

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah Pasir

2.1.1 Pengertian Tanah Pasir

Tanah pasir merupakan tanah yang terbentuk dari batuan sedimen dan batuan beku. “Pasir dan kerikil merupakan agregat tak berkohesi yang tersusun dari fragmen-fragmen sub-angular dan angular yang berasal dari batuan atau mineral yang belum mengalami perubahan” (Terzaghi & Peck, 1993). Tanah pasir merupakan tanah yang memiliki butiran tanah yang terpisah ketika keadaan kering dan melekat hanya apabila berada dalam keadaan basah akibat gaya tarik permukaan di dalam air. Pasir merupakan tanah tak berkohesi (*cohesionless soil*), yang tidak memiliki garis batas antara keadaan plastis dan tidak plastis, karena jenis tanah ini tidak plastis untuk semua nilai kadar air. Tetapi dalam beberapa kondisi tertentu, tanah non-koheusif dengan kadar air cukup tinggi dapat bersifat sebagai suatu cairan kental. Tarikan permukaan memberikan tanah non-koheusif suatu koheisi semu (*apparent cohesion*) yang disebut demikian karena koheisi tersebut akan hilang apabila tanah itu benar-benar kering atau benar-benar jenuh. (Bowles, 1993). Batasan ukuran tanah dapat dilihat pada **Tabel 2.1**

Tabel 2.1 Batasan-batasan Ukuran Golongan Tanah

Name of organization	Grain size (mm)			
	Gravel	Sand	Silt	Clay
Massachusetts Institute of Technology (MIT)	>2	2 to 0.06	0.06 to 0.002	<0.002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 to 0.05	0.05 to 0.002	<0.002
American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)	76.2 to 2	2 to 0.075	0.075 to 0.002	<0.002
Unified Soil Classification System (U.S. Army Corps of Engineers, U.S. Bureau of Reclamation, and American Society for Testing and Materials)	76.2 to 4.75	4.75 to 0.075	Fines (i.e., silts and clays) <0.075	

Note: Sieve openings of 4.75 mm are found on a U.S. No. 4 sieve; 2-mm openings on a U.S. No. 10 sieve; 0.075-mm openings on a U.S. No. 200 sieve. See Table 2.5.

(Sumber : Braja M. Das, 1995 : 24)



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

Sistem klasifikasi tanah *unified* (U.S.C.S) pada mulanya diperkenalkan oleh Casagrande pada tahun 1942 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. Sistem *unified* ini merupakan analisis yang mutlak didasarkan pada hasil pengujian laboratorium. Pengujian yang digunakan antara lain yaitu analisa butir, dan batas-batas atterberg. Tabel klasifikasi tanah berdasarkan sistem *unified* (U.S.C.S.) secara lengkap dapat ditunjukkan pada **Tabel 2.2**.

Sistem klasifikasi tanah *unified* (U.S.C.S) ini mengelompokkan berbagai jenis tanah kedalam tiga kelompok besar, yaitu:

1. Pasir kasar: butirannya lolos saringan no. 4 (4,75 mm) dan tertahan dalam saringan no. 10 (2 mm).
2. Pasir medium : butirannya lolos saringan no. 10 (2 mm) dan tertahan dalam saringan no. 40 (0,425 mm).
3. Pasir halus : butirannya lolos saringan no. 40 (0,425 mm) dan tertahan dalam saringan no. 200 (0,075 mm) (*Hardiyatmo, H.C., 2011:2*).

Untuk tanah berbutir kasar menggunakan huruf penunjuk sebagai berikut:

Huruf pertama	Huruf kedua
G – Kerikil (<i>Gravel</i>)	W – Bergradasi baik (<i>Well Graded</i>)
S - Pasir (<i>Sand</i>)	P - Bergradasi jelek (<i>Poor Graded</i>)
	M – Lanau (<i>Silt / Moam</i>)
	C – Lempung (<i>Clay</i>)

Tabel 2.2 Sistem Klasifikasi *Unified* untuk Pasir

PROSEDUR KLASIFIKASI		SYMBOL	NAMA JENIS	IDENTIFIKASI LAB	
Tanah Berbutir Kasar (Lebih dari 50% tertahan pada ayakan no. 4 (Φ4,75 mm))	Kerikil (lebih dari 50 % tertahan pada ayakan no. 4 (Φ4,75 mm))	Kerikil Murni	GW	Kerikil bergradasi baik, kerikil bercampur sedikit pasir tanpa ada butiran halus	CU = D60/D10 = 1-4 CC= D30 ² /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 (Φ4,75 mm))	Pasir bersih	SW	Pasir bergradasi baik, pasir dengan sedikit pasir tanpa butiran halus	CU = D60/D10 ≥ 6 CC= D30 ² /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 : Craig, R.F.1989. *Mekanika Tanah Edisi Keempat*)

2.1.3 Kepadatan Tanah Pasir

Salah satu sifat yang sangat penting dan berpengaruh pada tanah pasir yaitu kepadatan relatifnya. Kekuatan geser, *compressibility*, serta daya tahan pasir terhadap gempa bumi atau getaran mesin tergantung terutama kepada kepadatan relatifnya. Harga kepadatan relatif bervariasi dari harga terendah = 0 untuk tanah yang sangat lepas sampai harga tertinggi = 1 untuk tanah yang sangat padat.

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).

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. 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. Kepadatan relatif dapat juga dinyatakan sebagai perbandingan antara γ_d lap yang dihasilkan dari sand cone test dengan γ_d lab yang dihasilkan dari uji proctor standar pada uji laboratorium (ASTM D1556-90). Berikut adalah **Tabel 2.3** yang menjelaskan identifikasi lapangan untuk kerapatan relatif.

Tabel 2.3 Istilah dan identifikasi lapangan untuk kerapatan relatif

Dr (%)	Keadaan Tanah	Identifikasi Lapangan
0 – 15	Sangat Lepas	Mudah ditandai dengan jari
15 – 50	Lepas	Mudah disekop
50 – 70	Menengah	Cukup sukar disekop
70 – 85	Padat	Membutuhkan garpu untuk memisahkan tanah sehingga dapat disekop
85 - 100	Sangat Padat	Memerlukan ledakan atau alat berat untuk memisahkan

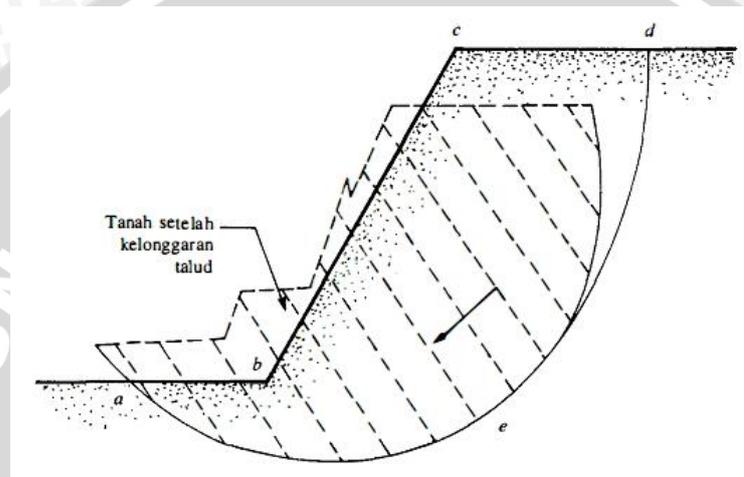
Sumber : Braja M. Das, 1995

2.2 Lereng

2.2.1 Pengertian Lereng

Suatu permukaan tanah yang miring dengan sudut tertentu terhadap bidang horizontal dan tidak dilindungi (*unrestrained slope*) kita namakan sebagai lereng.

Lereng ini dapat terjadi secara alamiah atau buatan. Pada tempat dimana terdapat dua permukaan tanah yang berbeda ketinggian, maka komponen berat tanah yang sejajar dengan kemiringan lereng akan menyebabkan tanah bergerak ke arah bawah yang ditunjukkan pada **Gambar 2.1**. Bila komponen berat tanah tersebut cukup besar, kelongsoran lereng dapat terjadi, yaitu tanah dalam zona $a b c d e a$ dapat menggelincir kebawah. Dengan kata lain, gaya dorong (driving force) melampaui gaya berlawanan yang berasal dari kekuatan geser tanah sepanjang bidang longsor.



