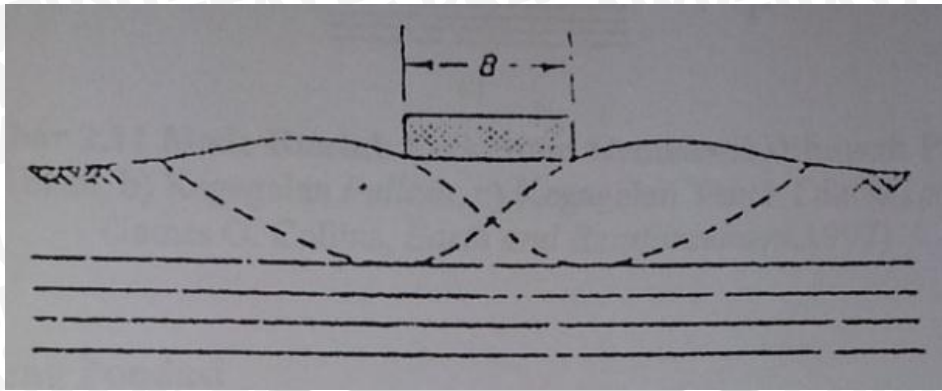
Geotekstil sebagai salah satu geosintetik digunakan untuk memperbaiki *subgrade* yang mendukung pondasi telapak atau menerus. Hasil penelitian menunjukkan bahwa jarak lapis, jumlah lapis, luasan dan *density* geotekstil pada tanah pasir mempunyai pengaruh terhadap perbaikan daya dukung dan pengurangan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

Pengaruh pemakaian geotekstil pada tanah antara lain :

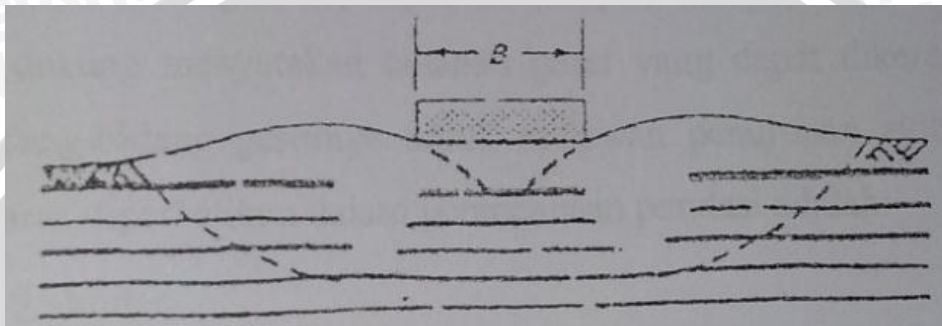
- Dapat mempengaruhi mode runtuh, penempatan geotekstil pada tanah mempunyai efek memperkuat *subgrade* dan memperkecil keruntuhan.
- Geotekstil dapat menyediakan tahanan (*restrain*) dari agregat dan *subgrade* jika ditempatkan pada batas keduanya (*interface*). Hal ini menimbulkan peningkatan kapasitas distribusi beban yang terkadang memiliki efek sebagaimana pelat.
- Akan timbul aksi membrane ketika terjadi friksi antara *subgrade* dan geotekstil disekitar daerah yang dibebani cukup besar, hingga dapat berperan sebagai anker. Resultan keatas gaya tarik yang timbul tersebut mendukung beban dan mengurangi tegangan yang terjadi pada *subgrade*.

