

BAB III

LANDASAN TEORI

III.1 Tanah

III.1.1. Tanah Secara Umum

Tanah memiliki peranan yang sangat penting pada suatu pekerjaan konstruksi. Hal ini disebabkan fungsi tanah sebagai pendukung beban bangunan yang ada di atasnya. Mengingat pentingnya tanah, maka perlu diuraikan pengertian – pengertian mengenai tanah itu sendiri.

Secara umum tanah didefinisikan sebagai butiran – butiran mineral padat yang tidak tersementasi yang dimungkinkan bercampur dengan bahan – bahan organik dan zat cair, serta udara yang mengisi ruangan kosong diantaranya. Sifat – sifat dan lapisan tanah dalam suatu konstruksi, investigasi / penyelidikan tanah dilakukan melalui berbagai macam metode atau tes yang dilakukan di laboratorium maupun pengujian langsung di lapangan.

Pengujian di laboratorium dipakai metode Triaxial Test sedangkan untuk pengujian lapangan melalui pemboran (Boring) ke dalam tanah guna mengambil sampel tanah.

Tanah memiliki sifat – sifat yang beraneka ragam sehingga perlu diklasifikasikan. Untuk menentukan dan mengklasifikasikan tanah

diperlukan suatu pengamatan di lapangan dan kemudian dilakukan percobaan – percobaan, untuk memperoleh hasil yang obyektif. Tanah secara sepiintas dapat dibagi menjadi tanah berbutir halus dan berbutir kasar berdasarkan hasil analisis mekanis. Sistem klasifikasi tanah yang dipakai adalah sistim klasifikasi **AASHTO** dan **UNIFIED**.

1. Sistem klasifikasi AASHTO

Sistem klasifikasi tanah ini mengklasifikasikan tanah menjadi tujuh kelompok besar, yaitu A – 1 sampai dengan A – 7. Untuk kelompok A – 1, A – 2 dan A – 3 adalah tanah dimana butirannya 35 % atau kurang dari jumlah butiran tanah tersebut lolos ayakan no. 200. Sedangkan untuk klasifikasi A – 4 , A – 5, A – 6 dan A – 7 adalah tanah dimana butirannya lebih dari 35 % lolos dari ayakan no.200.

2. Sistem klasifikasi UNIFIED

Sistem klasifikasi UNIFIED dibuat oleh Cassagrande tahun 1942, sistem ini mengelompokkan tanah menjadi dua kelompok besar yaitu :

a. Tanah berbutir kasar (Coarse – Grained Soil)

Adalah suatu kelompok tanah dimana kurang dari 50 % berat total sampel tanahnya lolos ayakan No. 200. Simbol kelompok ini diawali huruf G atau S dimana G adalah kerikil (gravel) dan S adalah pasir (sand) atau tanah berpasir.

b. Tanah berbutir halus (Fined – Grained Soil)

Adalah suatu kelompok tanah dimana lebih dari 50 % berat total sampel tanah lolos ayakan No. 200. Simbol dimulai dengan huruf

M untuk lanau (Silt) anorganik, C untuk lempung (Clay) anorganik, O untuk lanau organik dan lempung, simbol PT untuk tanah gambut (Peat) dan tanah lain dalam kadar organik yang tinggi

Klasifikasi umum	Material granular (<35 % lolos saringan no.200)						Tanah – tanah lanau – lempung (>35 % lolos saringan no. 200)						
	A – 1		A – 3	A – 2		A – 4	A – 5	A – 6	A – 7				
Klasifikasi kelompok	A-1-a	A-1-b		A-2-6	A-2-5					A-2-6	A-2-7	A-7-5	A-7-6
Analisis saringan (% lolos) 2,00 mm (no. 10) 0,425 mm (no. 40) 0,075 mm (no. 200)	50 mak	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	30 mak	50 mak	51 min	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	15 mak	25 mak	10 mak	35 mak	35 mak	35 mak	35 mak	36 min	36 min	36 min	36 min	36 min	36 min
Sifat fraksi lolos saringan no. 40													
Batas cair (LL)				40 mak	41 min	40 mak	41 min	40 mak	41 min	40 mak	41 min	40 mak	41 min
Indeks plastis (PI)		6 mak	np	10 mak	10 mak	11 min	11 min	10 mak	10 mak	11 min	11 min	10 mak	11 min
Indeks kelompok (GI)		0	0	0		4 maks		8 maks	12 mak	16 mak	20 mak		
Tipe material yang pokok pada umumnya	pecahan batu, kerikil dan pasir		pasir halus	kerikil berlanau atau berlempung dan pasir				tanah berlanau		tanah berlempung			
Penilaian umum sebagai tanah dasar	sangat baik sampai baik						sedang sampai buruk						

Catatan :Kelompok A-7 dibagi atas A-7-5 dan A-7-6, bergantung pada batas plastisnya (PL).
 Untuk PL > 30, klasifikasinya A –7-5;
 Untuk PL < 30, klasifikasinya A-7-6.
 np = non plastis.