Gambar 2.1 Kelongsoran Lereng (Sumber : Das, B.M. 1993. *Mekanika Tanah Jilid 2*)

Adapun jenis lereng yang sering dijumpai antara lain:

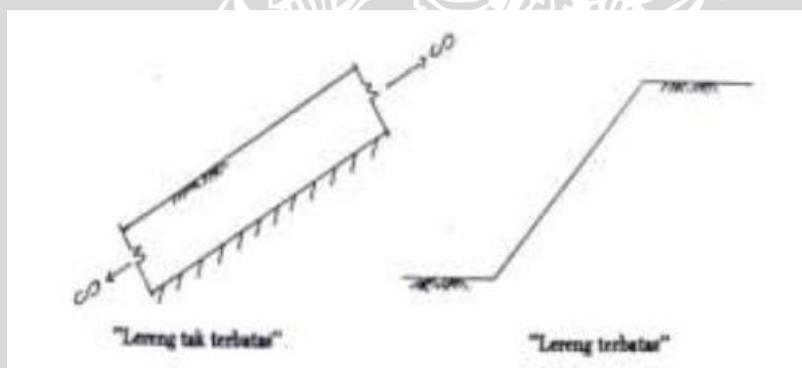
- a. Lereng alami, yaitu lereng yang terdapat pada bukit dan tebing sungai.
- b. Lereng buatan ada 2 tipe:
 - Lereng akibat penggalian, baik itu berupa saluran maupun pemotongan lahan biasa disebut *cut slopes*.
 - Lereng akibat timbunan, misalnya untuk urugan ataupun sebagai bendungan, biasa disebut *fill slopes*.

Sedangkan menurut metode analisis yang dipakai, maka macam lereng dapat dibedakan menjadi sebagai berikut:

- a. Lereng tak berhingga (*infinite slopes*), atau lereng yang dapat dianggap tidak terhingga ketinggiannya yang ditunjukkan pada **Gambar 2.2**.
- b. Lereng berhingga (*finite slopes*) atau lereng dengan tinggi yang terbatas yang ditunjukkan pada **Gambar 2.2**.

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 2.2 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

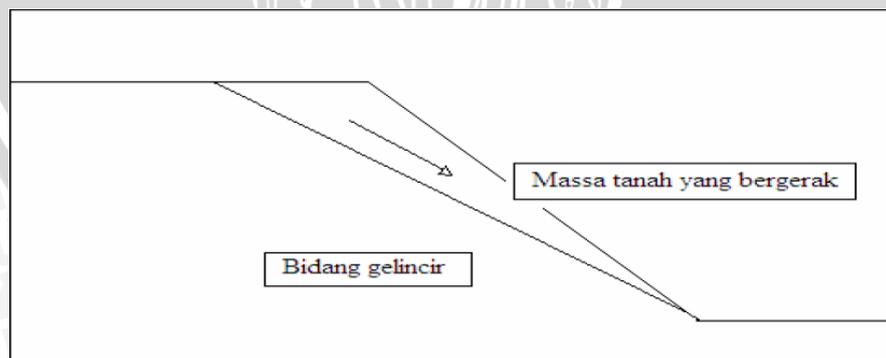
volume sampel penelitian, sehingga biaya akan lebih ekonomis dan pembatasan masalah juga tidak terlalu melebar.

2.2.3 Tipe Keruntuhan Lereng

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 ke arah bawah yang disebut dengan gaya potensial gravitasi yang menyebabkan terjadinya longsor atau keruntuhan. Pengamatan longsor atau keruntuhan pada lereng yang dilakukan oleh *Collin* (1846) menunjukkan bahwa kebanyakan peristiwa kelongsoran tanah terjadi dengan bentuk bidang longsor yang berupa lengkungan. Menurut *Giani* (1992) semua bentuk gerakan tersebut, umumnya dipengaruhi oleh formasi geologi yaitu lapisan batuan dan pelapukan batuan dan tanah. Jenis-jenis gerakan kelongsoran tanah yang biasanya terjadi, yakni:

1. Kelongsoran Transalasi

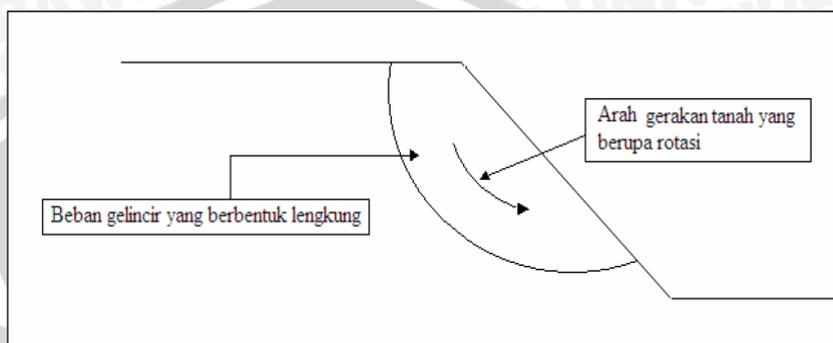
Kelongsoran ini terjadi bila bentuk permukaan runtuh dipengaruhi oleh adanya kekuatan geser yang berbeda pada lapisan tanah yang berbatasan. Kelongsoran translasi cenderung terjadi bila lapisan tanah yang berbatasan berada pada kedalaman yang relatif dangkal dibawah permukaan lereng, dimana permukaan runtuhnya akan berbentuk bidang dan hampir sejajar dengan lereng (*Craig, R.F.1989:321*), yang ditunjukkan oleh **Gambar 2.3**.



Gambar 2.3 Kelongsoran Transalasi (Sumber : *P. Giani* , 1992)

2. Kelongsoran Rotasi

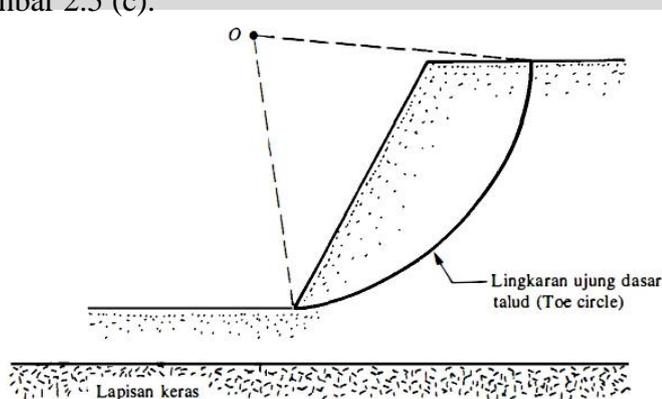
Dalam kelongsoran rotasi bentuk permukaan runtuh pada potogannya dapat berupa busur lingkaran atau urva bukan lingkaran. Biasanya tipe kelongsoran lingkaran ini berhubungan dengan kondisi tanah yang homogeny dan tipe kelongsoran kurva berhubungan dengan kondisi tanah yang tidak homogen, yang ditunjukkan pada **Gambar 2.4**.



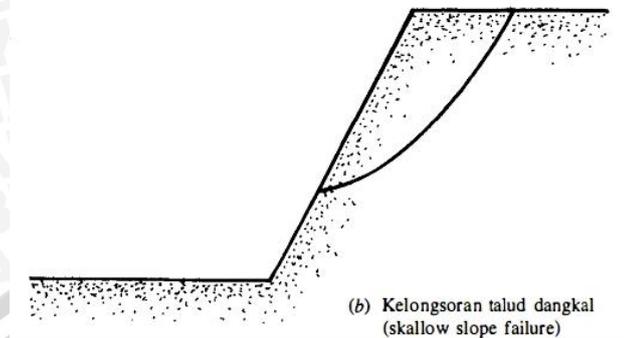
Gambar 2.4 Kelongsoran Rotasi (Sumber : P. Giani , 1992)

Jenis kelongsoran rotasi ini yang sering terjadi, yaitu:

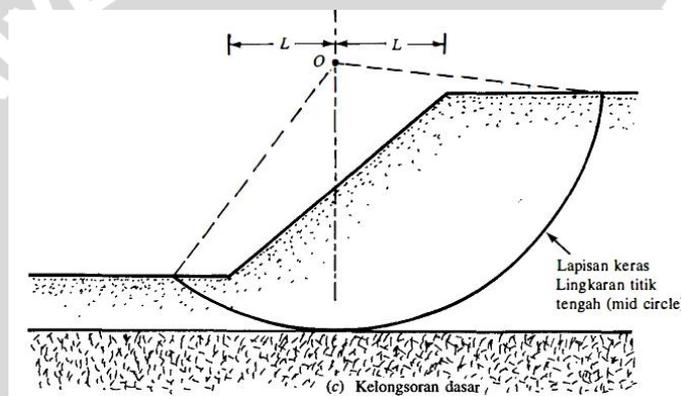
- Lengkung kelongsoran dinamakan sebagai kelongsoran ujung kaki lereng (*toe slide*), bila bidang longsor tadi melalui ujung dasar lereng yang ditunjukkan pada **Gambar 2.5 (a)**.
- Lengkung kelongsoran dinamakan sebagai kelongsoran lereng (*slope slide*) apabila bidang longsor tadi melalui bagian atas ujung dasar lereng yang ditunjukkan pada **Gambar 2.5 (b)**.
- Bila longsor terjadi sedemikian rupa sehingga permukaan bidang gelincir berada agak jauh di bawah ujung dasar lereng, keadaan tersebut dinamakan sebagai longsor dasar (*base slide*). Seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.5 (c)**.