4. Model Keruntuhan dengan Geotekstil

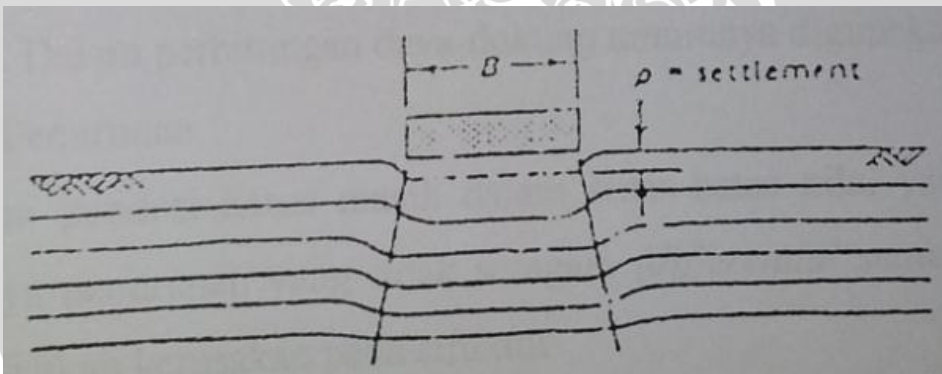
Penelitian menunjukkan bahwa umumnya kerusakan geotekstil terjadi pada saat pemasangan dan konstruksi (**Koerner, 1990**). Penempatan agregat dan pelaksanaan pemadatan dengan alat berat mengakibatkan tegangan yang tinggi pada geotekstil. Beberapa keruntuhan yang terjadi pada pondasi dangkal dengan beberapa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



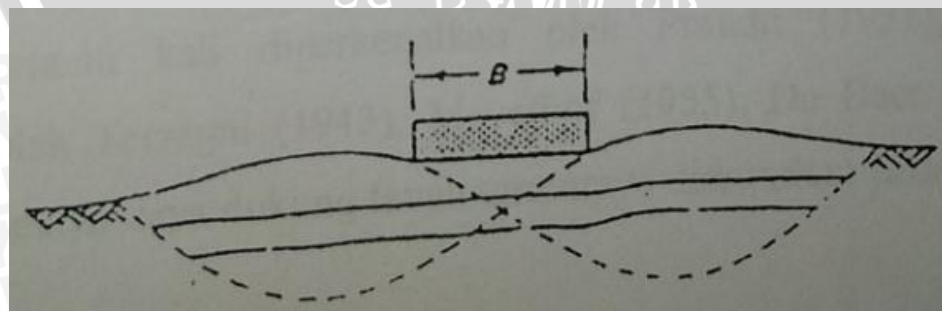
Gambar 2.9 Keruntuhan Daya Dukung Diatas Lapisan Geotekstil



Gambar 2.10 Keruntuhan Tekan atau Patah pada Lapisan Geotekstil

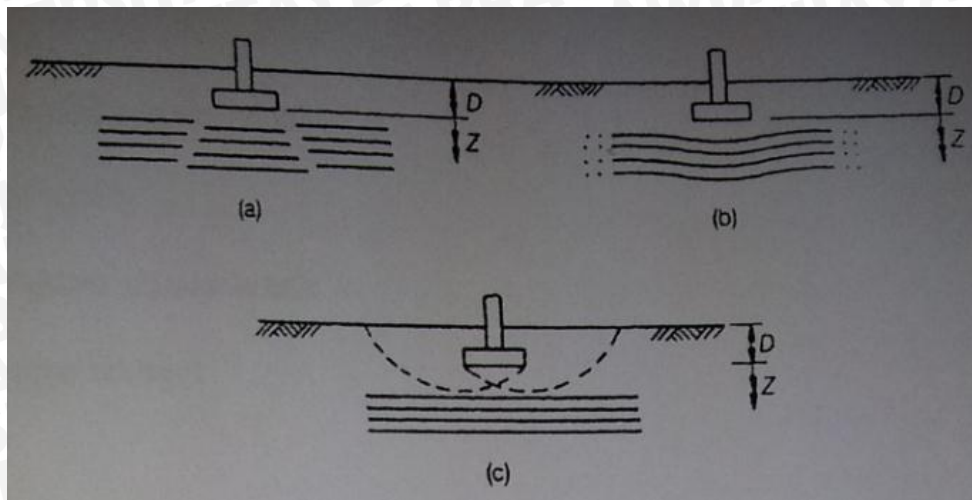


Gambar 2.11 Keruntuhan Rangkap atau *Creep* pada Lapisan Geotekstil



Gambar 2.12 Keruntuhan Tarik pada Lapisan Geotekstil

(Koener R.M., *Design and Application With Geosynthetics*, 1998)



