

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Pasir

#### 2.1.1 Pengertian Pasir

Tanah yang termasuk tipe pasir atau kerikil (disebut juga tanah berbutir kasar) jika, setelah kerakal atau berangkalnya disingkirkan, lebih dari 50% material tersebut berukuran pasir dan kerikil. Pada **Tabel 2.1**, dijelaskan batasan – batasan ukuran dari golongan tanah.

**Tabel 2.1** Batasan – Batasan Ukuran Golongan Tanah

Nama golongan	Ukuran butiran (mm)			
	Kerikil	Pasir	Lanau	Lempung
Unified Soil Classification System (U.S. Army Corps of Engineers, U.S. Bureau of Reclamation)	76,2 – 4,75	4,75 – 0,075		Halus (yaitu lanau dan lempung) < 0,0075.

(Sumber : Das, B.M. 1995. *Mekanika Tanah Jilid 1*)

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-kohefif 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-kohefif dengan kadar air cukup tinggi dapat bersifat sebagai suatu cairan kental. Tarikan permukaan memberikan tanah non-kohefif suatu kohefif semu (*apparent cohesion*) yang disebut demikian karena kohefif 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 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).

### 2.1.2 Klasifikasi Pasir Berdasarkan *Unified* (U.S.C.S.)

Sistem klasifikasi tanah *Unified* dikembangkan di Amerika Serikat dan 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. 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 2.2** berikut.

**Tabel 2.2** Sistem Klasifikasi *Unified* untuk Pasir

Divisi utama	Simbol kelompok	Nama umum	Kriteria klasifikasi	
Tanah Berbutir Kasar Lebih dari 50% butirannya tertahan pada ayakan No. 200 <sup>+</sup> Pasir Lebih dari 50% fraksi kasar tertahan pada ayakan No. 4 Kerikil 50% atau lebih dari fraksi kasar tertahan pada ayakan No. 4 Pasir dengan butirannya halus Pasir dengan butirannya halus	Kerikil bersih (hanya kerikil)	GW	Kerikil bergradasi-baik dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butirannya halus	
		GP	Kerikil bergradasi-buruk dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butirannya halus	
	Kerikil dengan butirannya halus	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil-pasir-lanau	Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg yang digambar dalam daerah yang diarsir merupakan klasifikasi batas yang membutuhkan simbol ganda
		GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung	
	Pasir dengan butirannya halus	SW	Pasir bergradasi-baik, pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butirannya halus	Batas-batas Atterberg di atas garis A dengan $PI > 7$ $C_u = D_{60}/D_{10}$ Lebih besar dari 4 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3
		SP	Pasir bergradasi-buruk dan pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butirannya halus	
		SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau	Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg yang digambar dalam daerah yang diarsir merupakan klasifikasi batas yang membutuhkan simbol ganda
		SC	Pasir berlempung, campuran pasir - lempung	

(Sumber : Das, B.M. 1995. *Mekanika Tanah Jilid 1*)

### 2.1.3 Kecepatan Relatif Pasir

Kecepatan relatif (*relative compaction*) atau persen kepadatan tertentu dispesifikasikan sebagai nilai banding dari berat volume kering di pemodelan atau dilapangan dengan berat volume kering maksimum di laboratorium menurut percobaan standar, seperti percobaan standar proctor atau modifikasi proctor. Persamaan untuk Kecepatan relatif dapat dilihat pada **Persamaan 2.1**.

$$RC = \frac{\rho_{d\text{-field}}}{\rho_{d\text{-laboratory}}} \times 100\% . \quad \text{.....(2.1)}$$

Perlu diingat bahwa memadatkan tanah pada sisi basah optimum akan menghasilkan kuat geser tanah yang lebih rendah bila dibandingkan dengan kadar air pada sisi kering optimum. Oleh karena itu, selain nilai persentase kepadatan, rentang kadar air tanah pada tanah yang akan dipadatkan juga perlu diperhatikan.