(a) Toe Slide



(b) Slope Slide



(c) Base Slide

Gambar 2.5 Jenis-jenis keruntuhan rotasi (Sumber : Das, B.M. 1993. *Mekanika Tanah Jilid 2*)

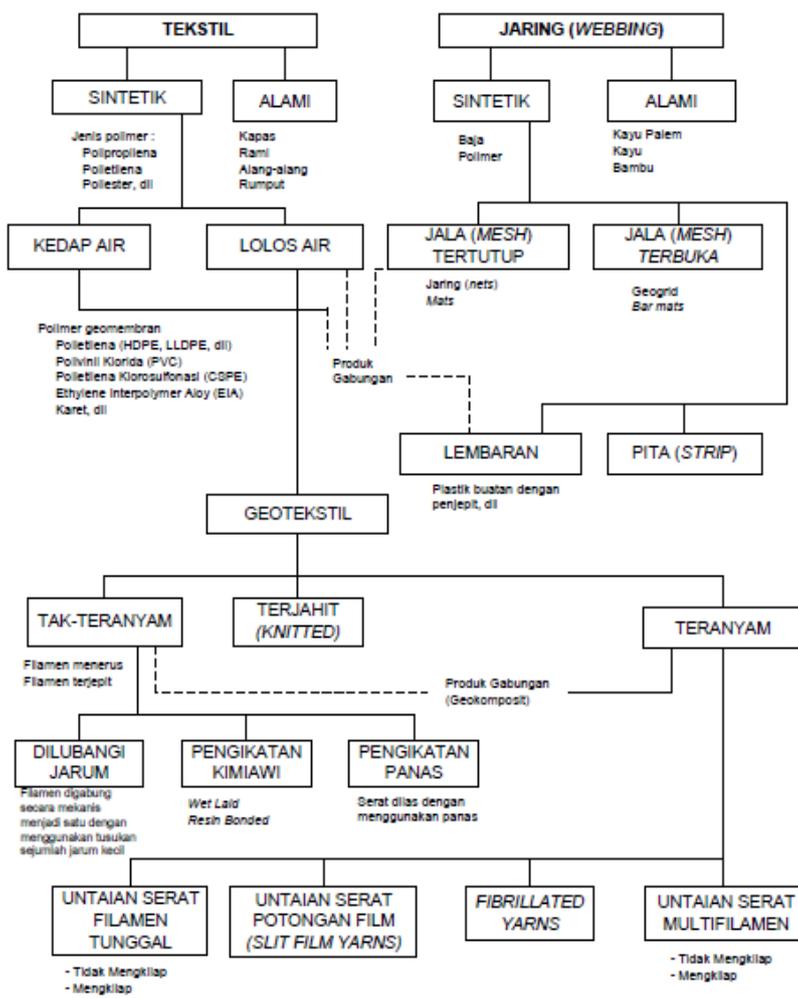
Keruntuhan pada lereng terjadi karena sudut lereng sangat besar dan tanah yang dekat dengan kaki lereng tersebut memiliki kekuatan yang tinggi. Keruntuhan pada kaki lereng terjadi ketika tanah yang berada di atas dan di bawah kaki lereng bersifat homogen. Sedangkan keruntuhan dasar lereng terutama diakibatkan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

2.3 Geotekstil

2.3.1 Definisi Geotekstil

Geotekstil merupakan bagian dari geosintetik yang berupa bahan sintetis menyerupai karpet atau kain. Bentuknya berupa lembaran serat buatan (*syntetic*

fibres) tenunan anti ultraviolet yang dibuat untuk menanggulangi masalah pembuatan jalan, timbunan, tanah pondasi, dan sebagainya pada tanah lunak atau pasir lepas. Umumnya material geotekstil terbuat dari bahan polimer *polyester* (PET) atau *polypropylene* (PP). Geotekstil adalah material yang bersifat *permeable* (tidak kedap air) dan memiliki fungsi yang bervariasi diantaranya yaitu sebagai lapisan penyaring (*filter*), lapisan pelindung (*protector*), lapisan perkuatan (*reinforcement*), dan bisa juga digunakan dalam perencanaan drainase. Klasifikasi geotekstil dapat dilihat sebagai berikut:



(Sumber: Hotz dkk, 1998)

Geotekstil sintetis ada tiga macam, yaitu:

1. 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

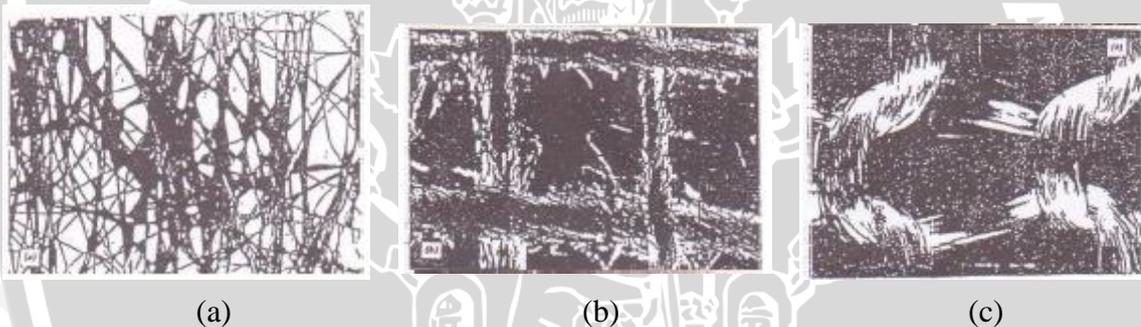
mempunyai sifat isotropis pada bidangnya. Serat jenis ini ditunjukkan pada **Gambar 2.6 (a)**.

2. 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 paralel dengan arah pembuatannya. Arah *welf* yaitu serat yang dianyam dalam geotekstil tegak lurus dengan arah pembuatannya. Serat jenis ini ditunjukkan pada **Gambar 2.6 (b)**.

3. DSF Knitted

Geotekstil dibentuk dengan memutarakan serat-serat membran atau benang-benang mengelilingi satu dengan lainnya sehingga membentuk rajutan. Serat jenis ini ditunjukkan pada **Gambar 2.6 (c)**.



Gambar 2.6 Serat Jenis Geotekstil (a) tipe “nonwoven” (b) tipe “woven” (c) tipe “DSF Kintted” (Sumber : Koerner dan Welsh (1980))

2.3.2 Karakteristik Geotekstil

1. 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 polymer. Sifat fisik geotekstil lebih dipengaruhi oleh temperatur dan kelembaban daripada oleh massa tanah dan batuan. Koerner dalam *Construction dan Geotechnical Engineering Using Synthetic Fabrics* (1985) menyebutkan sifat-sifat fisik geotekstil secara umum adalah :

- *Mass* (Massa) : 3 – 30 oz/yd²
- *Thickness* (Ketebalan) : 10 – 300 mil

- *Spesific Gravity* : 0.9 – 1,4
- *Percent Open Area (POA)* : 0 – 36%
- *Equivalent Opening Size (EOS)* : 30 – 300 *US Standart Sieve*

2. 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:

a. 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.

b. Kekuatan Tekan (*Compressibility*)

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

c. 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 coblos. 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 di sisinya sampai pecah dan batang penetrasi CBR yang berdiameter 3 cm menembusnya.

