

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pasir

2.1.1 Pengertian Pasir

Tanah pasir merupakan tanah yang dibentuk dari batuan beku serta batuan sedimen. Tanah jenis ini memiliki butir kasar dan berkerikil. "Pasir dan kerikil merupakan agregat tak berkohepsi yang tersusun dari fragmen-fragmen sub-angular dan angular yang berasal dari batuan atau mineral yang belum mengalami perubahan" (Terzaghi&Peck, 1993:5).

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).

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. Tanah pasir merupakan tanah non-kohepsi 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-kohepsi dengan kadar air cukup tinggi dapat bersifat sebagai suatu cairan kental. Tarikan permukaan memberikan tanah non-kohepsi suatu kohepsi semu (*apparent cohesion*) yang disebut demikian karena kohepsi tersebut akan hilang apabila tanah itu benar-benar kering atau benar-benar jenuh. (Bowles, 1993:38)

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

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

Prosedur Klasifikasi			Symbol	Nama Jenis	Identifikasi Lab
Tanah Berbutir Kasar (Lebih dari 50% tertahan pada ayakan No. 200 / Ø 0.075 mm)	Kerikil (lebih dari 50% tertahan pada ayakan No. 4 / Ø 4.75 mm)	Kerikil Murni (Tanpa – sedikit butir halus)	GW	Kerikil bergradasi baik, kerikil bercampur sedikit pasir tanpa / tak ada butiran halus	CU = D60/D10 = 1 – 4 CC = D30 ² /D10 = 1-3
			GP	Kerikil bergradasi buruk, kerikil bercampur pasir mengandung sedikit butira halus	Tidak memenuhi syarat CU maupun CC untuk GW
		Kerikil Berbutir Halus (Terdapat sejumlah butiran halus)	GM	Kerikil berlanau, kerikil mengandung mengandung pasir – lanau bergradasi buruk	Indek Plastisitas kurang dari 7
			GC	Kerikil berlempung, kerikil mengandung pasir dan lempung bergradasi buruk	Indek Plastisitas lebih dari 7
	Pasir (lebih dari 50% lolos pada ayakan No. 4 / Ø 4.75 mm)	Pasir Bersih (Tanpa / sedikit butiran halus)	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 SW
		Pasir Berbutir Halus (Terdapat sejumlah butiran halus)	SM	Pasir berlanau, pasir bercampur lanau lanau bergradasi buruk	Indeks Plastisitas lebih dari 7 Ratioindeks plastisitas PI dan batas cair LL < 2.25
			SC	Pasir berlempung, pasir bercampur lempung bergradasi buruk	Indeks plastisitas lebih dari 7 Ratioindeks plastisitas PI dan batas cair LL > 2.25

(Sumber : *Brockenbrough dkk, 2003*)

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))

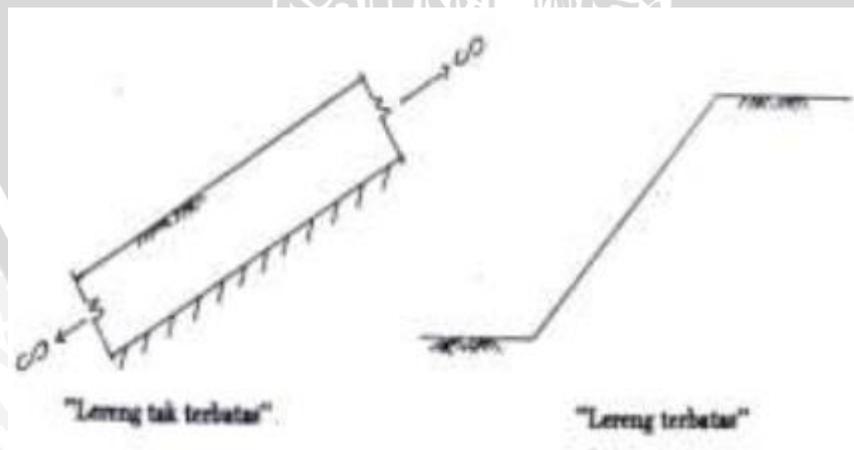
2.2 Lereng

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.

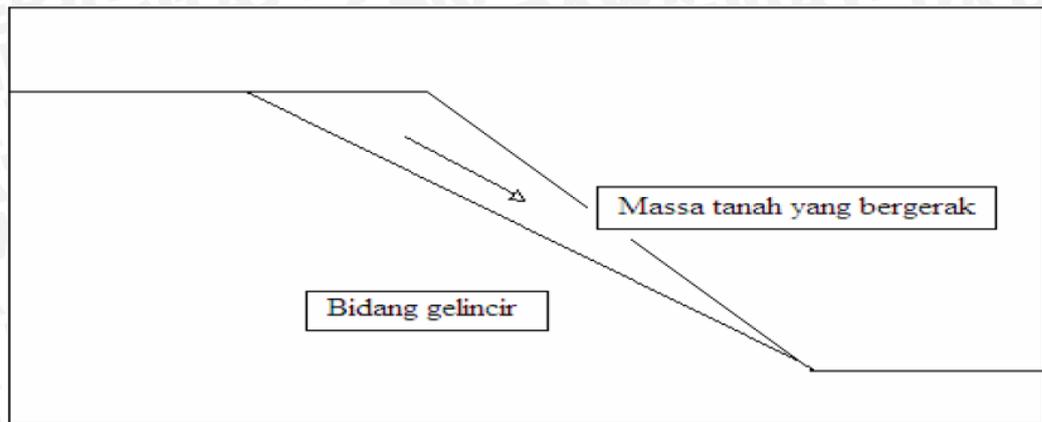
2.2.3 Tipe Keruntuhan Lereng

Gerakan lereng tidak stabil merupakan gerakan yang dibedakan sebagai gerakan guguran (*falls*), runtuh (*topples*), longsor (*slides*), penyebaran (*lateral spreads*), aliran (*flow*), dan gerakan kompleks yang merupakan kombinasi dari berbagai gerakan tersebut (**Varnes, 1978**) dalam Giani, 1992. 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 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

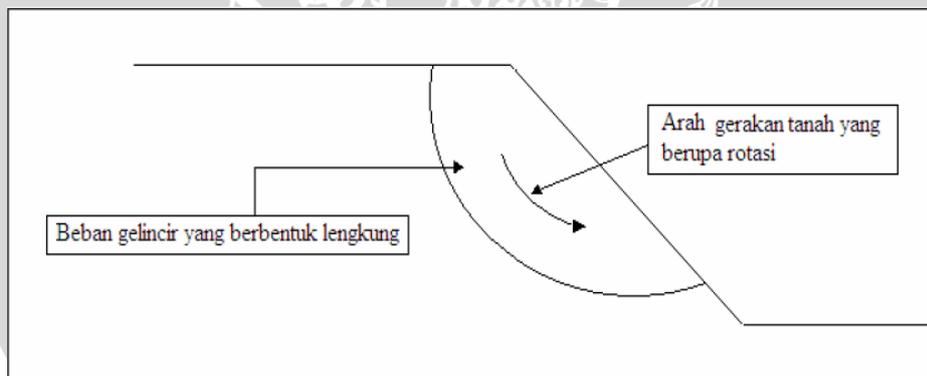
Kelongsoran ini merupakan peristiwa yang terjadi di bidang lemah. Umumnya berbutir kasar.