Menurut Lee dan Singh (1971) terdapat hubungan antara kepadatan relatif dengan kerapatan relatif, sesuai **Persamaan 2.2** berikut;

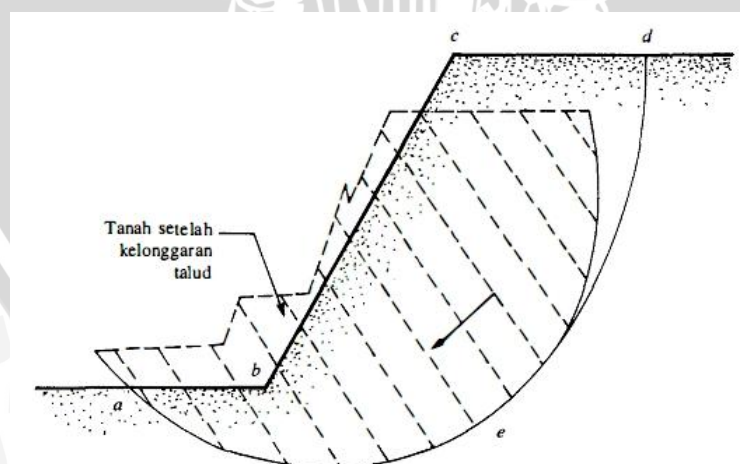
$$RC = 80 + 0,2 Dr \quad \text{.....(2.2)}$$

Dimana kerapatan relative umumnya dipakai untuk menunjukkan kerapatan dari tanah berbutir (*granular soil*) di lapangan. (*Das, B.M., 1995:36*)

## 2.2 Lereng

### 2.2.1 Pengertian Lereng

Suatu permukaan tanah yang miring dengan sudut tertentu terhadap bidang horizontal kita namakan sebagai lereng. Lereng ini dapat terjadi secara alamiah atau buatan. Bila permukaan tanah tidak datar, maka komponen berat tanah yang sejajar dengan kemiringan lereng akan menyebabkan tanah bergerak kearah bawah seperti **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 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*)

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. Sedangkan lereng terbatas 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.

### 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

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. Adapun jenis-jenis gerakan kelongsoran tanah yang biasanya terjadi (**Gambar 2.2**), yakni:

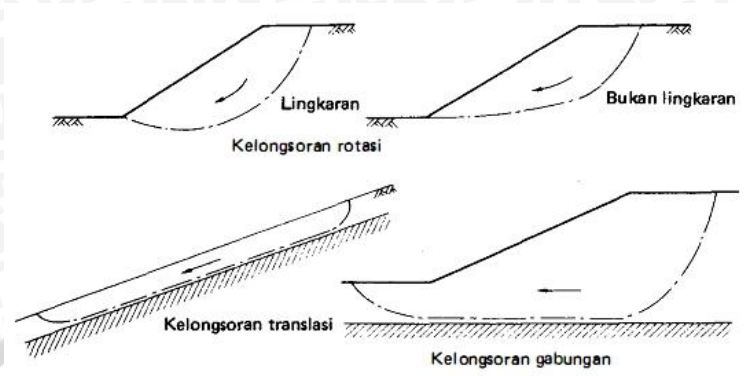
#### 1. Kelongsoran Transalasi

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*)

#### 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

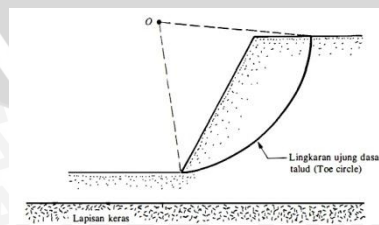


**Gambar 2.2** Tipe-tipe keruntuhan lereng

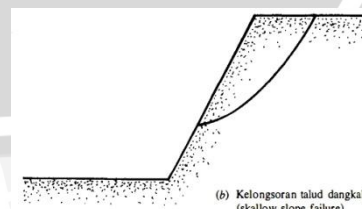
(Sumber: Craig, R.F.1989. *Mekanika Tanah edisi keempat*)

Jenis kelongsoran rotasi ini yang sering terjadi, yaitu:

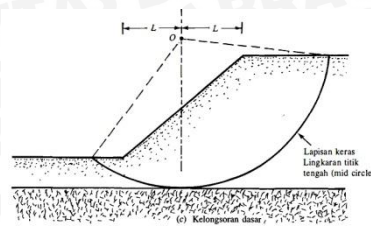
- (a) Lengkung kelongsoran dinamakan sebagai kelongsoran ujung kaki lereng (*toe slide*), bila bidang longsor tadi melalui ujung dasar lereng. Seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.3 (a)**.
- (b) Lengkung kelongsoran dinamakan sebagai kelongsoran lereng (*slope slide*) apabila bidang longsor tadi melalui bagian atas ujung dasar lereng. Seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.3 (b)**.
- (c) 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 2.3 (c)**.