3. 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 air 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.

4. Durabilitas (daya tahan) mekanis

Durabilitas mekanis ini berkaitan dengan kehilangan kekuatan dalam fungsi waktu akibat pengaruh lingkungan secara khusus, rangkak (*creep*) dan abrasi. Namun, tidak serta merta dapat dikemukakan generalisasi tentang sifat daya tahan mekanis ini, karena banyaknya faktor eksternal dan material yang terlibat. Pengaruh luar terpenting adalah radiasi ultraviolet yang mendegradasi bahan sintetik tersebut dalam hitungan bulan (**Manfred R. Haussman, 1990**). Sementara itu, *Koerner* (1985) menyatakan bahwa geotekstil memiliki ketahanan terhadap pelapukan biologis amat baik.

2.3.3 Geotekstil Sebagai Bahan Perbaikan Tanah

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

1. Filtrasi dan Drainase

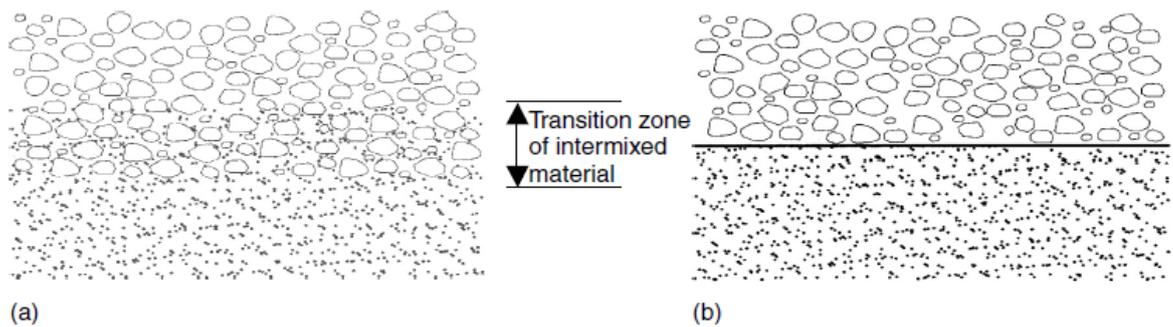
Geotekstil berfungsi menyaring gradasi butiran tanah dan membantu sistem mengalirkan air sekaligus menahan butiran tanah yang mengikutnya.

2. Proteksi (*erotion controll*)

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

3. 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 drainase tanah. Ilustrasi fungsi ini ditunjukkan pada **Gambar 2.7** dibawah ini.



Gambar 2.7 Fungsi geotekstil sebagai pemisah yang ditempatkan di antara agregat dan tanah dasar (a) Tanpa geotekstil dan (b) Dengan geotekstil. (Sumber : Zonberg, Jorge G. 2007. *Geosynthetics*)

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* 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:

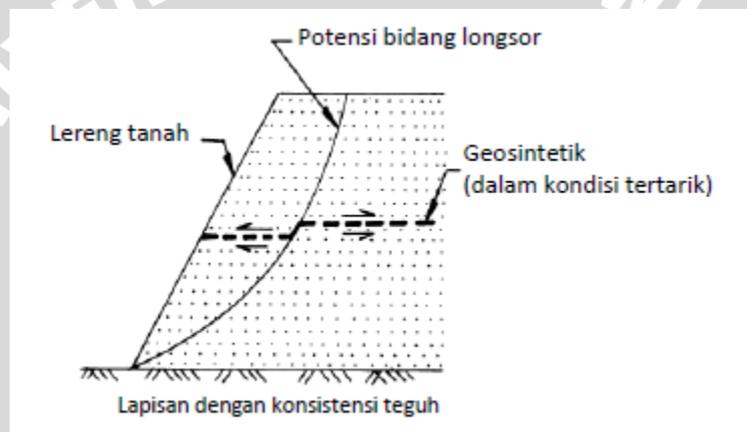
1. Dapat mempengaruhi mode runtuh, penempatan geotekstil pada tanah mempunyai efek memperkuat *subgrade* dan memperkecil keruntuhan.
2. Geotekstil dapat menyediakan tahanan (*restrain*) dari agregat dan *subgrade* jika ditempatkan pada batas keduanya (*interface*). Hal ini menimbulkan peningkatan kapasitas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

2.3.4 Mekanisme Kerja Geotekstil pada Tanah

Geosintetik memiliki banyak kegunaan dalam rekayasa teknik 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°).

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. Ilustrasi mekanisme tersebut ditunjukkan pada **Gambar 2.8**.



Gambar 2.8 Dasar Mekanisme Perkuatan Lereng Tanah dengan Geosintetik (Sumber : DPU. 2009. *Pedoman Konstruksi Bangunan: Perencanaan dan Pelaksanaan Penguatan tanah dengan Geosintetik No. 003/BM/2009*)

2.3.5 Mekanisme Transfer Beban antara Geotekstil dengan 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 ke dalam dua golongan, yaitu *extensible* (dapat memanjang) dan *inextensible* (tidak dapat memanjang). Pada dasarnya, hamper semua material perkuatan adalah *inextensible* kecuali geotekstil. 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 *Reinforced Earth*, *Plastic Strip*, *Geotextile*.

Meskipun demikian, hanya geotekstil yang bidang permukaannya halus. Sehingga hanya geotekstil 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.

2.4 Pondasi Dangkal

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).

2.4.1 Tekanan Sentuh (*Contact Pressure*)

Tekanan yang bekerja di antara dasar pondasi dan tanah disebut tekanan sentuh (*contact pressure*). Tekanan sentuh penting dipertimbangkan untuk perancangan pondasi, karena dapat mempengaruhi distribusi momen dan tegangan geser pada pondasi dan juga untuk menghitung penurunan dari pondasi akibat penempatan lapisan yang dekat dengan pondasi.

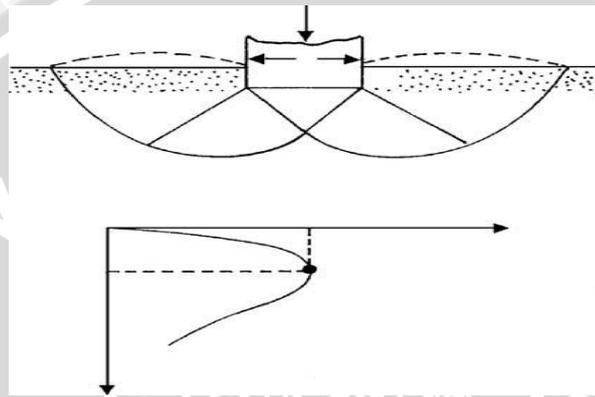
2.4.2 Pola Keruntuhan di Bawah Pondasi

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*)

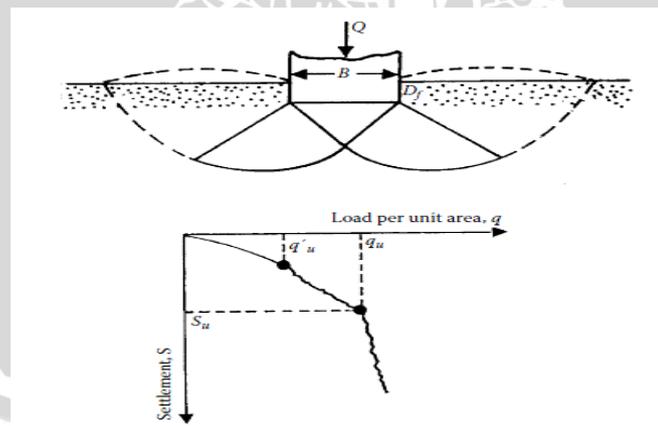
Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir padat (dense sand) yang memiliki $D_r > 67\%$ yang ditunjukkan pada **Gambar 2.9**.