Gambar 2.13 Mode Runtuh Perkuatan Geotekstil Dibawah Pondasi

- a) Kegagalan tekan, b) Kegagalan *Pullout*, c) Kegagalan Tanah Diatas Lapisan Geotekstil

(James G. Collins, *Earth and Reinforcement*, 1997)

2.4 Pondasi Dangkal

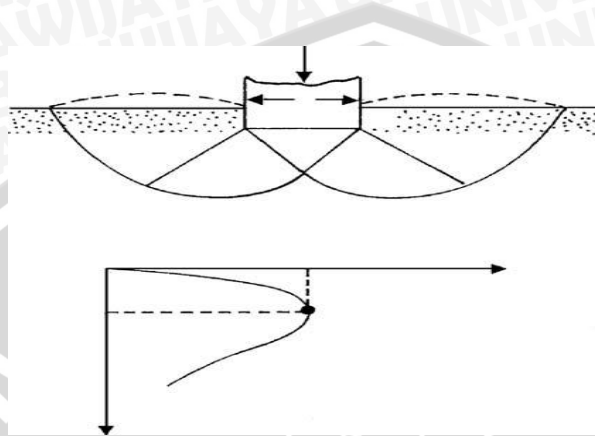
Pondasi dangkal didefinisikan sebagai pondasi yang mendukung beban konstruksi secara langsung. Pondasi dangkal adalah pondasi dimana dari struktur ke tanah terjadi dekat dengan permukaan, (Coduto, 1994). Menurut Terzaghi(1943), dianggap pondasi dangkal apabila letak dasar pondasi dari muka tanah (D) kurang atau sama dengan lebar dasar pondasi (B). (Das, 1994). Anggapan bahwa penyebaran tegangan pada struktur pondasi ke tanah dibawahnya yang berupa lapisan penyangga (*bearing stratum*) lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi.

2.4.1 Pola Keruntuhan

Berdasarkan dengan apa yang telah dibuktikan dilapangan, sebuah pondasi apabila dibebani maka pondasi tersebut akan meneruskan beban kelapisan tanah yang ada dibawahnya, sehingga menyebabkan tanah akan mengalami deformasi vertikal dan horizontal. Apabila tanah mengalami pembebanan seperti beban pondasi, maka tanah akan mengalami distorsi dan penurunan. Jika beban ini bertambah terus maka penurunan juga akan bertambah dan akan menyebabkan deformasi plastis pada tanah. Berdasarkan hasil uji model, Vesic (1963) mengelompokkan mekanisme keruntuhan pondasi menjadi tiga, yaitu :

1. Keruntuhan Geser Umum (*General Shear Failure*)

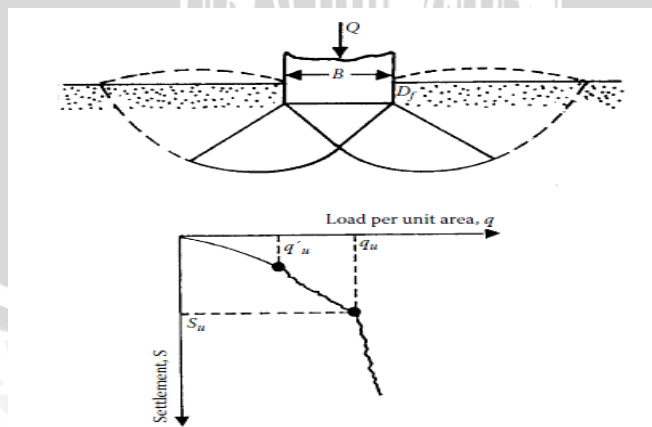
Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir padat (dense sand) yang memiliki $D_r > 67\%$. Bidang longsor yang terbentuk berupa lengkungan dan garis lurus yang menembus hingga mencapai permukaan tanah. Saat keruntuhannya, terjadi gerakan massa tanah kearah luar dan atas.



