

## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Pasir

##### 2.1.1 Pengertian Pasir

Pasir dan kerikil merupakan agregat tak terkoheisi yang tersusun dari fragmen-fragmen subangular 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., 2008:40-41).

Klasifikasi *Unified* (U.S.C.S.) untuk tanah pasir ditunjukkan pada tabel 2.1.

**Tabel 2.1** Sistem klasifikasi *unified* untuk pasir

PROSEDUR KLASIFIKASI			SYMBOL	NAMA JENIS	IDENTIFIKASI LAB
Tanah Berbutir Kasar (Lebih dari 50% tertahan pada ayakan no. 200 ( $\Phi$ 0,075 mm))	Kerikil (lebih dari 50 % tertahan pada ayakan no. 4 ( $\Phi$ 4,75 mm))	Kerikil Murni	GW	Kerikil bergradasi baik, kerikil bercampur sedikit pasir tanpa ada butiran halus	CU = D60/D10 = 1-4 CC= D30 <sup>2</sup> /D10=1-3
			GP	Kerikil bergradasi buruk, kerikil bercampur pasir mengandung sedikit butiran halus	Tidak memenuhi syarat CU maupun CC untuk GW
	Kerikil Berbutir Halus		GM	Kerikil berlanau, kerikil mengandung pasir-lanau bergradasi buruk	IP < 7
			GC	Kerikil berlempung, kerikil mengandung pasir dan lempung bergradasi buruk	IP > 7
	Kerikil (lebih dari 50 % lolos pada ayakan no. 4 ( $\Phi$ 4,75 mm))	Pasir bersih	SW	Pasir bergradasi baik, pasir dengan sedikit pasir tanpa butiran halus	CU = D60/D10 $\geq$ 6 CC= D30 <sup>2</sup> /D10=1-3
			SP	Pasir bergradasi buruk, dengan sedikit butiran halus	Tidak memenuhi syarat CU maupun CC untuk SW
		Pasir berbutir halus	SM	Pasir berlanau, pasir bercampur lanau lanau bergradasi buruk	IP > 7 serta PI, LL <2,25
			SC	Pasir berlempung, pasir bercampur lempung bergradasi buruk	IP > 7, PI, LL > 2,25

(Sumber: Das, B.M. 1988:71)

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

Dalam operasi pemadatan di lapangan dimana penambahan air tidak akan merusak tanah disekitarnya, pasir yang dilimpahi air akan sangat membantu dalam menambah berat isi tanah. Kepadatan optimum dari tanah berbutir akan menghasilkan berat isi yang terbesar dan angka pori yang minimum. Sebaliknya, kepadatan 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). Untuk mencapai suatu nilai  $D_r$ , kita dapat menggunakan jenis alat pemadat yang berbeda-beda dengan cara mengkonversikan energinya berdasarkan rumus (2-1).

$$E = \frac{\text{jumlah tumbukan} \times \text{layer} \times \text{berat alat penumbuk} \times \text{tinggi jatuh}}{\text{volume mold}} \quad (2-1)$$

(Das, B.M., 1988: 239)

Tabel 2.2 menjelaskan identifikasi lapangan untuk kerapatan relatif.

**Tabel 2.2** Istilah dan Identifikasi lapangan untuk kepadatan relatif

Keadaan Tanah	$D_r$ (%)	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 Geosintetik

### 2.2.1 Pengertian

Geotekstil merupakan bahan geosintetik yang bentuknya menyerupai bahan tekstil. Pencetus pertama kali nama geotekstil adalah Jean Pierre Giroud pada Konferensi Internasional Geosintetik ke-1 tahun 1977, kemudian tercantum dalam *American Society For Testing and Material* (ASTM, 1989-D 4439-87). Sehingga pengertian pokok dari geotekstil adalah sifat tembus air atau porous.

Geotekstil merupakan bahan geosintetik yang paling banyak digunakan manusia. Bentuknya seperti tekstil pada umumnya, tetapi terdiri dari serat-serat sintetis sehingga selain lentur, juga tidak ada masalah penyusutan seperti pada material dari serat alam seperti wol, katun ataupun sutera. Definisi yang diberikan ASTM menyatakan bahwa geotekstil merupakan bahan yang menyerap air, baik diatas permukaan maupun yang menembus di dalam materialnya (Laksono, T.D. 2011: 22).

### 2.2.2 Fungsi

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.