Gambar 2.9 *General Shear Failure* (Sumber : Suroso dkk , 2007:30)

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

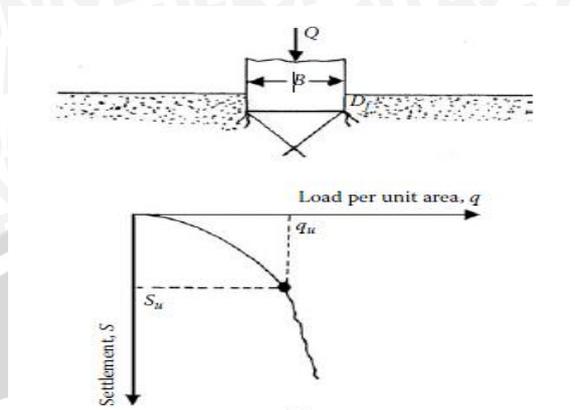
Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir medium dense sand yaitu pasir dengan $30\% < D_r < 67\%$ yang ditunjukkan pada **Gambar 2.10**.



Gambar 2.10 *Local Shear Failure* (Sumber : Suroso dkk , 2007:30)

3. Keruntuhan Penetrasi (*Punching Shear Failure*)

Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir lepas dengan $D_r < 30\%$ yang ditunjukkan pada **Gambar 2.11**.

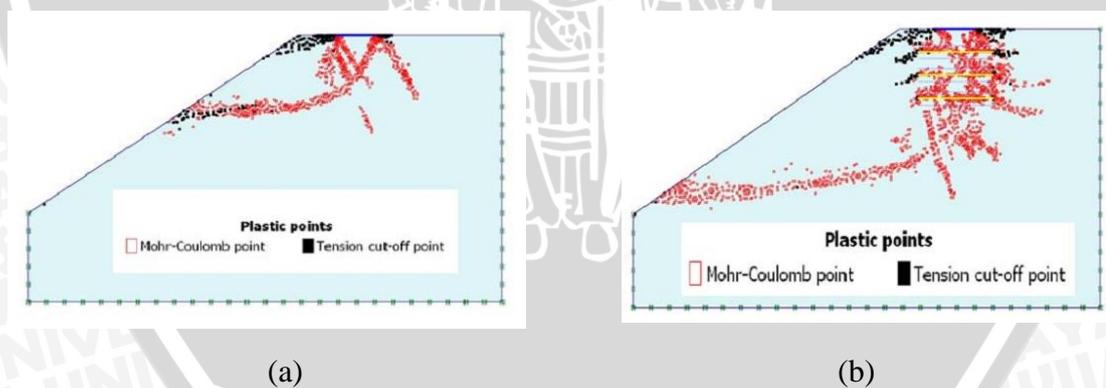


Gambar 2.11 *Punching Shear Failure* (Sumber : Suroso dkk , 2007:30)

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)*.

2.4.3 Pola Keruntuhan dengan Geotekstil

Berdasarkan hasil penelitian dari *S. V. Anil Kumar* dan *K. Ilamparuthi* yang berjudul *Response of Footing and Sand Slopes*, didapatkan model keruntuhan pada lereng yang ditunjukkan pada **Gambar 2.12** berikut:



Gambar 2.12 (a) keruntuhan pada lereng tanpa perkuatan (b)keruntuhan pada lereng dengan perkuatan. (Sumber : *Anil Kumar dan Ilamparuthi, 2009*)

Pada gambar tersebut terlihat bahwa dengan adanya penambahan perkuatan pada lereng yang dibebani oleh pondasi lajur, daya dukung dari lereng akan meningkat. Pada gambar tersebut terlihat jika penyebaran tegangan pada

tanah semakin besar, sehingga hal inilah yang menjadikan daya dukung semakin meningkat.

2.5 Teori Perhitungan Penyaluran Geotekstil

Berdasarkan hasil penelitian dari S. V. Anil Kumar dan K. Ilamparuthi yang berjudul *Response of Footing on Sand Slopes*, panjang penyaluran perkuatan berpengaruh terhadap meningkatnya daya dukung yang diperoleh. Hal ini ditunjukkan pada **Tabel 2.4**;

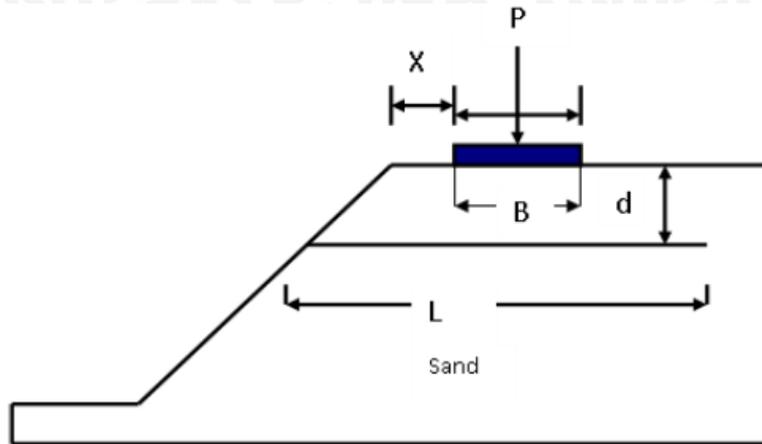
Tabel 2.4 Hasil perolehan daya dukung lereng pasir yang diperkuat dengan geotekstil.

L/B	Ultimate bearing capacity, (kN/m ²)		Increment (%)
	Reinforcement below footing	Unreinforced slope	
1	43	34	26
2	110	34	224
3	120	34	253

Pada penelitian ini, ketika kondisi L/B=3 panjang penyaluran dibagi menjadi tiga bagian, yaitu sebelum pondasi sepanjang lebar pondasi (B), dibawah pondasi sepanjang lebar pondasi (B), dan setelah pondasi sepanjang lebar pondasi (B). Sehingga dapat disimpulkan panjang penjangkaran geotekstil setelah bidang runtuh yang dipergunakan adalah sepanjang lebar pondasi.

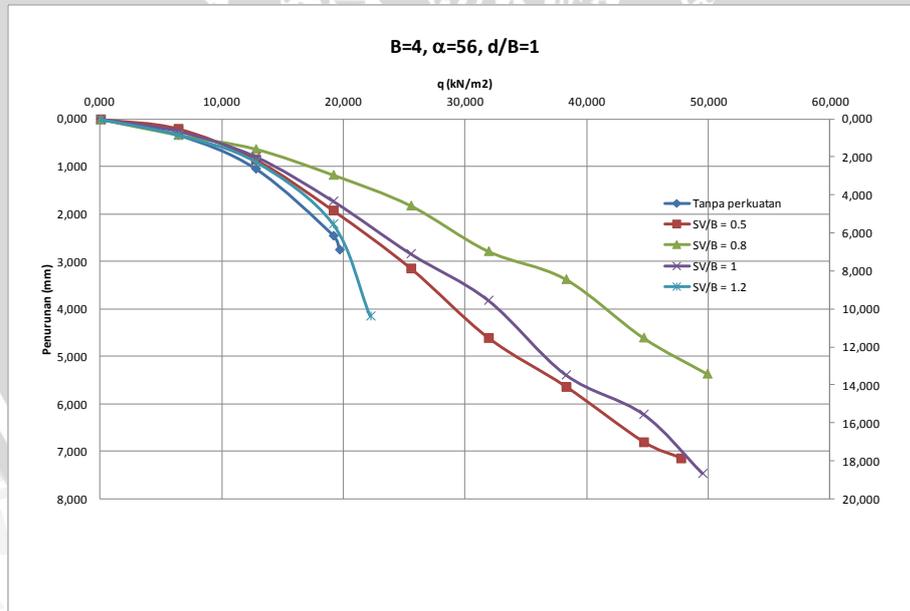
2.6 Teori Perhitungan Spasi Antar Lapisan Geotekstil

Salah satu penelitian yang dilakukan oleh Enas B. Altalhe dan Mohd Raihan Taha (20013) yang mempelajari tentang perilaku lereng dengan perkuatan geotekstil akibat pengaruh dari jarak antar lapisan geotekstil disimpulkan bahwa jarak antar lapisan perkuatan sangat mempengaruhi peningkatan daya dukung pondasi pada lereng pasir. Model lereng yang digunakan ditunjukkan pada **Gambar 2.13**. Yang mana mengambil rasio spasi antar lapisan geotekstil dengan lebar pondasi ($d/B = 0.3, 0.5, 1, \text{ dan } 2$).