(a) Toe Slide



(b) Slope slide



(c) Base Slide

**Gambar 2.3** 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 Geosintetik

Menurut ASTM D4439, geosintetik adalah suatu produk berbentuk lembaran yang terbuat dari bahan polimer lentur yang digunakan dengan tanah, batuan atau material geoteknik lainnya sebagai bagian yang tidak terpisahkan dari suatu pekerjaan, struktur atau sistem.

Penggunaan geosintetik telah berkembang di Indonesia mulai tahun 1980an. Berikut adalah beberapa jenis Geosintetik yang dapat kita temui beserta dengan fungsinya, yang dijelaskan pada **Tabel 2.3**.

**Tabel 2.3** Fungsi - fungsi bermacam jenis Geosintetik

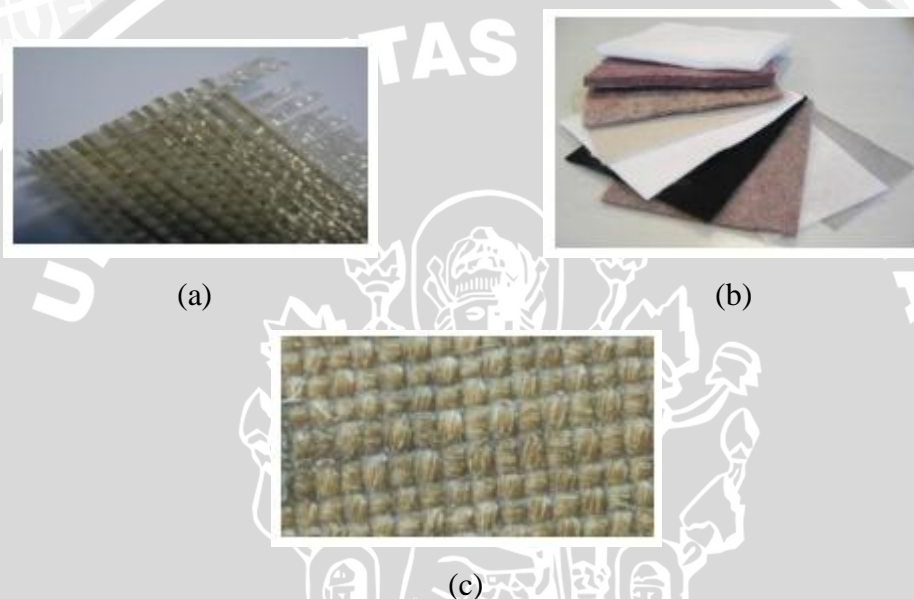
Jenis Geosintetik	Fungsi Utama					
	Separator	Perkuatan	Filter	Drainase	Penghalang	Proteksi
Geotekstil	√	√	√	√		√
Geogrid		√				
Geonet				√		
Geomembran					√	
Geosynthetic Clay Liner (GCL)					√	
Geopipa				√		
Geofoam	√					
Geokomposit	√	√	√	√	√	√

(Sumber : DPU. 2009. *Volume 1 Klasifikasi & Fungsi Geosintetik*)

### 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.

Menurut modul DPU volume 1 tentang klasifikasi dan fungsi Geosintetik, Geotekstil dikelompokan berdasarkan proses pembuatannya. Jenis geotekstil yang utama adalah teranyam atau *woven* (**Gambar 2.4(a)**), tak teranyam atau *non-woven* (**Gambar 2.4 (b)**) dan rajutan atau *knitted* (**Gambar 2.4(c)**).