Gambar 2.2 Kelongsoran Transalasi
(Sumber : P. Giani , 1992)

2. Kelongsoran Rotasi

Kelongsoran rotasi ini merupakan peristiwa kelongsoran yang terjadi pada tanah berbutir halus dan mempunyai titik putaran pada sumbu bidang yang parallel dengan lereng. Potongannya dapat berupa busur lingkaran dan kurva bukan lingkaran. Pada umumnya, kelongsoran berupa busur lingkaran berhubungan dengan kondisi tanah yang tidak homogen.

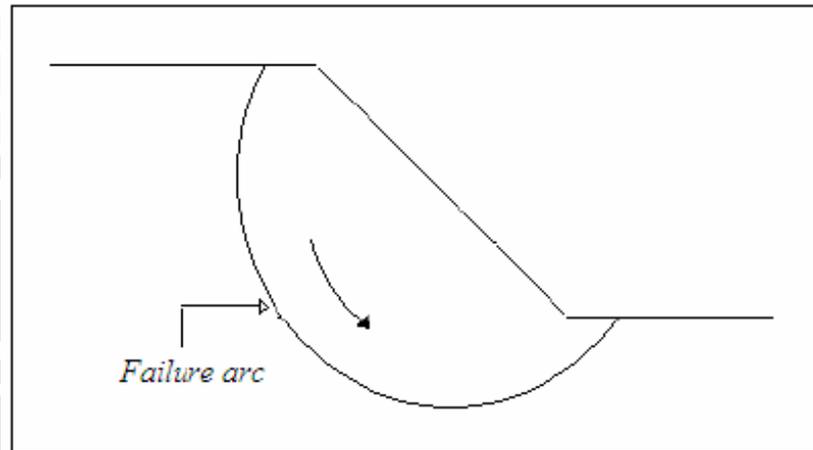


Gambar 2.3 Kelongsoran Rotasi
(Sumber : P. Giani , 1992)

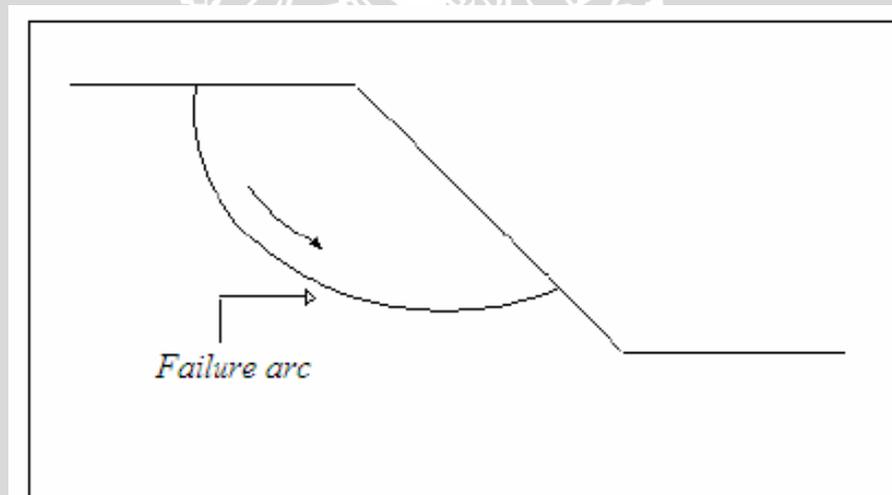
Jenis kelongsoran rotasi ini yang sering terjadi, yaitu:

- Kelongsoran dasar (*base slide*), kelongsoran yang bidang kelongsorannya membentuk bidang busur lingkaran pada seluruh bidang lereng. Pada umumnya disebabkan karena terdapatnya suatu lapisan lunak pada lapisan atas tanah yang keras.

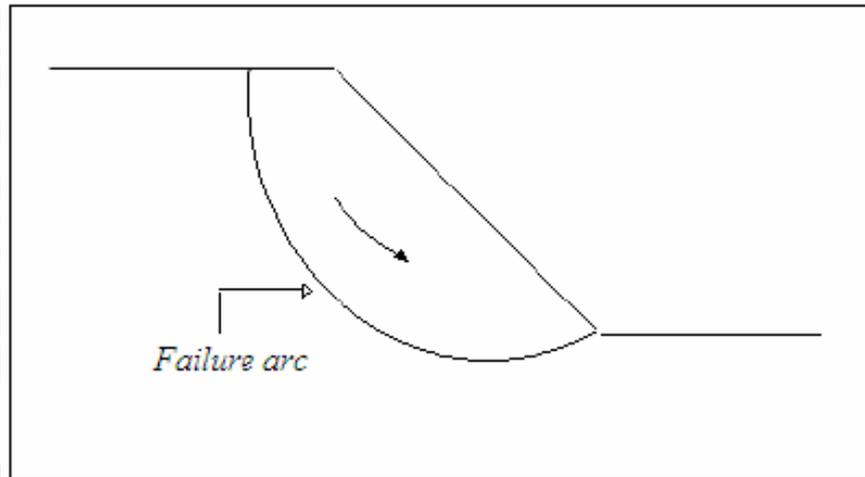
- Kelongsoran lereng (*slope slide*), kelongsoran yang permukaannya sampai bidang lereng dan belum melewati ujung kaki lereng.
- Kelongsoran ujung kaki lereng (*toe slide*), kelongsoran yang permukaannya bidang kelongsorannya melalui ujung kaki lereng.