Geosintetik memiliki enam fungsi sebagai berikut:

1. Filtrasi: bahan geosintetik digunakan untuk mengalirkan air ke dalam sistem drainase dan mencegah terjadinya migrasi partikel tanah melalui filter. Contoh penggunaan geosintetik sebagai filter adalah pada sistem drainase porous.
2. Drainase: bahan geosintetik digunakan untuk mengalirkan air dari dalam tanah. Bahan ini contohnya digunakan sebagai drainase di belakang abutmen atau dinding penahan tanah.
3. Separator: bahan geosintetik digunakan di antara dua material tanah yang tidak sejenis untuk mencegah terjadi pencampuran material. Sebagai contoh, bahan ini digunakan untuk mencegah bercampurnya lapis pondasi jalan dengan tanah dasar yang lunak sehingga integritas dan tebal rencana struktur jalan dapat dipertahankan.
4. Perkuatan: sifat tarik bahan geosintetik dimanfaatkan untuk menahan tegangan atau deformasi pada struktur tanah.
5. Penghalang: bahan geosintetik digunakan untuk mencegah perpindahan zat cair atau gas. Fungsi geosintetik ini contohnya adalah geomembran untuk menjaga fluktuasi kadar air pada tanah ekspansif atau digunakan pada penampungan sampah.
6. Proteksi: bahan geosintetik digunakan sebagai lapisan yang memperkecil tegangan lokal untuk mencegah atau mengurangi kerusakan pada permukaan atau lapisan tersebut. Sebagai contoh, tikar geotekstil (mat) digunakan untuk mencegah erosi tanah akibat hujan dan aliran air. Contoh lainnya, geotekstil tak-teranyam digunakan untuk mencegah tertusuknya geomembran oleh tanah atau batu di sekelilingnya pada saat pemasangan (Kementerian Pekerjaan Umum, 2009:9-10).

### 2.2.3 Geotekstil

Geotekstil merupakan bagian dari geosintetik yang berupa bahan sintesis menyerupai bahan tekstil berupa lembaran serat buatan (*syntetic fibers*) tenunan antiultraviolet yang dibuat untuk menanggulangi masalah pembuatan jalan, timbunan, tanah pondasi dan sebagainya pada tanah lunak atau pasir lepas.

Geotekstil dibagi menjadi tiga macam yaitu:

1. *Non Woven Geotextile*

Merupakan jenis geotekstil yang dibuat dengan menyebarkan serat-serat pada sebuah *platform* yang bergerak. Serat-serat ini kemudian menjadi pokok untuk beberapa

pengikat. Hasil dari geotekstil ini pada umumnya mempunyai sifat isotropis pada bidangnya (Laksono, T.D. 2011: 22).

Kuat tarik geotekstil jenis non woven lebih kecil dibandingkan dengan geotekstil yang di anyam (woven). Pada umumnya geotekstil yang tidak dianyam (non woven) mempunyai sifat permeabilitas yang cukup baik. Sesuai dengan karakteristik fisiknya geotekstil jenis ini lebih sering dipergunakan sebagai penyaring (filter) dan pengalir (drainage) (Aditya, C.R.2010:11).

## 2. *Woven Geotextile*

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 *wrap* dan *weft*. Arah *wrap* yaitu serat yang dianyam dalam geotekstil paralel dengan arah pembuatannya. Arah *weft* yaitu serat yang dianyam dalam geotekstil tegak lurus dengan arah pembuatannya (Laksono, T.D. 2011: 22).

Geotekstil dengan tipe woven ini mempunyai kuat tarik yang cukup tinggi sehingga dalam aplikasinya di lapangan geotekstil tipe woven ini lebih banyak dipergunakan sebagai sistem perkuatan untuk meningkatkan daya dukung tanah dan sebagai lapisan pemisah. Apabila dipergunakan sebagai perkuatan, geotekstil akan berfungsi sebagai tulangan pada tanah sedangkan apabila dipergunakan sebagai separator atau pemisah, geotekstil akan berfungsi untuk memisahkan setiap lapisan tanah sehingga akan membentuk suatu gradasi lapisan yang baik (Aditya, C.R.2010:10).

## 3. *DSF Knitted Geotextile*

Geotekstil dibentuk dengan memutarakan serat-serat membran atau benang-benang mengelilingi satu dengan lainnya sehingga membentuk rajutan (Laksono, T.D. 2011: 22).

### 2.2.4 Karakteristik Geotekstil

#### 1. Karakteristik Fisik

Sifat fisik geotekstil lebih dipengaruhi oleh temperatur dan kelembapan dibandingkan dengan tanah ataupun batuan. Karakteristik fisik geotekstil yang paling berguna adalah massa per satuan unit. Selain itu, geotekstil juga merupakan bahan yang dapat ditekan (*compressible*) (Hausmann, M.R. 1990:498).