**Gambar 2.4** Jenis Geotekstil berdasarkan proses pembuatannya (a) Geotekstil jenis teranyam (*woven*) (b) Geotekstil jenis tak teranyam (*non woven*) (c) Geotekstil jenis rajutan (*knitted*)

Pada penelitian yang akan dilakukan akan menggunakan perkuatan dengan geotekstil jenis teranyam atau *woven*. Dimana geotekstile ini dibuat seperti halnya pembuatan tekstil biasa. Hasil anyaman dari geotekstil *woven* menghasilkan sifat mekanis dalam 2 arah yang berbeda yaitu arah *warp* (serat yang searah dengan arah pembuatnya) dan *weft* (serat yang tegak lurus dengan arah pembuatnya)

### 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/yd<sup>2</sup>
- *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*).
- 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

Sesuai dengan Tabel 2.3, geotekstil memiliki 5 fungsi sesuai dengan penjelasan pada pedoman DPU volume 1 tentang Klasifikasi dan Fungsi Geosintetik, yaitu;

1. Separator : digunakan sebagai pemisah dua material yang tidak sejenis. Misalkan untuk memisahkan lapis pondasi jalan dengan tanah dasar yang lunak, sehingga integritas dan tebal rencana struktur jalan dapat dipertahankan.
2. Perkuatan : fungsi ini yang akan diterapkan pada penelitian yang akan dilakukan. Dimana dimanfaatkan untuk menahan tegangan atau deformasi pada struktur tanah. Contohnya untuk perkuatan lereng.
3. Filter : berfungsi untuk mengalirkan air dalam sistem drainase tanpa terjadi migrasi partikel tanah.
4. Drainase : digunakan untuk mengalirkan air dari dalam tanah. Misalnya sebagai drainase dibelakang abutmen.
5. Proteksi : sebagai lapisan yang digunakan untuk memperkecil tegangan lokal sehingga mengurangi kerusakan pada permukaan tersebut.

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.

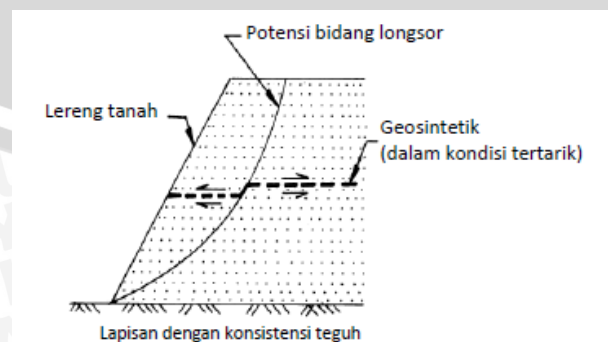
Pengaruh pemakaian geotekstil pada tanah antara lain:

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 membrane 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

### 2.3.5 Mekanisme Kerja Geotekstil pada Tanah

Geosintetik salah satunya berfungsi stabilisasi tanah untuk meningkatkan sifat mekanis massa tanah, meningkatkan faktor keamanan lereng dan menstabilkan lereng dengan kemiringan curam (kurang dari  $70^\circ$ ).

Lereng tanah yang diperkuat umumnya terdiri dari timbunan padat yang digabungkan dengan perkuatan geosintetik yang disusun 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. Mekanisme kerja geotekstil pada tanah dapat dilihat pada **Gambar 2.5**.



**Gambar 2.5** 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 geotekstillah 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*)

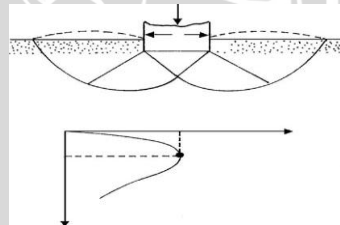
Tekanan yang bekerja di antara dasar pondasi dan tanah disebut tekanan sentuh (*contact pressure*). Tekanan sentuh penting dipertimbangkan untuk perancangan pondasi, karena dapat mempengaruhi distribusi momen dan tegangan geser pada pondasi dan juga untuk menghitung penurunan dari pondasi akibat penempatan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

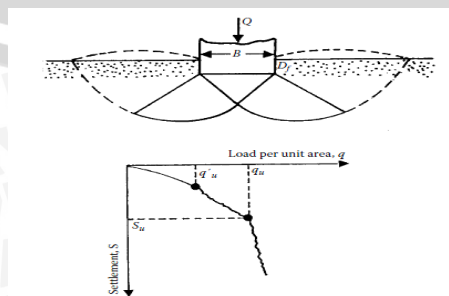
Pada **Gambar 2.6** terlihat tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir padat (*dense sand*) yang memiliki  $D_r > 67\%$