(a) Base Slide



(b) Slope Slide



(c) Toe Slide

Gambar 2.4 Jenis-jenis keruntuhan rotasi
(Sumber : P. Giani , 1992)

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

Ditinjau dari kata Geosintetik (*Geosynthetic*) dimana *Geo* berarti *earth* (tanah atau bumi) *Synthetic* berarti *human-made product / material* (produk atau bahan buatan manusia). Oleh *The American Society for Testing and Materials* (ASTM) mendefinisikan *Geosynthetic* dalam terminologi D4439 sebagai produk planar yang dibuat dari bahan polimer, yang digunakan pada tanah, batuan, atau materi geoteknik lainnya, sebagai pelengkap dalam sebuah proyek, struktur maupun sistem buatan.

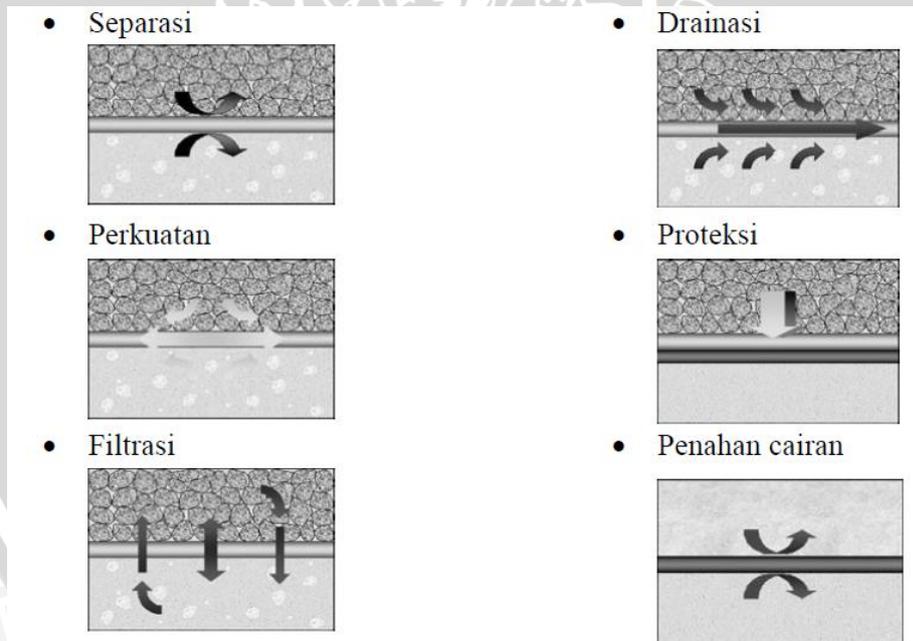
Secara sederhana, geosintetik didefinisikan sebagai produk buatan dari bahan polimer yang berfungsi untuk memperbaiki perilaku tanah. Hingga saat ini

beberapa jenis Geosintetik telah dikembangkan sesuai dengan kebutuhan. Berikut adalah beberapa jenis Geosintetik yang dapat kita temui :

- *Geotextile* / Geotekstil
- *Geopipe*
- *Geocomposites* / Geokomposit
- *Geofoam*
- *Geonet*
- *Geosynthetics Clay Liner*
- *Geogrid*
- *Geomembrane* / Geomembran
- *Geo-other*
- *Geocell*

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 :



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

Tabel 2.3 Fungsi - fungsi bermacam jenis Geosintetik

	Geotextile	Geo- membrane	Geogrid	GCL	Geocomposite sheet drain	Geocomposite strip (wick) drain	Geocell	Erosion control product	HDPE vertical barrier
Separation	X	X			X				
Reinforcement	X		X				X		
Filtration	X				X				
Drainage	X				X	X			
Barrier	X ^a	X		X					X
Protection	X			X	X		X	X	

^aAsphalt-saturated geotextiles.

(Sumber : Zonberg, Jorge G. 2007. *Geosynthetics*)

2.3.2 Geotekstil

Geotekstil merupakan bahan geosintetik yang paling banyak digunakan. 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 oleh ASTM menyatakan bahwa geotekstil merupakan, baik diatas permukaan maupun yang menembus didalam materialnya.

Geotekstil dapat dibagi atas beberapa macam, geotekstil jenis sintetis yang banyak terdapat di pasaran ada 3 jenis, yaitu "woven", "non woven", "DSF Knitted" (R.M. Koerner dan J.P Welsh, 1980 "Construction dan Geotechnical Engineering Using Synthetic Fabrics").

a. Non Woven

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

b. Woven

Geotekstil ini terdiri dari anyaman 2 buah serat yang saling tegak lurus, tetapi dapat juga dibuat kedua benang tersebut seri dan membentuk sudut tertentu. Hasil anyaman tersebut menimbulkan sifat mekanis material dalam 2 arah berbeda yaitu arah *warp* dan *weft*.

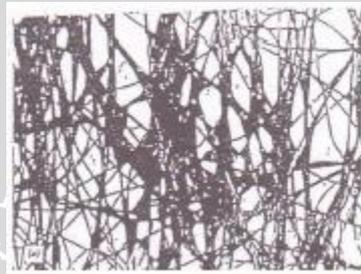
*Arah *warp* : serat yang dianyam dalam geotekstil paralel dengan arah pembuatannya.

* Arah *weft* : serat yang dianyam dalam geotekstil tegak lurus dengan arah pembuatannya.

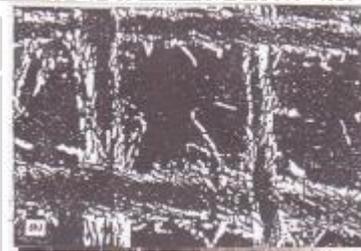
Pola dasar dari jalinan benang menentukan corak tenunannya, dimana ada 3 macam pola dasar, yaitu “*plain*”, “*twill*”, dan “*satın*”. Jenis benang sintetis yang dapat digunakan adalah “*monofilament*”, “*multifilament*”, “*silt film yarn*”.

c. DSF Knitted

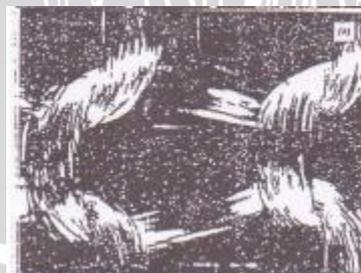
Geotekstil jenis ini dibentuk dengan memutarakan serat-serat membran atau benang-benang mengelilingi satu dengan lainnya sehingga membentuk rajutan. Jenis benang sintetis yang dapat digunakan pada geotekstil ini adalah “*monofilament*”, “*multifilament*”, “*staple*”.