## 2. Karakteristik Mekanis

### a. Kekuatan Tarik

Kekuatan tarik geotekstil berhubungan dengan kekuatan puncak dan modulus tegangan-regangannya. Penelitian menunjukkan bahwa geotekstil dan tanah akan saling mengunci (*interlocking*) sehingga akan memberi efek yang berarti terhadap karakteristik tegangan dan regangan (*Hausmann M.R., 1990:498*).

Perbandingan kuat tarik berbagai jenis geotekstil disajikan pada tabel 2.3.

**Tabel 2.3** Perbandingan kuat tarik berbagai jenis geotekstil

Jenis Geotekstil	Kuat Tarik (kN/m)
<b>Wovens</b>	
<i>Monofilaments</i>	20-80
<i>Multifilaments</i>	40-800
<i>Tape</i>	8-90
<b>Non Wovens</b>	
<i>Melt-bonded</i>	3-25
<i>Needle-punched</i>	7-90
<i>Resin-bonded</i>	4-30
<b>Knitteds</b>	
<i>Weft</i>	2-5
<i>Warp</i>	20-120
<b>Stitch-bonded</b>	15-800

(Sumber: Hausmann, M.R. 1990: 502)

### b. Kekuatan Pecah, Sobek dan Kuat Kejut

Kegagalan geotekstil akibat sobek adalah jenis kegagalan yang umumnya terjadi pada banyak pengaplikasian geotekstil baik selama tahap konstruksi maupun ketika telah dibebani (*Hausmann, M.R. 1990:500*).

### c. Ketahanan Mekanis

Ketahanan mekanis berhubungan dengan hilangnya kekuatan akibat pengaruh lingkungan, rangkai dan goresan. Pengaruh dari luar yang sangat menentukan ketahanan mekanis adalah radiasi sinar ultraviolet (*Hausmann, M.R. 1990:501-502*).

#### 2.2.5 Geotekstil sebagai Perkuatan Tanah

Menurut Mitchell dan Villet (1987), dalam suatu perkuatan tanah kombinasi antara material tanah dan perkuatan harus sedemikian rupa sehingga interaksi antara keduanya menghasilkan material komposit yang perilakunya jauh lebih baik. Tanah yang

umumnya memiliki kekuatan tekan yang baik dan kemampuan tarik yang sangat lemah dapat diperbaiki perilakunya dengan menambahkan perkuatan yang memiliki kekuatan tarik. Kerjasama kedua material ini dapat menghasilkan material koheren dan memperbaiki perilaku teknis tanah asli. Perbaikan perilaku teknis tanah asli ini terjadi karena adanya transfer beban antara perkuatan dan tanah.

Mitchell dan Villet (1987) selanjutnya membagi perkuatan kedalam dua golongan, yaitu *extensible* (dapat memanjang) dan *inextensible* (tidak dapat memanjang). Pada dasarnya, hampir semua material perkuatan adalah inextensible kecuali geotextile. Oleh karena material perkuatan ini mempunyai modulus yang jauh lebih tinggi dibanding tanah, maka mampu menahan deformasi tanah dalam arah sejajar perkuatan. Sehingga keberadaan perkuatan ini dapat dianggap menaikkan kohesi tanah atau menambah *confining pressure*. Transfer tegangan antara tanah dan perkuatan dapat terjadi melalui dua mekanisme, yaitu tahanan friksi dan tahanan pasif. Umumnya kedua mekanisme transfer beban ini bekerja bersama secara aktif. Perkuatan yang tergolong kedalam kategori friksi antara lainnya adalah :

1. *Reinforced Earth*
2. *Plastic Strip*
3. *Geotextile*

Meskipun demikian, hanya geotektillah yang bidang permukaannya halus. Sehingga hanya geotextile sajalah yang transfer bebannya terjadi melalui friksi murni. Oleh karena sistem perkuatan yang lainnya tidak mempunyai permukaan yang rata dan halus, maka koefisien friksinya didapat dari pengukuran langsung (Zakia, Yulvi dkk, 2010: 94-95).