**Gambar 2.6** *General Shear Failure* (Sumber : Suroso dkk , 2007:30)

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

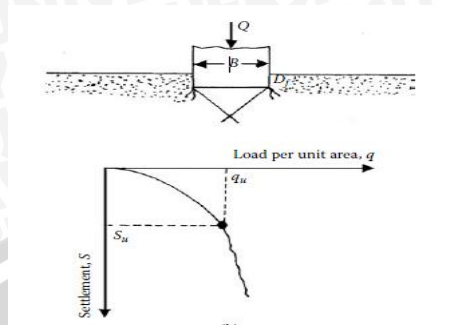
Pada **Gambar 2.7** terlihat tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir medium dense sand yaitu pasir dengan  $30\% < D_r < 67\%$



**Gambar 2.7** *Local Shear Failure* (Sumber : Suroso dkk , 2007:30)

### 3. Keruntuhan Penetrasi ( *Punching Shear Failure* )

Pada **Gambar 2.8** terlihat tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir lepas dengan  $D_r < 30\%$



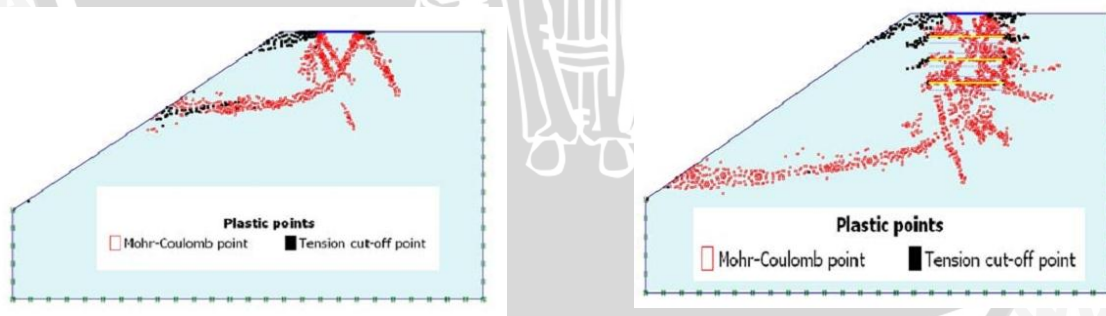
**Gambar 2.8** *Punching Shear Failure*

(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 dibawah pondasi pada lereng dengan perkuatan geotekstil

Berdasarkan hasil penelitian dari S. V. Anil Kumar dan K. Ilamparuthi yang berjudul *Response of Footing on Sand Slopes*, didapatkan model keruntuhan pada lereng seperti yang dapat dilihat pada **Gambar 2.9** ;



(a)

(b)

**Gambar 2.9** (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.

#### 2.4.4 Teori Penyalurang Panjang 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 bisa dilihat pada **Tabel 2.4** hasil perolehan daya dukung lereng pasir yang diperkuat dengan geotekstil;

**Tabel 2.4** Perbandingan daya dukung lereng dengan perkuatan geotekstil dan tanpa perkuatan pada kemiringan sudut lereng  $35^\circ$