(a)



(b)



(c)

Gambar 2.5 Serat Jenis Geotekstil (a) tipe “*nonwoven*” (b) tipe “*woven*” (c) tipe “*DSF Kintted*” (Sumber : *Koerner dan Welsh (1980)*)

2.3.3 Karakteristik Geotekstil Sebagai Bahan Perkuatan

a. Sifat Fisik

Sifat fisik geotekstil lebih dipengaruhi oleh temperature dan kelembaban dari 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*

b. Sifat Mekanis

Sifat mekanis geotekstil dibutuhkan dalam semua perhitungan desain dimana perkuatan adalah fungsi utamanya. Sifat ini pun 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*). Sifat tersebut antara lain :

- Kuat Tarik (*tensile strength*)

Sifat ini berhubungan dengan kekuatan puncak (*peak strength*) dan modulus tegangan-regangan (*stress-strain modulus*). Riset membuktikan bahwa perkuatan geotekstil di dalam tanah dan resultan gaya saling mengunci (*interlocking*) antara partikel tanah dengan struktur geotekstil member efek yang berarti terhadap karakteristik regangan-tegangan.

- Kuat Tekan (*compressibility*)

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

- Kuat Pecah (*burst*), sobek (*tear*) dan kuat kejut (*impact strength*)

Keruntuhan geotekstil akibat sobek yang merambat (*Tear propagation*) setelah tusukan awal diperkirakan merupakan mode runtuh yang lebih

sering terjadi pada berbagai aplikasi geotekstil, khususnya selama masa konstruksi atau ketika terjadi pembebanan berulang (*Cyclic loading*).

c. 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.

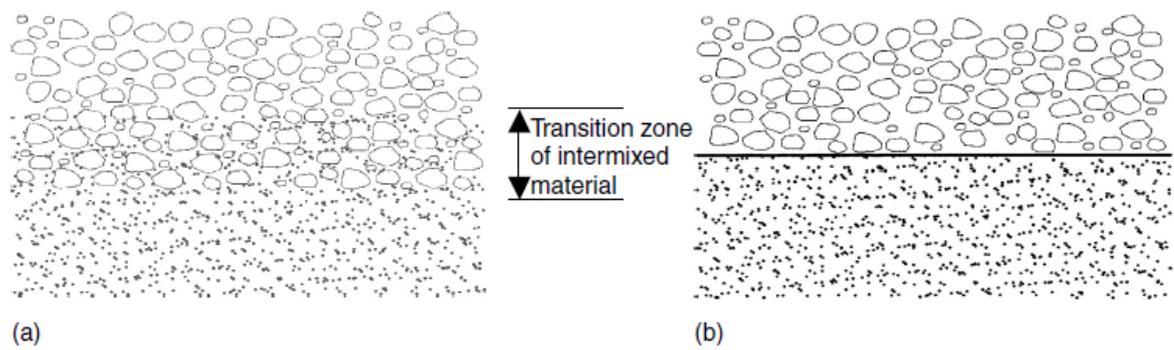
d. Sifat Hidrolis

Karakteristik hidrolis geotekstil antara lain :

- 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.

2.3.4 Geotekstil Sebagai Bahan Perbaikan Tanah

Pada pembuatan struktur – struktur yang berkaitan dengan tanah, geotekstil mempunyai 4 fungsi utama, baik secara tersendiri maupun bersama dengan tanah, tergantung dari aplikasi penggunaannya. **Pertama**, geotekstil berfungsi sebagai lapisan pemisah (*“separation”*), yakni mencegah tercampur massa tanah yang secara sengaja dipisahkan baik ukuran dan distribusi butirannya, maupun mutu dan sifatnya.



Gambar 2.6 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*)

Kedua, sebagai lapisan penyaring (*"filtration"*) dan sebagai penyaluran air (*"drainage"*) yang berfungsi untuk menyaring gradasi butiran tanah dan membantu sistem mengalirkan air sekaligus menahan butiran tanah yang mengikutinya (Manfred R. Hausmann, 1990). **Ketiga**, sebagai pemberi proteksi (*"erosion control"*) dimana geotekstil membantu melindungi massa tanah baik digunakan sendiri maupun digunakan dengan material lain.

Keempat, yang berkaitan erat dengan perbaikan tanah dan hendak dikaji dalam skripsi ini adalah fungsi perkuatan tanah (*"reinforcement"*). Maksud dasar dari perkuatan ini adalah meningkatkan stabilitas tanah (daya dukung dan stabilitas lereng) dan mengurangi deformasinya (penurunan dan deformasi lateral) (Manfred R. Hausmann, 1990). Dan **kelima**, berfungsi sebagai lapisan pelindung (*"moisture barrier"*) bila terselimuti oleh bitumen.

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

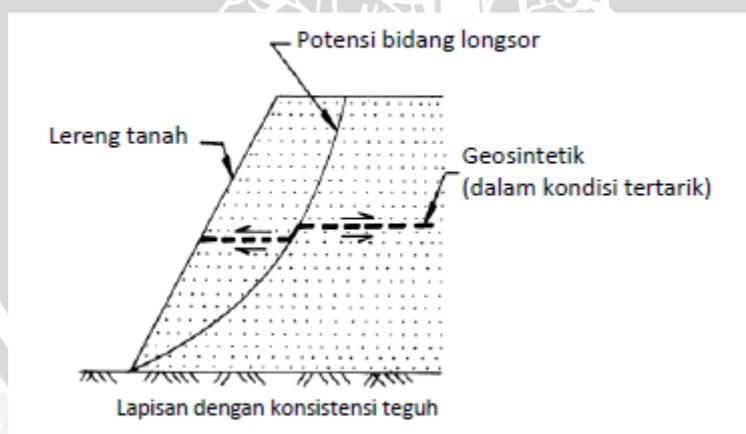
peningkatkan kapasitas distribusi beban yang terkadang memiliki efek sebagaimana pelat.

3. 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

2.3.5 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 kearah 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.