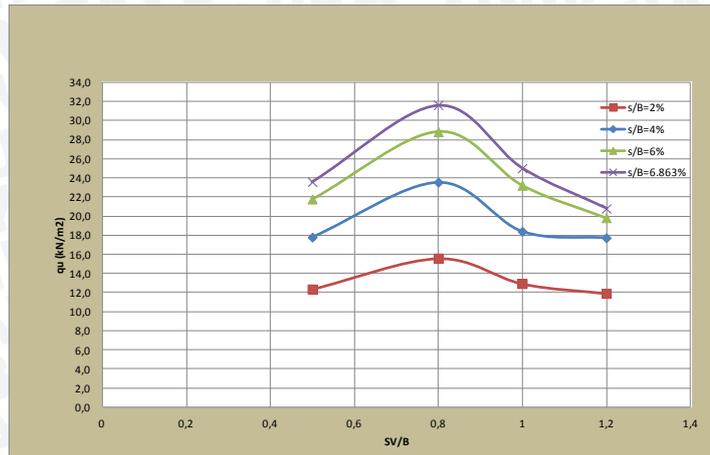


Gambar 2.13 Model Lereng Dengan Perkuatan Satu Lapis Geotekstil yang Diteliti Oleh Enas B. Altalhe dan Mohd Raihan Taha.

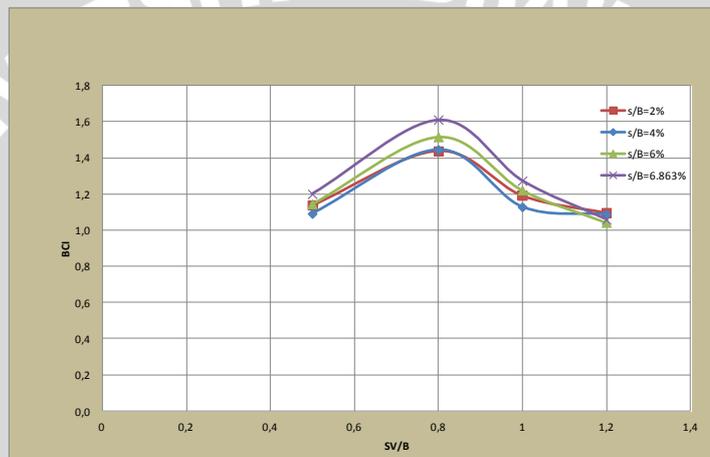
Mengacu pada penelitian yang dilakukan oleh Enas B. Altalhe dan Mohd Raihan Taha, pada penelitian ini kami mengambil rasio ($S_v/B = 0.5, 0.8, 1, \text{ dan } 1.2$) untuk mencari jarak antar lapisan geotekstil yang paling maksimum meningkatkan daya dukung pondasi pada lereng pasir dengan menggunakan variabel tetap yaitu ($B=4, \alpha=56^\circ, \text{ dan } d/B=1$). Hasil penelitian ditunjukkan pada **Gambar 2.14**.



(a)



(b)



(c)

Gambar 2.14 (a) Grafik hubungan q dan penurunan dengan variasi Sv/B (b) Grafik q_u dengan variasi Sv/B (c) Grafik $BCI(s)$ dengan variasi Sv/B

Dari **Gambar 2.14** dapat dilihat bahwa pada rasio $Sv/B=0,8$ terjadi peningkatan daya dukung yang paling maksimum, sehingga pada penelitian ini kami menetapkan menggunakan jarak antar lapis geotekstil ($Sv =0,8B$)

2.7 Teori Daya Dukung Pondasi

Analisa daya dukung mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi. Daya dukung menyatakan tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah disepanjang bidang-bidang gesernya untuk melawan penurunan akibat pembebanan. 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). Kriteria yang harus diperhatikan dalam perencanaan pondasi adalah:

1. Kriteria Stabilitas

Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya daya dukung harus dipenuhi. Dalam perhitungan daya dukung umumnya digunakan angka 3.

2. Kriteria Penurunan

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

Konsep analisis daya dukung adalah menganggap tanah sebagai bahan bersifat plastis, dan pertama kali diperkenalkan oleh Prandtl (1921), yang kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Meyerhof (1955), De Beer dan Vesic (1958). Persamaan-persamaan daya dukung tanah umumnya didasarkan pada persamaan Mohr-Coulumb yang dinyatakan dalam **Persamaan 2.1**:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad \dots (2.1)$$

dengan:

τ = s = tahanan geser tanah

c = kohesi tanah

ϕ = sudut geser dalam tanah

σ = tegangan normal

2.7.1 Bearing Capacity Improvement (BCI)

Pengaruh adanya perkuatan baik menggunakan geotekstil ataupun perkuatan yang lain, digambarkan dalam bentuk besaran non-dimensional yang biasanya disebut BCI. *Bearing Capacity Improvement* (BCI) adalah suatu perbandingan rasio yang menjelaskan perbandingan antara daya dukung tanah saat diberi perkuatan dengan daya dukung tanah tanpa diberi perkuatan. Nilai BCI dapat ditentukan berdasarkan dua hal, yaitu daya dukung pada saat runtuh atau BCI_u (S.M. Marandi, 2008; P.K. haripal dkk, 2008; E. C. shin dkk, 2000; J.

Thanapalasingam dkk, 2008; M.J. Kenny dkk, 1997) dan daya dukung pada penurunan yang sama atau BCI_s (A. Zahmatkesh dkk, 2010; S. M. Marandi, 2008)

Dari penelitian ini dapat diketahui peningkatan daya dukung (*Improvement Bearing Capacity*) dengan membandingkan daya dukung dengan dan tanpa perkuatan geotekstil, yang ditunjukkan dalam **Persamaan 2.2** :

$$BCI = \frac{q}{q_0} \quad \dots (2.2)$$

Dimana,

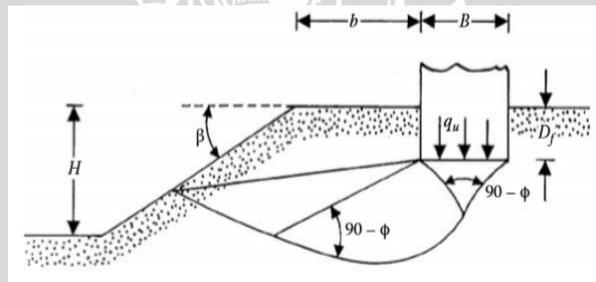
BCI = *Improvement Bearing Capacity*

q = daya dukung dengan geotekstil menurut kemiringan sudut lereng dan dimensi pondasi

q₀ = daya dukung tanpa geotekstil

2.7.2 Daya Dukung Pondasi Dangkal di Atas Lereng Tanpa Perkuatan

2.7.2.1 Solusi Meyerhof - Gemperline



Gambar 2.15 Pondasi menerus di atas lereng (Sumber : Das, B.M. 2009)

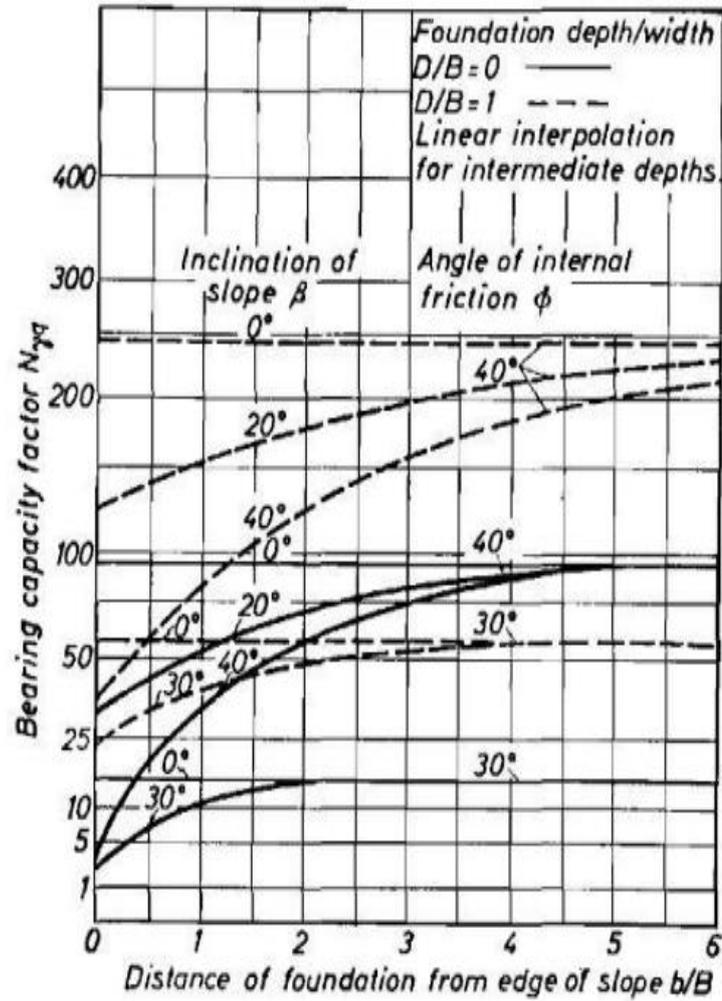
Meyerhof (1951) memformulasikan daya dukung sebuah pondasi menerus dengan lebar B yang diletakkan pada sebuah lereng dengan tinggi H. Pondasi tersebut diletakkan dengan jarak b dari tepi lereng, seperti yang telah ditunjukkan pada **Gambar 2.15**. Daya dukung batas dari pondasi tersebut ditunjukkan dalam **Persamaan 2.3** :