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

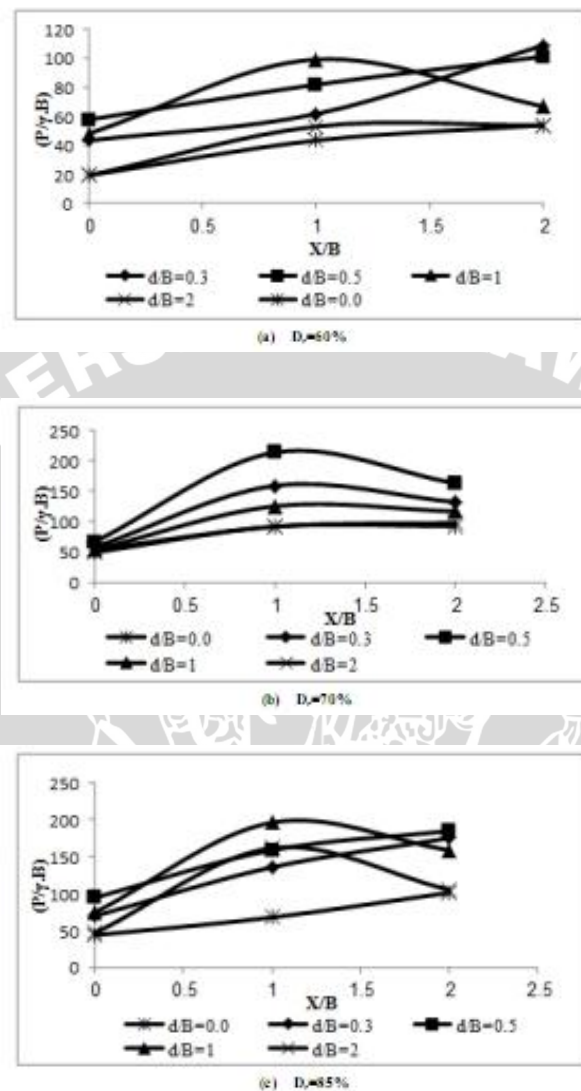
(Sumber : Anil Kumar dan Ilamparuthi, 2009)

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 penjagkaran geotekstil setelah bidang runtuh yang dipergunakan adalah sepanjang lebar pondasi. Berdasarkan pada penelitian ini, maka kami menentukan pemakaian panjang geotekstil diambil panjang paling maksimum dari setiap sampel yaitu sepanjang 5B. Dengan menggunakan nilai B (lebar pondasi) terbesar yaitu 8 cm, maka diperoleh nilai panjang geotekstil sebesar 40 cm.

#### 2.4.5 Teori Jarak antar Lapis Geotekstil

Berdasarkan hasil penelitian dari Enas B. Altahe, Mohd Raihan Taha, dan Fathi M.Abrabbo (2013) yang berjudul *Bearing capacity of Strip Footng on Sand Slopes*

*Reinforced with Geotextile and Soil Nails*, didapatkan hasil bahwa daya dukung maksimum terjadi pada saat jarak antar lapis geotekstil berada pada rentang 0.5B dan 1B. Hasil dari penelitian dapat dilihat pada **Gambar 2.10** berikut.



**Gambar 2.10** Grafik peningkatan daya dukung pada lereng pasir terhadap variasi jarak antar geotekstil

(Sumber : Enas B. Altahe, Mohd Raihan Taha, dan Fathi M. Abdrabbo, 2013)

Berdasarkan pada penelitian Enas B. Altahe, Mohd Raihan Taha, dan Fathi M. Abdrabbo (2013), maka digunakan jarak antar geotekstil sebesar 0,8 B karena lebih sesuai dengan kondisi pada penelitian kami. Dengan menggunakan nilai B (lebar pondasi) terkecil yaitu 4 cm. Sehingga diperoleh nilai jarak antar geotekstil sebesar 3,2 cm,

## 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), Mayerhof (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, yang dapat dilihat pada **Persamaan 2.3** ;

$$BCI = \frac{q}{q_0} \quad \dots (2.3)$$

Dimana,

BCI = *Improvement Bearing Capacity*

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

q<sub>0</sub> = daya dukung tanpa geotekstil

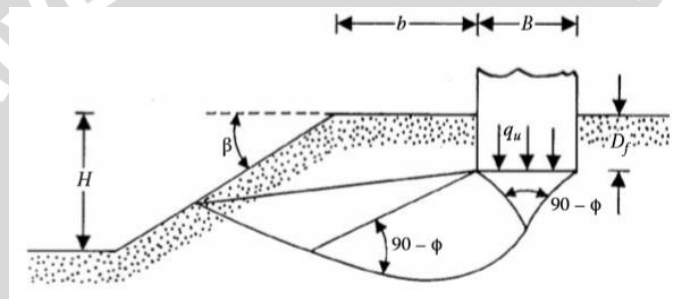


### 2.5.3 Daya Dukung Pondasi Dangkal di Atas Lereng Tanpa Perkuatan

#### 2.5.3.1 Solusi Mayerhof

Dalam teorinya Mayerhof menyarankan persamaan daya dukung dengan memperhatikan bentuk pondasi, kemiringan beban, dan kuat geser tanah di atas dasar pondasi. Apa yang disarankan oleh Mayerhof cukup bermanfaat untuk menjawab tantangan dalam permasalahan geoteknik saat ini, yaitu masalah penempatan pondasi yang berada dekat atau bahkan di atas sebuah lereng.