Geosintetik memiliki banyak kegunaan dalam rekayasa sipil. Salah satunya adalah sebagai fungsi stabilisasi tanah untuk meningkatkan sifat mekanis massa tanah, meningkatkan faktor keamanan lereng dan menstabilkan lereng dengan kemiringan curam (kurang dari  $70^\circ$ ). Lereng tanah yang diperkuat umumnya terdiri dari timbunan padat yang digabungkan dengan 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 (Kementerian Pekerjaan Umum, 2009:1)

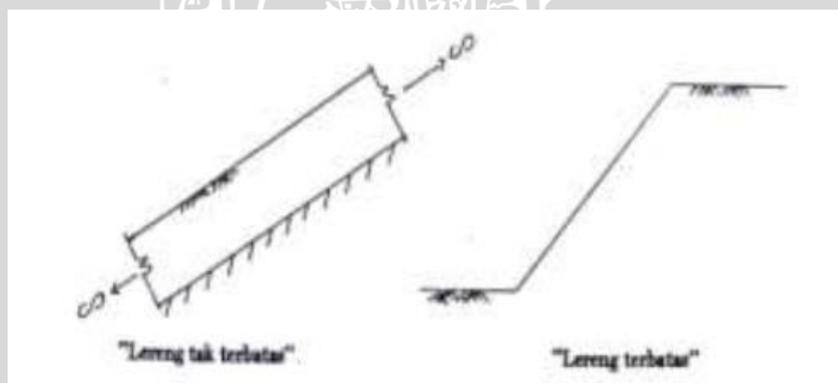
## 2.3 Lereng

### 2.3.1 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 dua bidang 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 (Hartanto, 2013:1)

### 2.3.2 Macam Keruntuhan Lereng

Penyelidikan yang pernah diadakan di Swedia menegaskan bahwa bidang keruntuhan lereng tanah menyerupai bentuk busur lingkaran. Tipe keruntuhan lereng yang normal terjadi dapat dibagi atas:

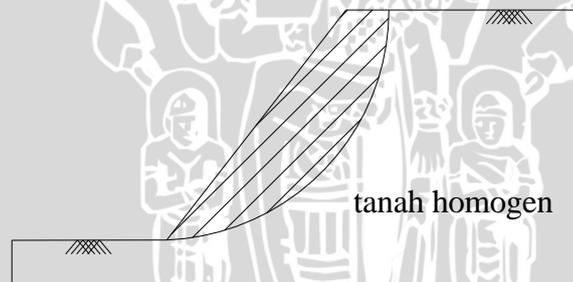
1. Keruntuhan pada lereng (*slope failure*)

2. Keruntuhan pada kaki lereng (*toe failure*)
3. Keruntuhan dibawah kaki lereng (*base failure*)

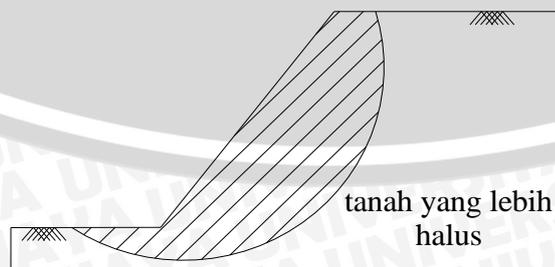
Keruntuhan pada lereng terjadi karena sudut lereng sangat besar dan tanah yang dekat dengan kaki lereng tersebut memiliki kekuatan yang tinggi. Keruntuhan pada kaki lereng terjadi ketika tanah yang berada di atas dan di bawah kaki lereng bersifat homogen. Sedangkan keruntuhan dasar lereng terutama diakibatkan sudut lereng yang kecil dan tanah yang berada di bawah kaki lereng lebih halus dan lebih plastis daripada tanah di atasnya. Keruntuhan lereng dijelaskan pada gambar 2.2, gambar 2.3 dan gambar 2.4.



**Gambar 2.2** Tipe keruntuhan pada lereng



**Gambar 2.3** Tipe keruntuhan pada kaki lereng



**Gambar 2.4** Tipe keruntuhan pada dasar lereng

(Syarifudin, Fahmi, 2012:8-9)

## 2.4 Pondasi Dangkal

### 2.4.1 Pengertian

Pondasi dangkal didefinisikan sebagai pondasi yang mendukung bebannya secara langsung seperti pondasi telapak, pondasi memanjang dan pondasi rakit (Hardiyatmo, H.C., 2011:103).