Gambar 2.14 *General Shear Failure*
(Sumber : Suroso dkk. Hal 30)

2. Keruntuhan Geser Setempat (*Local Shear Failure*)

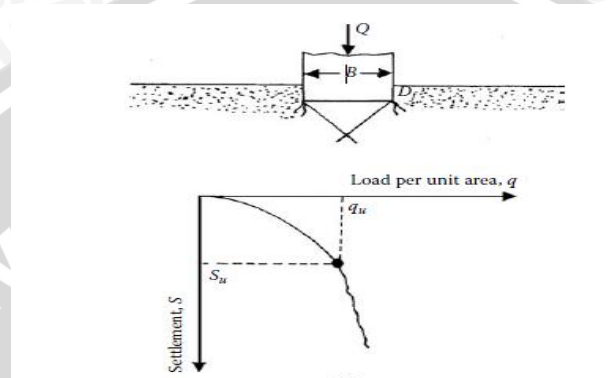
Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir medium dense sand yaitu pasir dengan $30\% < D_r < 67\%$. Tipe keruntuhannya hampir sama dengan keruntuhan geser umum, namun bidang runtuh yang terbentuk tidak sampai mencapai permukaan tanah. Dalam tipe keruntuhan geser setempat, terdapat sedikit penggembungan tanah disekitar pondasi namun tidak terjadi penggulingan pondasi



Gambar 2.15 *Local Shear Failure*
(Sumber : Suroso dkk hal 30)

3. Keruntuhan Penetrasi (*Punching Shear Failure*)

Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir lepas dengan $D_r < 30\%$. Pada tipe keruntuhan ini dapat dikatakan keruntuhan geser tanah tidak terjadi. Akibat bebannya, pondasi hanya menembus dan menekan tanah ke samping yang menyebabkan pemampatan tanah di dekat pondasi. Penurunan pondasi bertambah hampir secara linier dengan penambahan bebannya. Pemampatan tanah akibat penetrasi pondasi berkembang hanya pada zona terbatas tepat di dasar dan di sekitar pondasi.



Gambar 2.16 *Punching Shear Failure*
(Sumber : Suroso dkk hal 30)

Berdasarkan pada apa yang telah didapatkan dilapangan, keruntuhan sangat dipengaruhi oleh *density* dari tanah dan juga dipengaruhi oleh rasio kedalaman-lebar pondasi D/B seperti yang ditunjukkan oleh Vesic (1973).

2.5 Teori Daya Dukung

2.5.1 Pengertian Daya Dukung

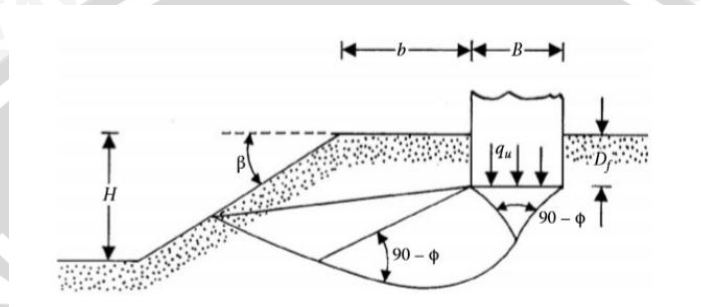
Analisis daya dukung (*bearing capacity*) mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi dari struktur yang terletak di atasnya. Daya dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya. Analisis-analisis daya dukung dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan hitungan. 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 yang bersifat plastis. Konsep ini pertama kali dikenalkan oleh Prandtl (1921), yang kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Meyerhof (1955) dan lainnya (*Hardiyatmo, H.C., 2011:110-111*).

2.5.2 Bearing Capacity Improvement (BCI)

Bearing Capacity Improvement (BCI) adalah rasio perbandingan antara daya dukung tanah yang diberi perkuatan dan daya dukung tanah tanpa perkuatan. Nilai tersebut dapat didapat berdasarkan dua hal berikut ini yaitu daya dukung pada saat ultimit (BCI_u) dan daya dukung pada penurunan yang sama (BCI_s).