Gambar 2.7 Dasar Mekanisme Perkuatan Lereng Tanah dengan Geosintetik
(Sumber : DPU. 2009. *Pedoman Konstruksi Bangunan: Perencanaan dan Pelaksanaan Pekuatan tanah dengan Geosintetik No. 003/BM/2009*)

2.3.6 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, hampir 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*)

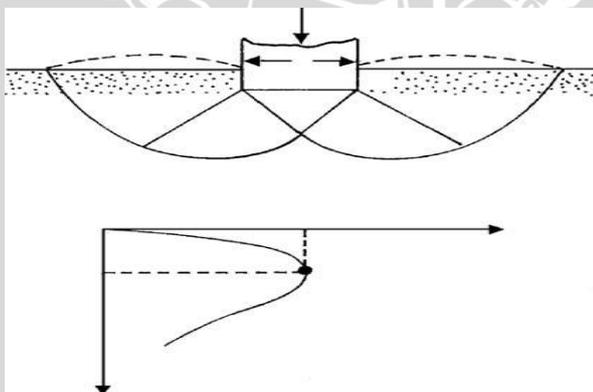
Tekanan yang bekerja di antara dasar pondasi dan tanah disebut tekanan sentuh (*contact pressure*). Tekanan sentuh penting dipertimbangkan untuk perancangan pondasi, karena dapat mempengaruhi distribusi momen dan tegangan geser pada pondasi dan juga untuk menghitung penurunan dari pondasi akibat penempatan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

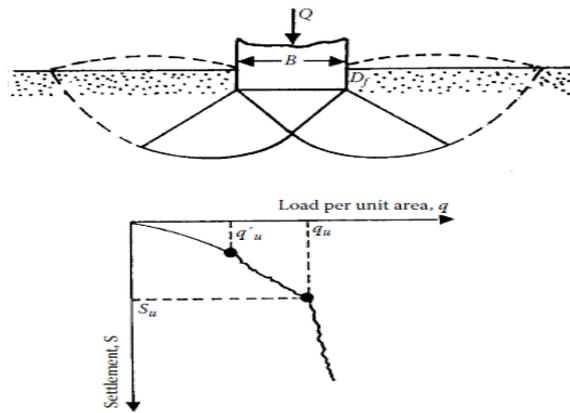
Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir padat (*dense sand*) yang memiliki $D_r > 67\%$



Gambar 2.8 *General Shear Failure*
(Sumber : Suroso dkk , 2007:30)

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

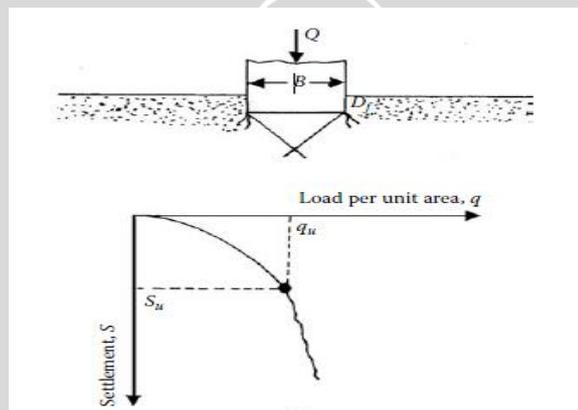
Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir medium dense sand yaitu pasir dengan $D_r 30\% < D_r < 67\%$



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

3. Keruntuhan Penetrasi (*Punching Shear Failure*)

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

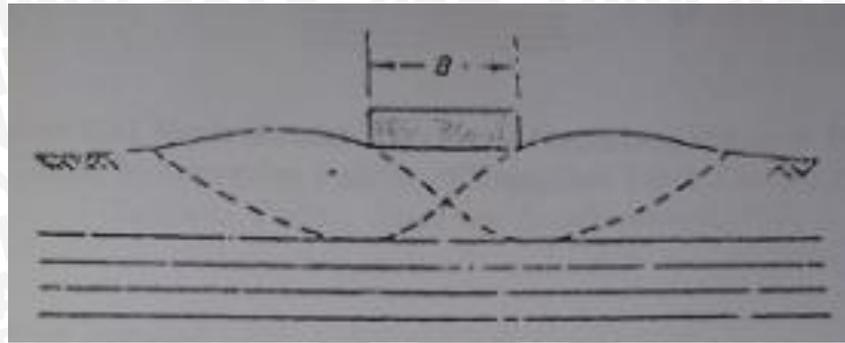


Gambar 2.10 Punching Shear Failure
(Sumber : Suroso dkk , 2007:30)

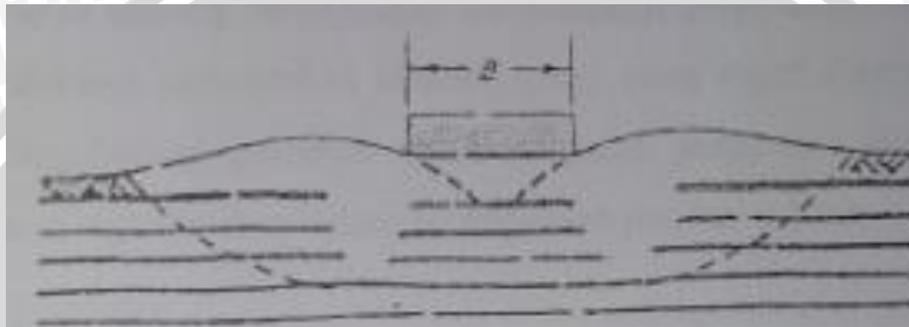
Berdasarkan pada apa yang telah didapatkan dilapangan, keruntuhan sangat dipengaruhi oleh *density* dari tanah dan juga dipengaruhi oleh rasio kedalaman-lebar pondasi D/B seperti yang ditunjukkan oleh Vesic (1973).

2.4.3 Pola Keruntuhan dengan Geotekstil

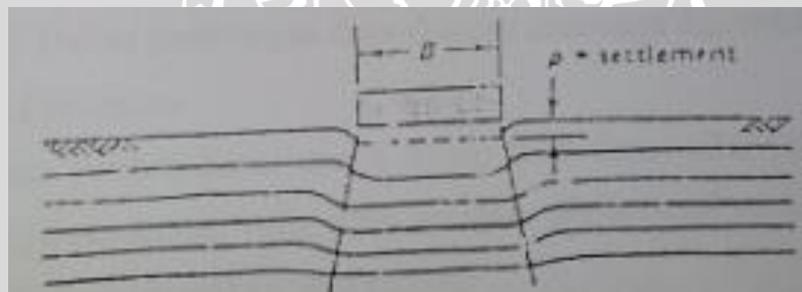
Penelitian menunjukkan bahwa umumnya kerusakan geotekstil terjadi pada saat pemasangan dan konstruksi (Koerner, 1990). Penempatan agregat dan pelaksanaan pemadatan dengan alat berat mengakibatkan tegangan yang tinggi pada geotekstil. Beberapa keruntuhan yang terjadi pada pondasi dangkal dengan beberapa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