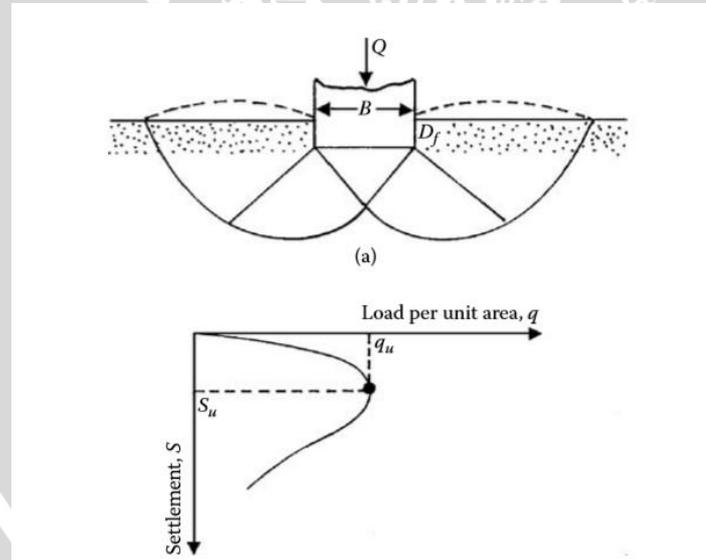
### 2.4.2 Pola Keruntuhan

Berdasarkan dengan apa yang telah dibuktikan di lapangan, 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.

Menurut Coduto (1994), mekanisme keruntuhan pondasi dibagi menjadi tiga, yaitu :

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

Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir padat (*dense sand*) yang memiliki  $D_r > 67\%$

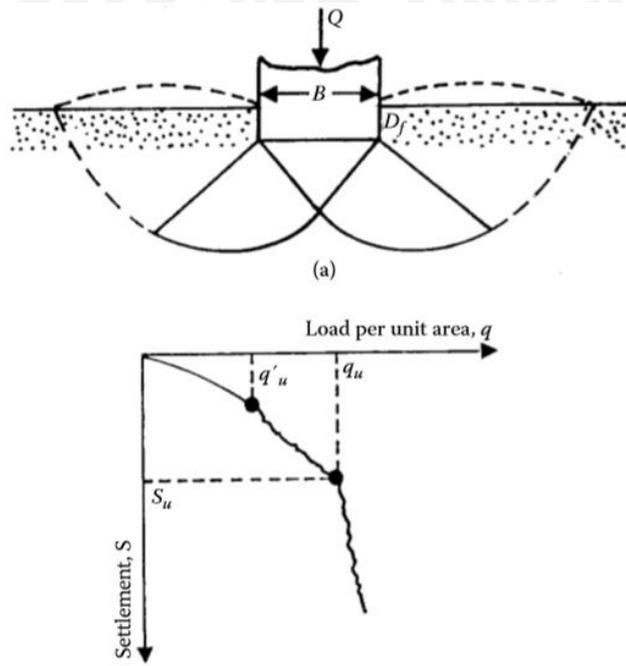


**Gambar 2.5** *General shear failure*

(Sumber: Das, B.M., 2009: 3)

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

Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir medium dense sand yaitu pasir dengan  $D_r 30\% < D_r < 67\%$



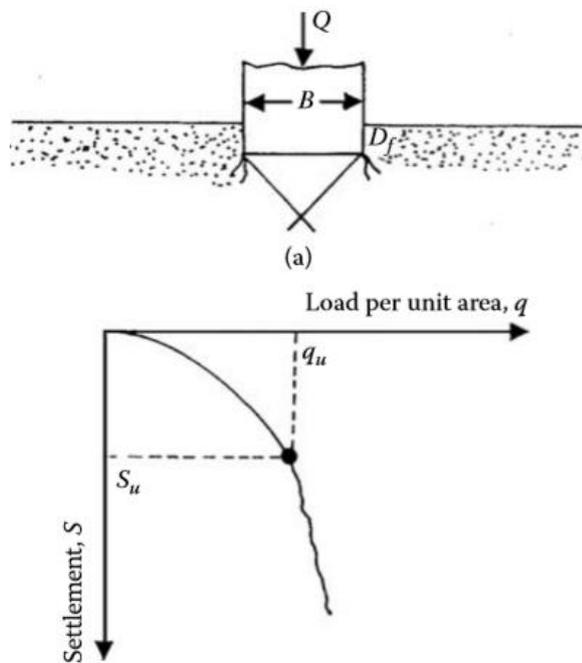
**Gambar 2.6** Local shear failure

(Sumber: Das, B.M., 2009: 4)

3. Keruntuhan Penetrasi ( *Punching Shear Failure* )

Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir lepas dengan  $D_r < 30\%$

(Hardiyatmo, H.C., 2011:108).