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad \dots (2.3)$$

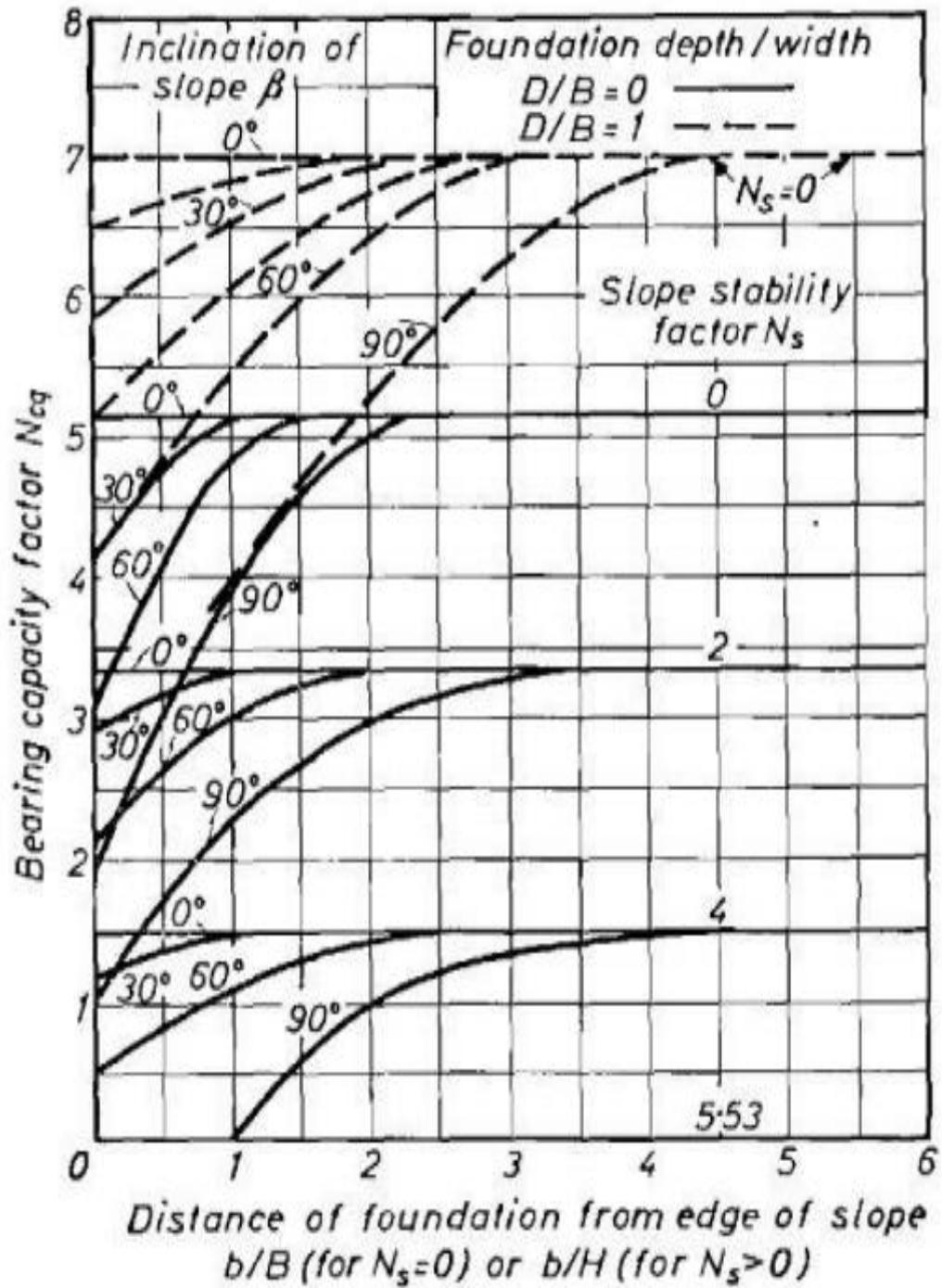
Untuk tanah pasir, dimana $c \approx 0$, Meyerhof menyatakan daya dukung pondasi menerus di atas lereng dalam **Persamaan 2.4** :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad \dots (2.4)$$

Meyerhof telah membuat metode grafis untuk menghitung $N_{\gamma q}$ untuk tanah pasir ($c=0$) yang dinyatakan pada grafik berikut:



Grafik 2.1 Faktor $N_{\gamma q}$ untuk daya dukung pondasi menerus di atas lereng tanah pasir (Sumber : Das, B.M. 2009: 153-155)



Grafik 2.2 Faktor N_{cq} untuk daya dukung pondasi menerus di atas lereng tanah pasir (Sumber : Das, B.M. 2009: 153-155)

Selain dari grafik, nilai $N_{\gamma q}$ dan N_{cq} juga bisa dicari menggunakan tabel nilai $N_{\gamma q}$ dan N_{cq} seperti berikut;

Tabel 2.5 Tabel Nilai $N_{\gamma q}$ (Sumber : *National Engineering Hand Book*, 2007:8)

Meyerhof method—cohesionless soils				Bearing capacity factors near slopes											
ϕ , deg	D/B	β , deg	Z	$N_{\gamma q}$											
				b/B											
				0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	6.00		
30	0	0		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	
		18.4	3H:1V	7.0	8.3	9.8	11.3	12.2	13.8	14.4	15.0	15.0	15.0	15.0	
		21.8	2.5H:1V	5.6	7.0	8.8	10.6	11.7	13.5	14.3	15.0	15.0	15.0	15.0	
		26.6	2H:1V	3.5	5.2	7.5	9.7	11.0	13.2	14.1	15.0	15.0	15.0	15.0	
		30		2.0	4.0	6.5	9.0	10.5	13.0	14.0	15.0	15.0	15.0	15.0	
	1	0			57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0
		18.4	3H:1V	36.1	39.2	41.7	43.5	46.0	49.0	52.1	54.5	56.4	57.0	57.0	
		21.8	2.5H:1V	32.3	35.9	38.8	41.0	43.9	47.6	51.2	54.1	56.3	57.0	57.0	
		26.6	2H:1V	26.9	31.3	34.8	37.5	41.0	45.5	49.9	53.5	56.1	57.0	57.0	
		30		23.0	28.0	32.0	35.0	39.0	44.0	49.0	53.0	56.0	57.0	57.0	
40	0	0		92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	
		18.4	3H:1V	36.8	41.4	46.0	51.5	56.1	64.4	71.8	82.8	87.4	92.0	92.0	
		20		32.0	37.0	42.0	48.0	53.0	62.0	70.0	82.0	87.0	92.0	92.0	
		21.8	2.5H:1V	29.4	34.7	39.9	46.0	51.2	60.7	68.8	81.4	86.8	92.0	92.0	
		26.6	2H:1V	22.4	28.4	34.4	40.7	46.4	57.1	65.7	79.7	86.3	92.0	92.0	
	33.7	1.5H:1V	12.0	19.2	26.2	32.9	39.3	51.7	61.1	77.2	85.6	92.0	92.0		
	40		2.8	11.0	19.0	26.0	33.0	47.0	57.0	75.0	85.0	92.0	92.0		
	1	0			240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0
		18.4	3H:1V	133.3	140.6	148.0	154.4	159.0	171.9	182.0	200.4	213.3	230.8	230.8	
		20		124.0	132.0	140.0	147.0	152.0	166.0	177.0	197.0	211.0	230.0	230.0	
21.8		2.5H:1V	116.2	124.1	132.7	140.1	145.7	160.5	172.2	193.4	208.6	228.6	228.6		
26.6		2H:1V	95.3	104.3	113.3	121.6	128.9	145.9	159.5	183.8	202.1	224.7	224.7		
33.7	1.5H:1V	64.4	74.5	84.5	94.3	104.1	124.2	140.7	169.6	192.5	219.0	219.0			
40		37.0	48.0	59.0	70.0	82.0	105.0	124.0	157.0	184.0	214.0	214.0			