2.5.3 Daya Dukung Pondasi Dangkal di Atas Lereng Tanpa Perkuatan

1. Solusi Meyerhof



Gambar 2.17 Pondasi menerus di atas lereng
(Sumber : Das, B.M. 2009)

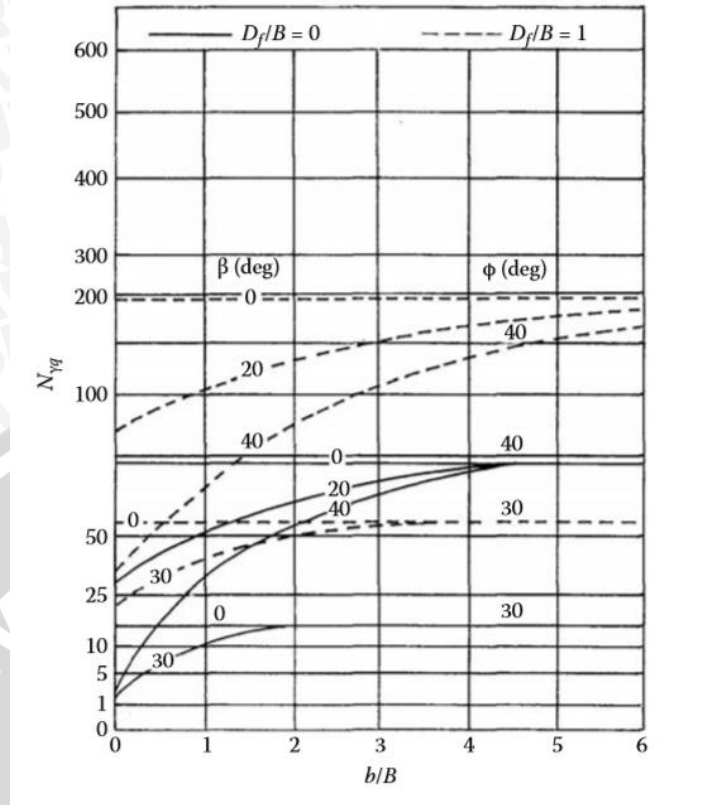
Gambar di atas menunjukkan sebuah pondasi menerus dengan lebar B yang diletakkan pada sebuah lereng dengan tinggi H . Pondasi tersebut diletakkan dengan jarak b dari tepi lereng. Adapun daya dukung batas dari pondasi tersebut dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut:

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \quad \dots (2.1)$$

Untuk tanah pasir, Meyerhof menyatakan daya dukung pondasi menerus di atas lereng dengan persamaan:

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \quad \dots (2.2)$$

Meyerhof telah mengembangkan variasi teoritis terhadap nilai $N_{\gamma q}$ untuk tanah pasir ($c=0$) yang dinyatakan pada grafik berikut:



Gambar 2.18 Faktor $N_{\gamma q}$ untuk daya dukung pondasi menerus di atas lereng tanah pasir
(Sumber : Das, B.M. 2009: 153-155)

2. Solusi Hansen

Persamaan yang dikembangkan oleh Hansen (1970) menunjukkan hasil temuan teoritis maupun eksperimental baik yang didapatkan maupun kontribusi dari penelitian sebelumnya seperti yang dilakukan Terzaghi. Dalam persamaan yang dikembangkan oleh Hansen memperhatikan pengaruh-pengaruh bentuk pondasi, kedalaman, kemiringan beban, kemiringan dasar dan kemiringan permukaan tanah.

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + D_f \gamma N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad \dots (2.3)$$

dimana,

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.4)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.5)$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi \quad (2.6)$$

s_c, s_q, s_γ = faktor bentuk pondasi

d_c, d_q, d_γ = faktor kedalaman

i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan beban

g_c, g_q, g_γ = faktor kemiringan permukaan tanah

Untuk pondasi tepat di tepi lereng: $g_q = g_\gamma = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$ (2.7)