**Gambar 2.7** Punching shear failure

(Sumber: Das, B.M., 2009: 4)

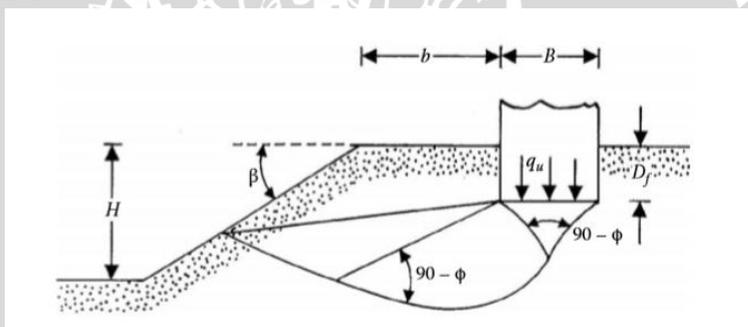
## 2.5 Teori Daya Dukung

### 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 Daya Dukung Pondasi Dangkal di Atas Lereng Tanpa Perkuatan

#### 2.5.2.1 Solusi Meyerhof



**Gambar 2.8** Pondasi menerus di atas lereng (Sumber : Das, B.M. 2009)

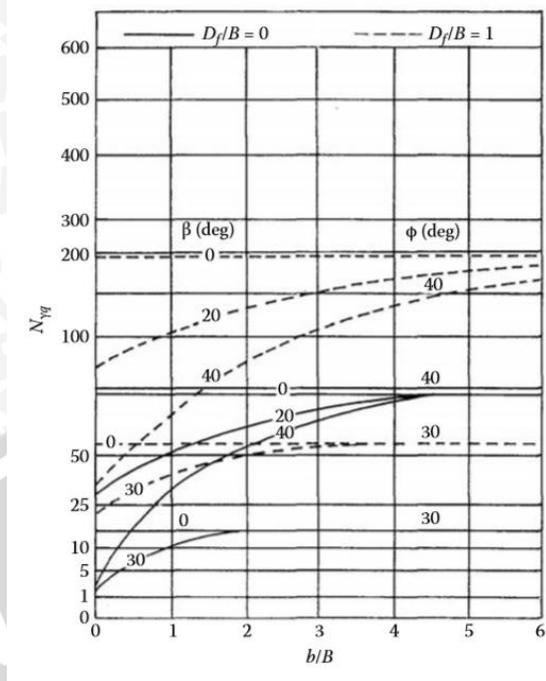
Gambar 2.8 menunjukkan sebuah pondasi menerus dengan lebar  $B$  yang diletakkan pada sebuah lereng dengan tinggi  $H$ . Pondasi tersebut diletakkan dengan jarak  $b$  dari tepi lereng. Adapun daya dukung batas dari pondasi tersebut dinyatakan dengan persamaan (2-2).

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

Untuk tanah pasir, Meyerhof menyatakan daya dukung pondasi menerus di atas lereng dengan persamaan (2-3).

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \quad (2-3)$$

Meyerhof telah mengembangkan variasi teoritis terhadap nilai  $N_{\gamma q}$  untuk tanah pasir ( $c=0$ ) yang dinyatakan pada grafik pada gambar 2.9.



**Gambar 2.9** Grafik faktor  $N_{\gamma q}$  untuk daya dukung pondasi menerus di atas lereng tanah pasir (Das, B.M. 2009: 153-155)

### 2.5.2.2 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* dinyatakan pada persamaan (2-4).

$$N_{\gamma q} = f_{\phi} \times f_{\beta} \times f_{D/B} \times f_{b/B} \times f_{D/B, B/L} \times f_{\beta, b/B} \times f_{\beta, b/D, D/B} \times f_{\beta, b/B, B/L} \quad (2-4)$$

Keterangan:

- $\phi$  = sudut geser dalam tanah ( $^{\circ}$ )
- $\beta$  = sudut kemiringan lereng ( $^{\circ}$ )
- B = lebar pondasi (inchi)

$$\begin{aligned}
 D &= \text{kedalaman pondasi (inchi)} \\
 L &= \text{panjang pondasi (inchi)} \\
 b &= \text{jarak pondasi ke tepi lereng (inchi)} \\
 f_{\phi} &= 10^{(0,1159\phi - 2,386)} & (2-5) \\
 f_B &= 10^{(0,34 - 0,2 \log B)} & (2-6) \\
 f_{D/B} &= 1 + 0,65 (D/B) & (2-7) \\
 f_{B/L} &= 1 - 0,27 (B/L) & (2-8) \\
 f_{D/B, B/L} &= 1 + 0,39 (D/L) & (2-9) \\
 f_{\beta, b/B} &= 1 - 0,8 [1 - (1 - \tan \beta)^2] \{2/[2 + (b/B)^2 \tan \beta]\} & (2-10) \\
 f_{\beta, b/D, D/B} &= 1 + 0,6 (B/L) [1 - (1 - \tan \beta)^2] \{2/[2 + (b/B)^2 \tan \beta]\} & (2-11) \\
 f_{\beta, b/B, B/L} &= 1 + 0,33 (D/B) \tan \beta \{2/[2 + (b/B)^2 \tan \beta]\} & (2-12)
 \end{aligned}$$