Notes:

1. Bold values of β and the associated $N_{\gamma q}$ values are read directly from the Meyerhof charts. Other values are interpolated.
2. Intermediate values of β , $N_{\gamma q}$ values may be determined by linear interpolation.
3. To calculate ultimate bearing capacity: $q_{ult} = 0.5\phi BN_{\gamma q}$

Tabel 2.6 Tabel Nilai N_{cq} (Sumber : *National Engineering Hand Book*, 2007:8)

Meyerhof method—cohesive soils ($\phi = 0$)				Bearing capacity factors near slopes												
D/B	N_c	β , deg	Z	N_{cq} or b/H												
				b/B or H/H												
				0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5			
0	0	0		5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	
		18.4	3H:1V	4.55	4.90	5.12	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	
		21.8	2.5H:1V	4.44	4.86	5.12	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	
		26.6	2H:1V	4.29	4.79	5.11	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	
		30		4.18	4.75	5.11	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	
		33.7	1.5H:1V	4.04	4.66	5.07	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	
		60		3.08	4.06	4.82	5.12	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	
		90		1.93	3.00	3.90	4.58	5.00	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	
		2	0			3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
			18.4	3H:1V	3.08	3.23	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
21.8	2.5H:1V		3.03	3.21	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33		
26.6	2H:1V		2.97	3.18	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33		
30			2.92	3.16	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33		
4	0			1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50		
	18.4	3H:1V	1.32	1.43	1.49	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50		
	21.8	2.5H:1V	1.28	1.42	1.49	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50		
	26.6	2H:1V	1.23	1.40	1.48	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50		
	30		1.20	1.39	1.48	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50		
1	0			7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00		
	15			6.50	6.68	6.82	6.94	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00		
	18.4	3H:1V	6.35	6.57	6.75	6.90	6.98	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00		
	21.8	2.5H:1V	6.21	6.46	6.68	6.86	6.96	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00		
	26.6	2H:1V	6.01	6.31	6.59	6.81	6.94	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00		
1	0			4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00		
	15			3.80	3.95	4.05	4.15	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20		
	18.4	3H:1V	3.65	3.85	4.00	4.10	4.15	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20		
	21.8	2.5H:1V	3.55	3.75	3.90	4.00	4.05	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10		
	26.6	2H:1V	3.45	3.65	3.80	3.90	3.95	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00		

Notes:

1. Bold values of β and the associated N_{cq} values are read directly from the Meyerhof charts. Other values are interpolated.
2. Intermediate values of β , N_{cq} values may be determined by linear interpolation.
3. N_c = stability factor of slope = $\gamma H/c$
 where:
 γ = unit weight of soil (lb/ft³)
 H = vertical height of slope (ft)
 c = cohesion (or undrained shear strength) of soil (lb/ft²)

Gemperline (dalam Shield, 1994) menghitung $N_{\gamma q}$ yang ditunjukkan dalam **Persamaan 2.8** :

$$N_{\gamma q} = f_{\phi} \times f_B \times f_{D/B} \times f_{B/L_p} \times f_{D/B, B/L_p} \times f_{\alpha, d/B} \times f_{\alpha, d/D, D/B} \times f_{\alpha, d/B, B/L_p} \quad (2.8)$$

Dengan :

ϕ	= sudut geser dalam tanah ($^{\circ}$)
α	= sudut kemiringan lereng ($^{\circ}$)
B	= lebar pondasi (inchi)
D	= kedalaman pondasi (inchi)
L_p	= panjang pondasi (inchi)
d	= jarak pondasi ke puncak lereng (inchi)
f_{ϕ}	= $10^{(0,1159\phi - 2,386)}$
f_B	= $10^{(0,34 - 0,2 \log B)}$
$f_{D/B}$	= $1 + 0,65 (D/B)$
$f_{B/L}$	= $1 - 0,27 (B/L_p)$
$f_{D/B, B/L_p}$	= $1 + 0,39 (D/L_p)$
$f_{\alpha, d/B}$	= $1 - 0,8 [1 - (1 - \tan \alpha)^2] \{2/[2 + (d/B)^2 \tan \alpha]\}$
$f_{\alpha, b/D, D/B}$	= $1 + 0,6 (B/L_p) [1 - (1 - \tan \alpha)^2] \{2/[2 + (d/B)^2 \tan \alpha]\}$
$f_{\alpha, b/B, B/L_p}$	= $1 + 0,33 (D/B) \tan \alpha \{2/[2 + (d/B)^2 \tan \alpha]\}$

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 rendah. Pada saat penelitian menggunakan pemodelan box pasir berukuran besar dengan panjang 1,5 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 mendekati kenyataan di lapangan. Lereng dibuat dengan faktor-faktor penentu. Dari percobaan tersebut *Shields* melaporkan, menghitung nilai $N_{\gamma q}$ lebih sesuai dengan menggunakan persamaan *Gemperline*.

2.7.2.2 Solusi Hansen dan Vesic

Untuk kondisi $b = 0$ pada gambar 1 (pondasi tepat berada di tepi lereng), Hansen menyatakan daya dukung batas dari pondasi menerus tersebut dalam **Persamaan 2.5**:

$$q_u = cN_c\lambda_{c\beta} + qN_q\lambda_{q\beta} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma\lambda_{\gamma\beta} \quad \dots (2.5)$$

Dimana :

N_c, N_q, N_γ = Faktor-faktor daya dukung Hansen

$\lambda_{c\beta}, \lambda_{q\beta}, \lambda_{\gamma\beta}$ = Faktor-faktor lereng

$$q = \gamma D_f$$

Menurut Hansen dalam **Persamaan 2.6**,

$$\lambda_{q\beta} = \lambda_{\gamma\beta} = (1 - \tan\beta)^2 \quad \dots (2.6)$$

$$\text{Untuk } \phi > 0, \lambda_{c\beta} = \frac{N_q\lambda_{q\beta}^{-1}}{N_q^{-1}}$$

$$\text{Untuk } \phi = 0, \lambda_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi+2}$$

Pada kondisi $\phi = 0$, Vesic menyatakan nilai N_γ sebagai berikut:

$$N_\gamma = -2\sin\beta$$

Selanjutnya, ia menyatakan pada kondisi $\phi = 0$ dengan $N_c = 5,14$ dan $N_q = 1$ persamaan daya dukung menjadi **Persamaan 2.7** :

$$q_u = (5,14 - 2\beta)c + \gamma D_f(1 - \tan\beta)^2 - \gamma\beta\sin\beta(1 - \tan\beta)^2 \quad \dots (2.7)$$

(Sumber : Das, B.M. 2009: 155-156)

2.7.3 Pengaruh Perbandingan Lebar Pondasi dan Jarak Pondasi ke Tepi Lereng terhadap Daya Dukung

Berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh Hoang C. Nguyen, Canh V. Le, Vu P. Q. Nguyen, Tri P. Truong (2012) tentang daya dukung pondasi menerus pada lereng, menjelaskan tentang pengaruh perbandingan lebar pondasi dengan jarak pondasi ke tepi lereng terhadap daya dukung lereng. Pada penelitiannya, mereka menggunakan 7 variasi yaitu $L/B = 1, L/B = 2, L/B = 3, L/B = 4, L/B = 5, L/B = 6$, serta $L/B = 7$. Diperoleh hasil bahwa makin meningkatnya perbandingan L/B maka makin meningkat pula daya dukung lereng yang dihasilkan. Bahkan ketika perbandingan L/B lebih dari 4, daya dukung yang terjadi bukan lagi sebagai daya dukung tanah lereng, namun sudah menjadi analisis daya dukung tanah datar.