b_c, b_q, b_γ = faktor kemiringan alas

3. Metode Shields (1990)

Shields bersama dengan peneliti lainnya telah mencoba melakukan penelitian terhadap faktor daya dukung $N_{\gamma q}$ untuk sebuah pondasi pada lereng yang memiliki sudut geser yang rendah. Pada penelitian yang dilakukan oleh *Shields* ia menggunakan pemodelan box pasir berukuran besar dengan panjang 15 m dan lebar 2 m dan tinggi 2,2 m. Sebuah lereng dengan perbandingan H : V yaitu 2 : 1 dipilih sebagai pemodelan karena dianggap ukuran tersebut adalah uluran standar dari sebuah lereng, lereng dibuat dengan faktor-faktor penentu yang ada. Dari percobaan tersebut *Shields* melaporkan prosentase daya dukung tanah datar yang ia temukan dengan menggunakan persamaan *Gemperline* untuk menghitung nilai $N_{\gamma q}$ dan menggunakan persamaan daya dukung Meyerhof untuk tanah datar.

Adapun persamaan *Gemperline* adalah sebagai berikut :

$$N_{\gamma q} = f_\phi \times f_B \times f_{D/B} \times f_{B/L} \times f_{D/B, B/L} \times f_{\beta, b/B} \times f_{\beta, b/D, D/B} \times f_{\beta, b/B, B/L} \quad (2.8)$$

Dengan :

ϕ = sudut geser dalam tanah ($^\circ$)

β = sudut kemiringan lereng ($^\circ$)

B = lebar pondasi (inchi)

D = kedalaman pondasi (inchi)

L = panjang pondasi (inchi)

b = jarak pondasi ke puncak lereng (inchi)

$f_\phi = 10^{(0,1159\phi - 2,386)}$

$f_B = 10^{(0,34 - 0,2 \log B)}$

$f_{D/B} = 1 + 0,65 (D/B)$

$f_{B/L} = 1 - 0,27 (B/L)$

$f_{D/B, B/L} = 1 + 0,39 (D/L)$

$f_{\beta, b/B} = 1 - 0,8 [1 - (1 - \tan \beta)^2] \{2/[2 + (b/B)^2 \tan \beta]\}$

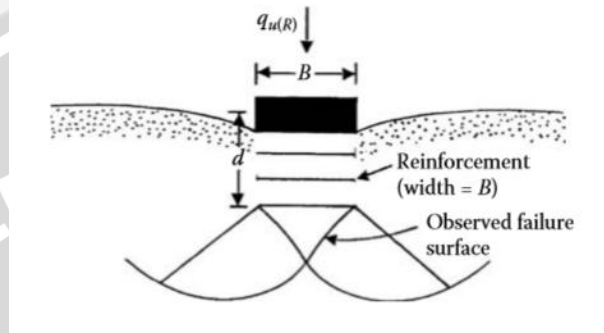
$f_{\beta, b/D, D/B} = 1 + 0,6 (B/L) [1 - (1 - \tan \beta)^2] \{2/[2 + (b/B)^2 \tan \beta]\}$

$$f_{\beta, b/B, B/L} = 1 + 0,33 (D/B) \tan \beta \left\{ 2/[2 + (b/B)^2 \tan \beta] \right\}$$

2.5.4 Daya Dukung Pondasi Dangkal pada Tanah yang Diperkuat Geotekstil

1. Parameter Umum

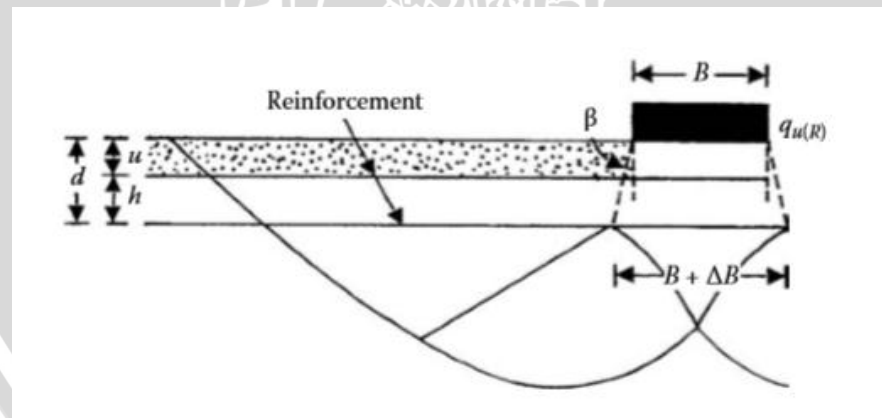
Huang dan Tatsuoka mengusulkan mekanisme kegagalan bagi pondasi lajur yang didukung dengan perkuatan tanah, dimana lebar perkuatan b adalah sama dengan lebar dasar pondasi B seperti yang ditunjukkan gambar di bawah ini:



Gambar 2.19 Skema keruntuhan yang diamati Huang dan Tatsuoka
(Sumber : Das, B.M. 2009: 280-281)

Hal ini disebut *deep foundation mechanism* dimana *quasi-rigid zone* berada di bawah pondasi.

Schlosser mengusulkan *wide slab mechanism* untuk keruntuhan tanah pada pembebanan batas untuk kondisi $b > B$, yang ditunjukkan pada gambar berikut.



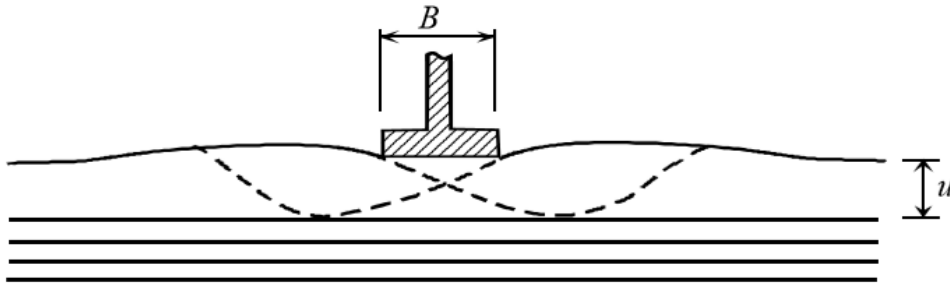
Gambar 2.20 Skema keruntuhan pada tanah yang diperkuat yang dinyatakan oleh Schlosser
(Sumber : Das, B.M. 2009: 280-281)

2. Metode Binquet and Lee

Berdasarkan hasil observasi pemodelan laboratorium yang dilakukan oleh Binquet dan Lee (1975), disimpulkan bahwa terdapat tiga kemungkinan mekanisme keruntuhan

pondasi pada tanah yang diperkuat berdasarkan kekuatan tarik dan konfigurasi perkuatan yaitu:

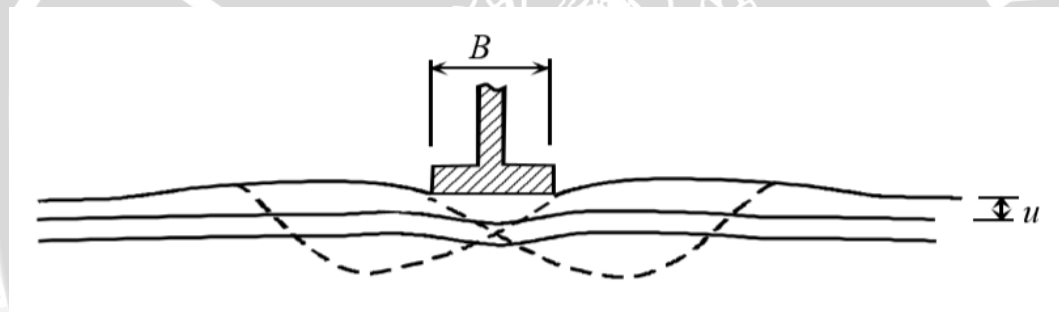
- a. *Shear failure* terjadi saat jarak lapis perkuatan teratas (u) lebih besar dari $2B/3$.