(Ip, K.W., 2005: 17-18)

### 2.5.2.3 Metode 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 yang dinyatakan pada persamaan (2-13).

$$q_u = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + D_f \gamma N_q S_q d_q i_q g_q b_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (2-13)$$

Keterangan:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2-14)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2-15)$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi \quad (2-16)$$

$S_c, S_q, S_\gamma$  = faktor bentuk pondasi

$d_c, d_q, d_\gamma$  = faktor kedalaman

$i_c, i_q, i_\gamma$  = faktor kemiringan beban

$g_c, g_q, g_\gamma$  = faktor kemiringan permukaan tanah

$$\text{Untuk pondasi tepat di tepi lereng: } g_q = g_\gamma = (1 - 0,5 \tan \beta)^5 \quad (2-17)$$

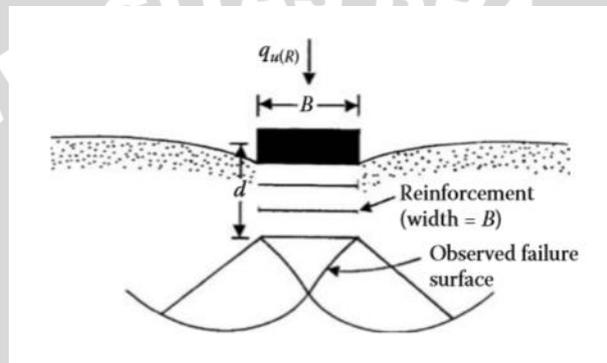
$b_c, b_q, b_\gamma$  = faktor kemiringan alas

Teori Hansen menjelaskan bahwa untuk kasus pondasi yang terletak diatas lereng, maka faktor yang sangat berpengaruh adalah faktor kemiringan permukaan tanah. Penentuan nilai daya dukung pondasi yang terletak didekat puncak lereng dapat digunakan cara interpolasi linier.

(Fitri, W.N., 2013: 25)

### 2.5.3. Daya Dukung Pondasi Dangkal pada Tanah Datar yang Diperkuat

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 2.10.

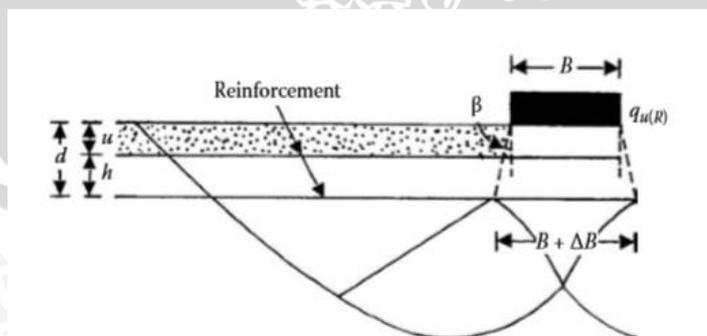


**Gambar 2.10** Skema keruntuhan yang diamati Huang dan Tatsuoka

(Sumber: Das, B.M. 2009)

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 2.11.

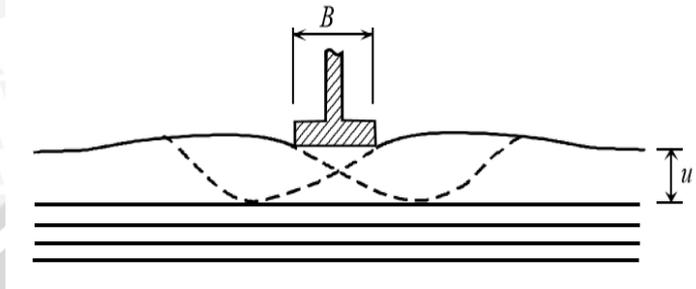


**Gambar 2.11** Skema keruntuhan pada tanah yang diperkuat yang dinyatakan oleh

Schlosser (Sumber: Das, B.M. 2009)