Gambar 2.11 Keruntuhan Daya Dukung di atas Lapisan Geotekstil



Gambar 2.12 Keruntuhan Tekan atau Patah pada Lapisan Geotekstil

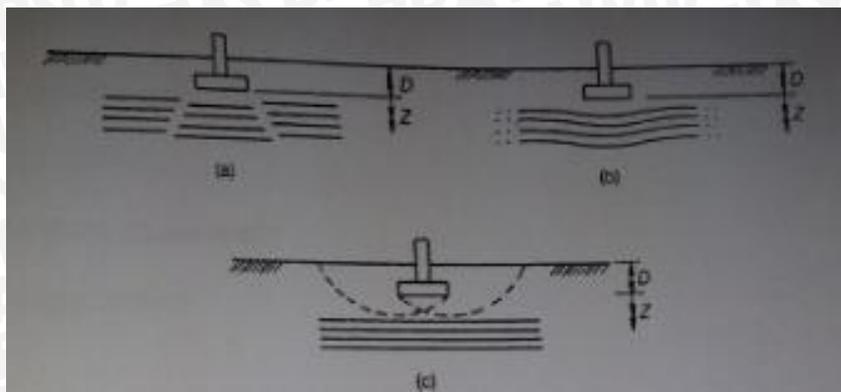


Gambar 2.13 Keruntuhan Rangkak atau Creep pada Lapisan Geotekstil



Gambar 2.14 Keruntuhan Tarik pada Lapisan Geotekstil

(Sumber : Koerner R.M., *Design and Application with Geosynthetics*, 1998)



Gambar 2.15 Mode Runtuh Perkuatan Geotekstil dibawah Pondasi (a) Kegagalan Tekan (b) Kegagalan *Pullout* (c) Kegagalan Tanah diatas Lapisan Geotekstil
(Sumber : *James G. Collins, Earth and Reiforcement, 1997*)

2.5 Teori Daya Dukung Pondasi

2.5.1 Pengertian Daya Dukung Pondasi

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)

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 ultimit atau BCI_u (*S.M. Marandi, 2008; P.K. Haripal dkk, 2008; E. C. Shin dkk, 2000; J.*

Thanapalasingam dkk, 2008; M.J. Kenny dkk, 1997) dan daya dukung pada penurunan yang sama atau 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, sebagai berikut :

$$BCI = \frac{q}{q_0} \quad \dots (2.1)$$

Dimana,

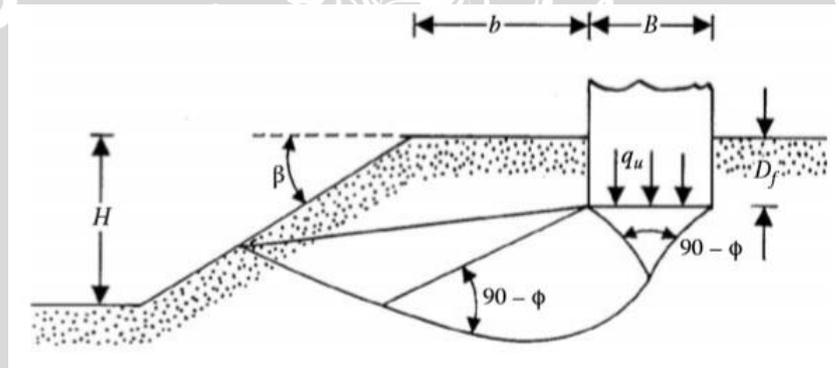
BCI = *Improvement Bearing Capacity*

q = daya dukung dengan geotekstil menurut spasi dan panjang lapisan

q₀ = daya dukung tanpa geotekstil

2.5.3 Daya Dukung Pondasi Dangkal di Atas Lereng Tanpa Perkuatan

2.5.3.1 Solusi Meyerhof



Gambar 2.16 Pondasi menerus di atas lereng
(Sumber : Das, B.M. 2009)

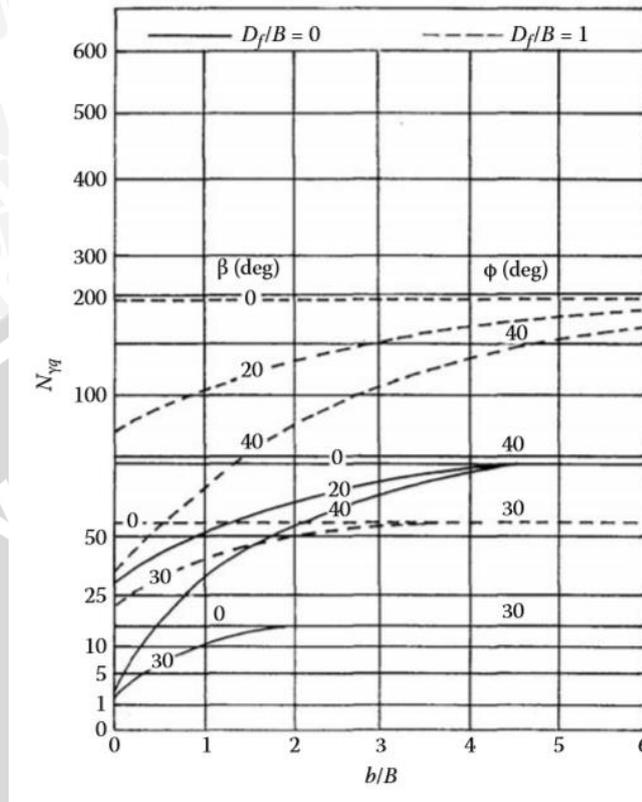
Gambar di atas menunjukkan sebuah pondasi menerus dengan lebar B yang diletakkan pada sebuah lereng dengan tinggi H. Pondasi tersebut diletakkan dengan jarak b dari tepi lereng. Adapun daya dukung batas dari pondasi tersebut dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut:

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

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

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

Meyerhof telah mengembangkan variasi teoritis terhadap nilai $N_{\gamma q}$ 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)

2.5.3.2 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 dengan persamaan sebagai berikut:

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

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,

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

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

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 sebagai berikut:

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

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

2.5.3.3 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 :

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

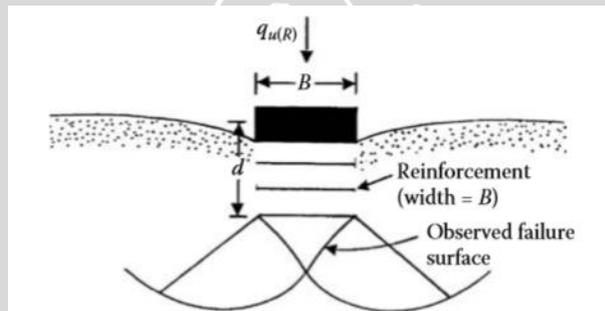
Dengan :