Pola keruntuhan pondasi pada lereng yang menurut Mayerhof dapat dilihat pada **Gambar 2.11** ;



**Gambar 2.11** 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 pada **Persamaan 2.4**.

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \quad \dots (2.4)$$

Untuk tanah pasir, Mayerhof menyatakan daya dukung pondasi menerus di atas lereng pada **Persamaan 2.5**.

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \quad \dots (2.5)$$

### 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 pada **Persamaan 2.6**.

... (2.6)

$$q_u = cN_c\lambda_{c\beta} + qN_q\lambda_{q\beta} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma\lambda_{\gamma\beta}$$

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Faktor-faktor daya dukung Hansen

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

$$q = \gamma D_f$$

Menurut Hansen, (ditunjukkan pada **Persamaan 2.7**)

$$\lambda_{q\beta} = \lambda_{\gamma\beta} = (1 - \tan\beta)^2 \quad \dots (2.7)$$

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

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

Pada kondisi  $\phi = 0$ , Vesic menyatakan nilai  $N_\gamma$  :

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

Selanjutnya, ia menyatakan pada kondisi  $\phi = 0$  dengan  $N_c = 5,14$  dan  $N_q = 1$  persamaan daya dukung menjadi seperti terlihat pada **Persamaan 2.8**.

$$q_u = (5,14 - 2\beta)c + \gamma D_f(1 - \tan\beta)^2 - \gamma\beta\sin\beta(1 - \tan\beta)^2 \quad \dots (2.8)$$

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

### 2.5.3.3 Solusi Gemperline (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 Mayerhof untuk tanah datar.

Persamaan Gemperline diperlihatkan pada **Persamaan 2.9**.

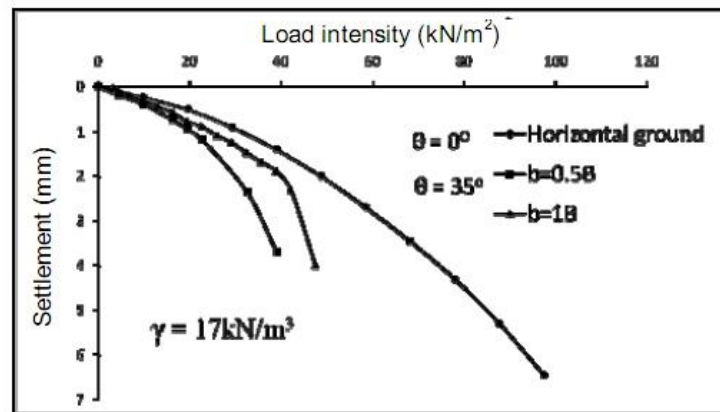
$$N_{\gamma q} = f_{\phi} \times f_B \times f_{D/B} \times f_{B/L} \times f_{D/B, B/L} \times f_{\alpha, d/B} \times f_{\alpha, d/D, D/B} \times f_{\alpha, d/B, B/L} \dots (2.9)$$

Dengan :

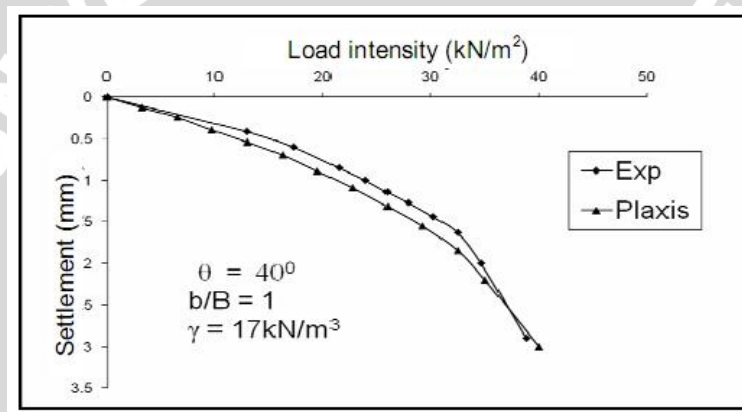
$\phi$	= sudut geser dalam tanah ( $^{\circ}$ )
$\alpha$	= sudut kemiringan lereng ( $^{\circ}$ )
B	= lebar pondasi (inchi)
D	= kedalaman pondasi (inchi)
L	= panjang pondasi (inchi)
d	= jarak pondasi ke puncak lereng (inchi)
$f_{\phi}$	= $10^{(0,1159\phi - 2,386)}$
$f_B$	= $10^{(0,34 - 0,2 \log B)}$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