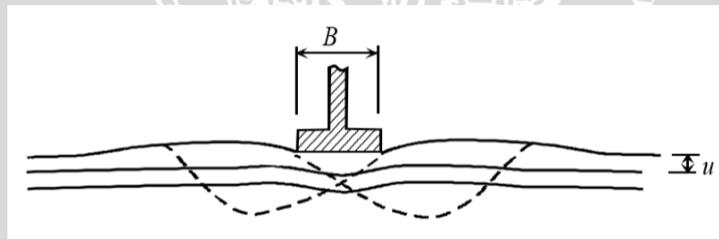
Berdasarkan hasil observasi pemodelan laboratorium yang dilakukan oleh Binquet dan Lee (1975), disimpulkan bahwa terdapat tiga kemungkinan mekanisme keruntuhan pondasi pada tanah yang diperkuat berdasarkan kekuatan tarik dan konfigurasi perkuatan yaitu:

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



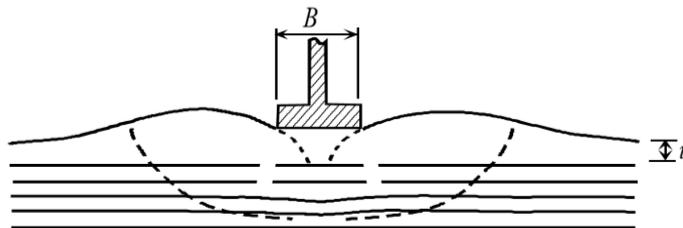
**Gambar 2.12** Keruntuhan saat  $u = 2B/3$   
(Sumber: Qiming Chen.2007:23)

2. *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 2.13** Keruntuhan saat  $u < 2B/3$ ,  $N < 2$  atau 3  
(Sumber: Qiming Chen.2007:23)

3. *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 2.14** Keruntuhan saat  $u < 2B/3$ ,  $N > 4$   
(Sumber: Qiming Chen.2007:23)

## 2.6 Pengaruh Panjang Geotekstil sebagai Perkuatan Lereng

Yun Hu, Ga Zhang, Jian-Min Zhang, C.F. Lee (2010) telah melakukan penelitian mengenai pengaruh penggunaan geotekstil sebagai perkuatan lereng. Dalam jurnalnya yang berjudul “*Centrifuge Modeling of Geotextile-Reinforced Cohesive Slopes*” disimpulkan bahwa salah satu parameter yang mempengaruhi kinerja geotekstil sebagai perkuatan adalah panjang geotekstil. Adapun panjang geotekstil yang dianggap menghasilkan kinerja terbaik berkisar antara  $L/H=0,22$  hingga kurang dari  $L/H=0,83$  dimana  $L$  merupakan panjang geotekstil dan  $H$  merupakan ketinggian lereng. Adapun panjang lipatan diambil 22% dari tinggi lereng sesuai jurnal A.N. Sommers dan B.V.S. Viswanadham yang berjudul “*Centrifuge Model Test on The Behavior of Strip Footing on Geotextile-Reinforced Slope*”.

## 2.7 Pengaruh Jumlah Lapisan Geotekstil sebagai Perkuatan Lereng

Penelitian mengenai pengaruh jumlah lapisan geotekstil terhadap *embankment* dilakukan oleh A. Tolooiyan, I. Abustan, M.R. Selamat, Sh. Ghaffari (2009). Penelitian tersebut menggunakan satu hingga tiga lapisan perkuatan. Hasil penelitian menyimpulkan bahwa tiga lapisan geotekstil memberikan pengaruh terbaik dalam meningkatkan stabilitas *embankment*. Selain itu, penelitian mengenai pengaruh jumlah lapisan perkuatan geotekstil terhadap daya dukung juga dilakukan oleh Anita Widiанти (2012). Dari penelitian tersebut disimpulkan bahwa tanah yang diperkuat dengan geotekstil sebanyak 1 lapis, 2 lapis dan 3 lapis berturut-turut akan mengalami peningkatan kekuatan sebesar 60,57%, 213,00% dan 402,64% dari kekuatan tanah tanpa perkuatan. Selain itu, tanah yang diperkuat dengan geotekstil sebanyak 1 lapis, 2 lapis dan 3 lapis berturut-turut akan mengalami pengurangan penurunan sebesar 40 %, 60% dan 70 % dari penurunan pada tanah tanpa perkuatan.

## 2.8 Bearing Capacity Improvement (BCI)

*Bearing Capacity Improvement (BCI)* adalah rasio yang menjelaskan perbandingan antara daya dukung tanah saat diberi perkuatan dengan daya dukung tanah tanpa diberi perkuatan. Nilai *BCI* merupakan besaran non dimensional. Nilai tersebut dapat ditentukan berdasarkan dua hal yaitu daya dukung pada saat ultimit atau  $BCI_{(u)}$  dan daya dukung pada penurunan yang sama atau  $BCI_{(s)}$  (Munawir, As'ad, dkk. 2013:114).