Gambar 2.21 Keruntuhan saat $u = 2B/3$

(Sumber: *Qiming Chen.2007:23*)

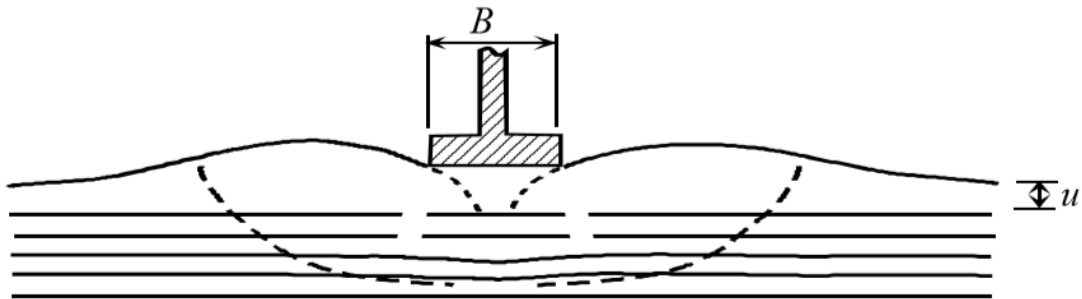
- b. *Pull-out failure (ties pullout)* terjadi saat jarak lapis perkuatan teratas kurang dari $2B/3$ dengan jumlah lapis perkuatan yang digunakan kurang atau sama dengan 3 lapis dan panjang perkuatan yang digunakan terlalu pendek.



Gambar 2.22 Keruntuhan saat $u < 2B/3$, $N < 2$ atau 3

(Sumber: *Qiming Chen.2007:23*)

- c. *Tension failure (ties break)* terjadi saat jarak lapisan perkuatan kurang dari $2B/3$, dengan jumlah lapis perkuatan yang digunakan lebih dari 4 lapis dan panjang perkuatan yang digunakan cukup panjang.



Gambar 2.23 Keruntuhan saat $u < 2B/3$, $N > 4$

(Sumber: *Qiming Chen.2007:23*)

2.5.5 Pengaruh Panjang Lapisan Geotekstil terhadap Peningkatan Daya Dukung

Pada jurnal yang berjudul “*Centrifuge Modeling of Geotextile-Reinforced Cohesive Slopes*”, Yun Hu, Ga Zhang, Jian-Min Zhang telah melakukan penelitian sebelumnya mengenai perkuatan geotekstil pada tanah lereng. Pada jurnal tersebut diambil kesimpulan ternyata panjang perkuatan geotekstil berpengaruh pada cara kerja geotekstil sebagai perkuatan tanah. Panjang lapisan geotekstil yang bisa menghasilkan cara kerja efektif adalah $L = 0,22H$ sampai $L = 0,83 H$, H merupakan ketinggian lereng. Lalu diambil tiga variabel untuk panjang lapisan sebagai pembanding yaitu $0,45H$, $0,52H$, $0,59H$ agar mengetahui panjang paling efektif.

2.5.6 Pengaruh Jarak Pondasi dari Tepi Lereng terhadap Peningkatan Daya Dukung

Penentuan letak pondasi merupakan salah satu hal yang paling penting dalam menentukan daya dukung tanah terutama untuk tanah lereng yang memiliki daya dukung lebih rendah dari daya dukung tanah datar. Tegangan tinggi yang diakibatkan oleh beban dan perbedaan elevasi permukaan tanah menjadi masalah utama untuk pengaruh faktor keamanan dan daya dukung dari lereng, sehingga penempatan pondasi harus diperhitungkan. Beberapa orang telah meneliti hal tersebut, diantaranya adalah **Bauer, Deschenes dan Barsvary (1977)**, penelitian yang mereka lakukan terhadap daya dukung lereng dengan perbandingan kemiringan 2 : 1, dari data yang mereka dapatkan mereka menyimpulkan ada beberapa parameter yang sangat signifikan berpengaruh pada daya dukung, yaitu rasio D/B pondasi serta jarak pondasi dari puncak lereng.

Penelitian sebelumnya menghasilkan kesimpulan yang berkaitan dengan variasi jarak pondasi dari tepi lereng yaitu bahwa variasi D/B dan kemiringan lereng tersebut memiliki karakteristik eksponensial serta Variasi ini merupakan fungsi konvergen. Hasil penelitian yang dilakukan, variasi tersebut berpengaruh terhadap faktor-faktor daya dukung N_c, N_q, N_γ .