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

$$\begin{aligned}
 f_B &= 10^{(0,34 - 0,2 \log B)} \\
 f_{D/B} &= 1 + 0,65 (D/B) \\
 f_{B/L} &= 1 - 0,27 (B/L) \\
 f_{D/B, B/L} &= 1 + 0,39 (D/L) \\
 f_{\beta, b/B} &= 1 - 0,8 [1 - (1 - \tan \beta)^2] \{2/[2 + (b/B)^2 \tan \beta]\} \\
 f_{\beta, b/D, D/B} &= 1 + 0,6 (B/L) [1 - (1 - \tan \beta)^2] \{2/[2 + (b/B)^2 \tan \beta]\} \\
 f_{\beta, b/B, B/L} &= 1 + 0,33 (D/B) \tan \beta \{2/[2 + (b/B)^2 \tan \beta]\}
 \end{aligned}$$

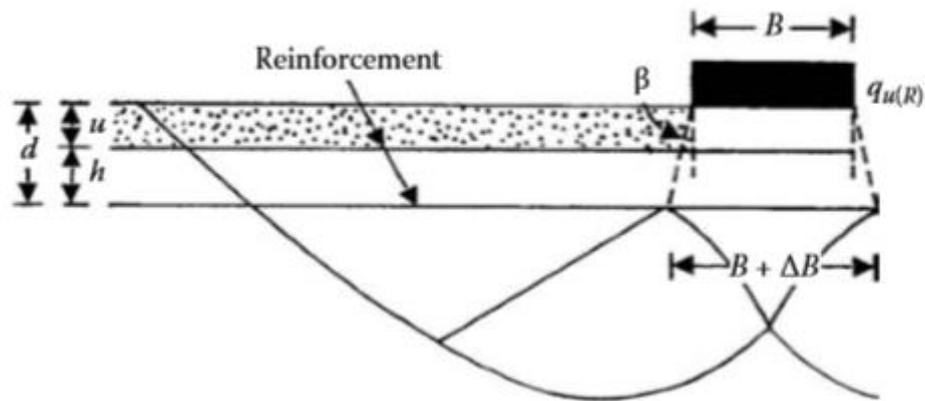
2.5.4. Daya Dukung Pondasi Dangkal pada Tanah yang Diperkuat Geotekstil

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 2.17 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.



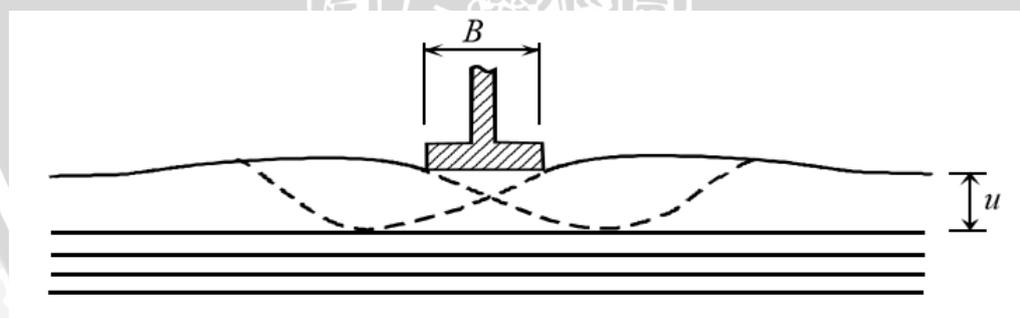
Gambar 2.18 Skema keruntuhan pada tanah yang diperkuat yang dinyatakan oleh Schlosser

(Sumber : Das, B.M. 2009: 280-281)

2.5.4.1 Metode Binquet and Lee

BAAerdasarkan 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:

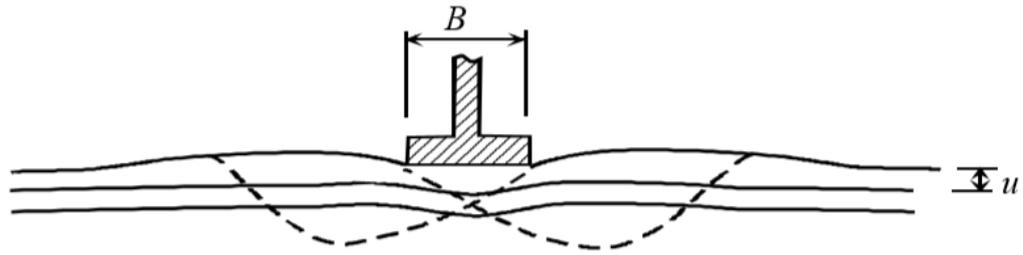
1. *Shear failure* terjadi saat jarak lapis perkuatan teratas (u) lebih besar dari $2B/3$.



Gambar 2.19 Keruntuhan saat $u = 2B/3$

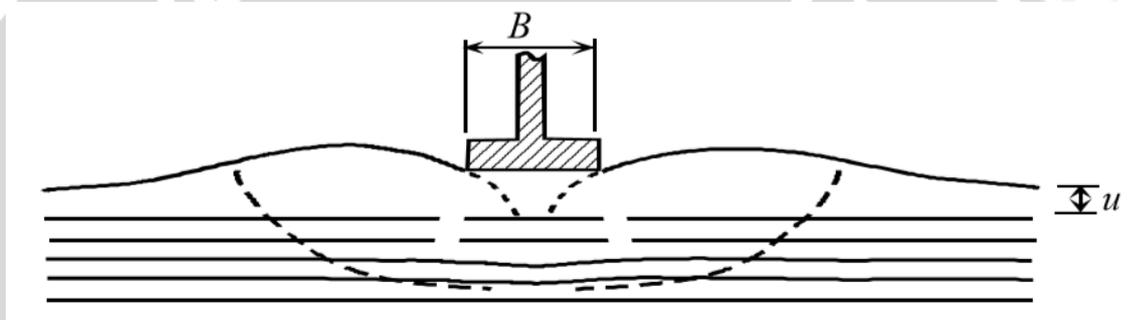
(Sumber: Qiming Chen.2007:23)