## 2.6 Pengaruh Kemiringan Sudut Lereng terhadap Daya Dukung Pondasi di Dekat Lereng

Berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh SV Anil kumar and K. Ilamparuthi (2009), yang memperoleh hasil semakin besar kemiringan lereng daya dukung tanah lereng di bawah pondasi akan semakin menurun. Pada tanah datar  $\alpha = 0^{\circ}$  diperoleh hasil daya dukung sebesar  $65 \text{ kN/m}^2$ , dan untuk tanah lereng  $\alpha = 30^{\circ}$  diperoleh nilai daya dukung sebesar  $35 \text{ kN/m}^2$ . Kedua hasil tersebut diperoleh dari metode eksperimen. Sedangkan untuk tanah lereng dengan sudut  $\alpha = 40^{\circ}$  dengan nilai daya dukung sebesar  $29 \text{ kN/m}^2$ , diperoleh dari metode analitik menggunakan *finite element analysis (FE)*. Untuk kondisi tanah lereng rasio jarak pondasi ke tepi lereng dengan lebar pondasi yang digunakan adalah sebesar satu ( $d/B=1$ ). Perbandingan daya dukung dan penurunan pada penelitian ini, ditampilkam pada **Gambar 2.12** dan **Gambar 2.13**.



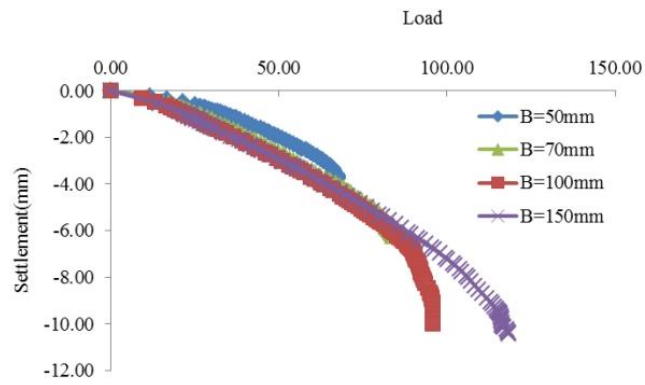
**Gambar 2.12** Perbandingan daya dukung dan penurunan pada tanah dan lereng 30°  
(Sumber : Anil Kumar dan Ilamparuthi, 2009)



**Gambar 2.13** Perbandingan daya dukung dan penurunan pada lereng 40° dengan metode eksperimen dan analisis FE  
(Sumber : Anil Kumar dan Ilamparuthi, 2009)

### 2.7 Pengaruh Lebar Pondasi terhadap Daya Dukung Pondasi di Dekat Lereng

Penelitian yang dilakukan oleh Mohd Raihan Taha dan Enas B. Altalhe (2013), tentang daya dukung pondasi menerus pada lereng tanah pasir dengan variasi lebar pondasi 50 mm, 70mm, 100mm, dan 150 mm, meneliti tentang bagaimana pengaruh lebar pondasi terhadap peningkatan beban yang mapu ditahan oleh tanah lereng. Mereka menyatakan bahwa untuk mendapatkan nilai optimum dari variasi lebar pondasi (B), maka faktor yang paling diperhatikan adalah perkuatannya. Dari hasil eksperimen yang dilakukan diperoleh hasil semakin lebar pondasi maka nilai beban runtuh semakin besar. Untuk beban runtuh maksimal terjadi pada pondasi dengan lebar 150 mm. data hasil peneltian ditunjukkan pada **Gambar 2.14** berikut.



**Gambar 2.14** Peningkatan beban pada tanah lereng dengan variasi lebar pondasi  
 (Sumber : Mohd Raihan Taha dan Enas B. Altalhe, 2013)