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

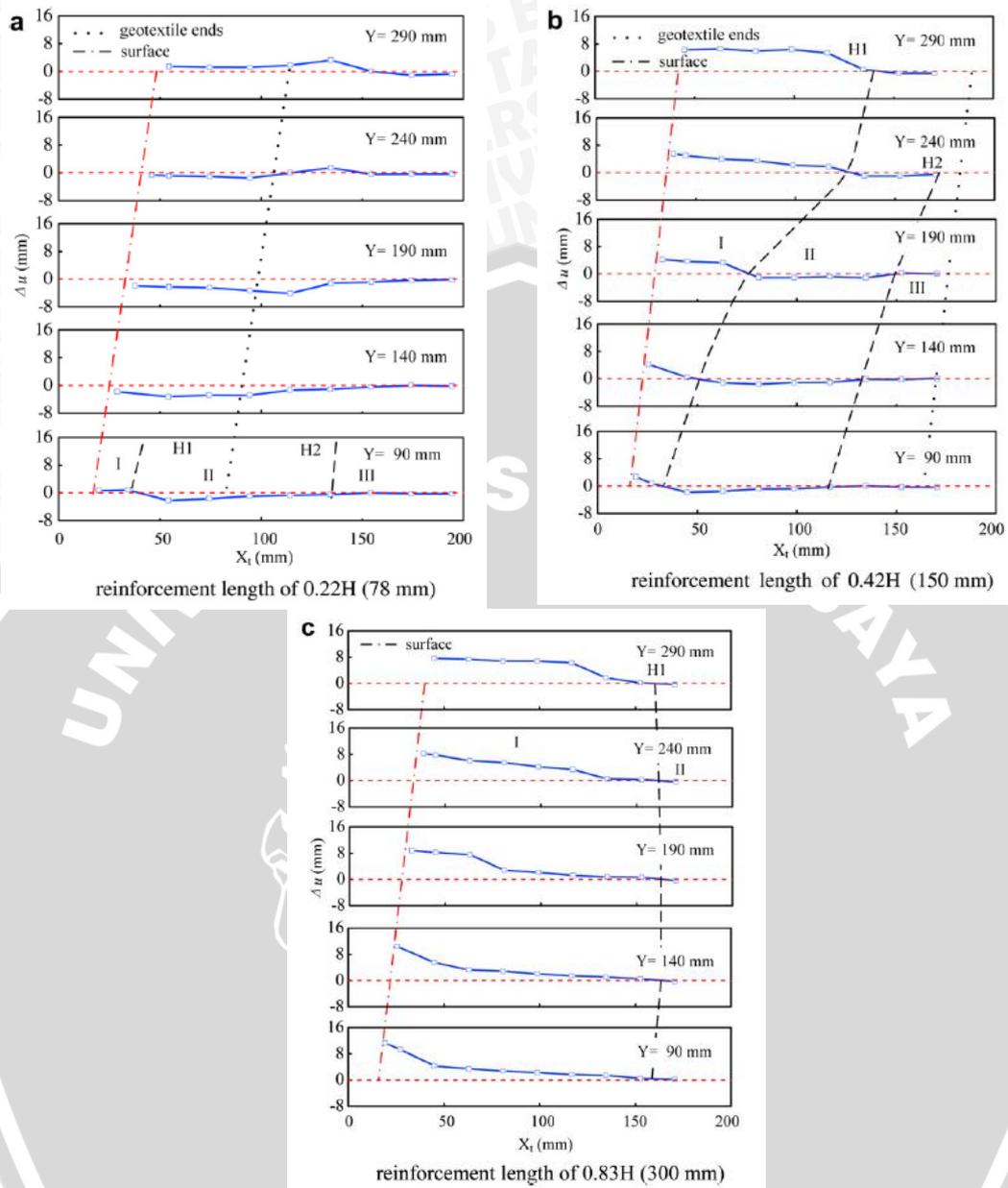
3. *Tension failure (ties break)* terjadi saat jarak lapisan perkuatan kurang dari $2B/3$, dengan jumlah lapis perkuatan yang digunakan lebih dari 4 lapis dan panjang perkuatan yang digunakan cukup panjang.



Gambar 2.21 Keruntuhan saat $u < 2B/3$, $N > 4$
(Sumber: *Qiming Chen.2007:23*)

2.5.4.2 Pengaruh Panjang Geotekstil terhadap Peningkatan Daya Dukung

Penelitian yang telah dilakukan oleh beberapa ahli, antara lain Yun Hu, Ga Zhang, Jian-Min Zhang, C.F Lee (2009) tentang pengaruh penggunaan geotekstil sebagai perkuatan lereng dapat disimpulkan bahwa salah satu parameter yang mempengaruhi kinerja geotekstil sebagai perkuatan lereng adalah panjang geotekstil. Adapun panjang geotekstil yang dianggap menghasilkan kinerja terbaik berkisar antara $0,22 H$ sampai dengan $0,42 H$, dimana H merupakan ketinggian lereng. Penelitian ini dibahas dalam jurnalnya yang berjudul “*Centrifuge Modeling of Geotextile-Reinforced Cohesive Slope*”.



Dari setiap kurva di atas dapat disimpulkan bahwa peningkatan panjang penguatan dapat mengurangi terjadinya patahan dan mengurangi tingkat perpindahan horizontal. Ketika rasio panjang lapisan yang digunakan $0,22 H$; dari kurva dapat ditunjukkan bahwa geotekstil memiliki efek kecil pada deformasi lereng. Jika rasio panjang ditingkatkan menjadi $0,42 H$; dari kurva di atas dapat menunjukkan bahwa efek dari penguatan yang signifikan dan geotekstil tersebut dapat bertahan lama untuk perkuatan lereng. Sedangkan jika ditingkatkan kembali rasio panjang lapisan menjadi $0,83 H$, dari kurva ditunjukkan bahwa perkuatan memiliki efek kecil pada perkuatan tanah dan terkesan boros.

2.5.4.3 Pengaruh Spasi antar Lapisan Geotekstil terhadap Peningkatan Daya Dukung

Salah satu penelitian yang dilakukan oleh Vafaeian dan Abbaszadeh (2006) yang mempelajari tentang perilaku lereng curam akibat pengaruh beban luar yang bekerja dipermukaan tanah dengan menggunakan model pengujian dengan skala kecil disimpulkan bahwa dengan meningkatkan jarak antar lapisan perkuatan akan mengurangi beban luar yang bekerja pada lereng yang mengakibatkan kegagalan/keruntuhan.

Selain itu dalam penelitian yang dilakukan oleh A.N. Sommers dan B.V.S. Viswanadham (2009), mereka menyimpulkan bahwa pemasangan jarak vertikal antara lapisan perkuatan geotekstil pada lereng sangat mempengaruhi besarnya beban yang mampu ditahan oleh lereng sebelum mengalami keruntuhan. Dalam penelitian mereka, disebutkan bahwa spasi antara lapisan perkuatan $S_v/H = 0,15$; lereng dapat menahan beban sampai batas sebelum keruntuhan sebesar $q_f = 154$ kPa. Sedangkan pada saat menggunakan spasi antar lapisan perkuatan $S_v/H = 0,11$; pada keadaan lereng yang sama, beban maksimum sebelum lereng mencapai keruntuhan sebesar $q_f = 361$ kPa.