Gambar 3.1. Sistem klasifikasi tanah AASHTO

III.1.2. Tanah Berbutir Halus

Tanah berbutir halus seperti lempung (Clay) memiliki sifat kohesif. Sifat kohesif adalah sifat tarik menarik antara partikel dan butiran didalam tanah dimana nilai kohesi dapat dicari melalui percobaan di laboratorium.

Sifat tanah kohesif antara lain :

1. Kuat geser rendah akan berkurang jika kadar air bertambah.
2. Kembang susut yang tinggi.
3. Volume akan bertambah dengan bertambahnya waktu akibat beban yang konstan.
4. “ Impermeabelity “ (sulit untuk meloloskan air)

Kuat geser tanah merupakan komponen dari sifat tanah termasuk tanah lempung. Kuat geser tanah didefinisikan sebagai perlawanan internal tanah terhadap keruntuhan sepanjang bidang geser tanah, harga parameter kuat geser dapat diketahui melalui uji Triaxial pada percobaan di laboratorium.

Plastisitas merupakan sifat dari tanah lempung, plastisitas adalah kemampuan lekat antar butir – butir tanah. Untuk menyatakan plastisitas tanah kohesif diperlukan kedudukan fisik tanah tersebut pada kedudukan tertentu. Kedudukan fisik tanah pada kadar air tertentu disebut konsistensi. Konsistensi dapat dinyatakan dengan batas – batas Atteberg 1911. Batas – batas Atteberg antara lain :

1. Batas Cair (W_L)

Adalah nilai kadar air tanah pada batas antara keadaan cair dan plastis. Jika kadar air tanah dikurangi, butiran – butiran akan saling mendekat satu sama lainnya sehingga tercapai batas plastis.

2. Batas Plastis (W_P)

Adalah keadaan air tanah pada kedudukan antara plastis dan semi padat. Pada pengurangan air selanjutnya, saat butiran – butiran tidak dapat mendekat lagi tanah menjadi retak – retak. Kadar air pada kondisi itu dikenal sebagai batas susut, pada kedudukan ini pengurangan kadar air tidak mengakibatkan perubahan volume tanah.

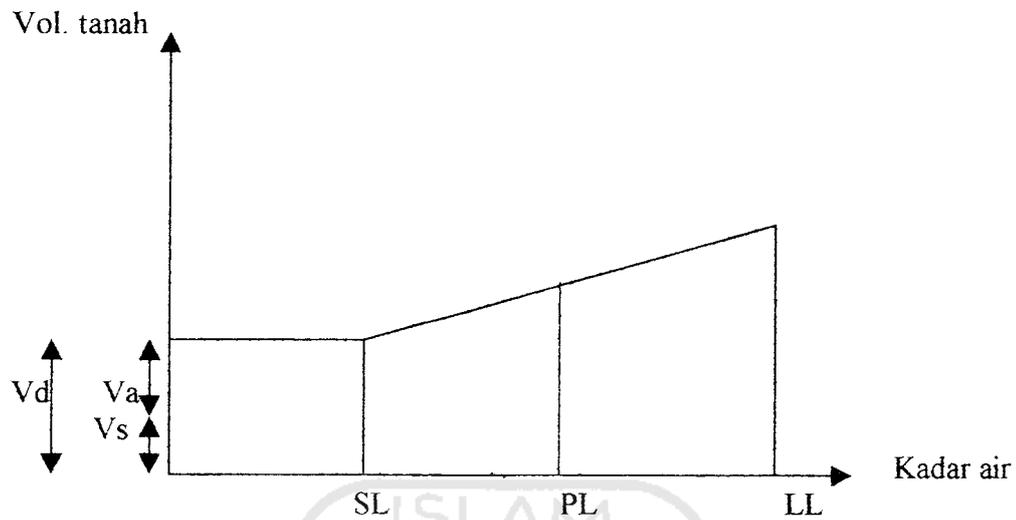
3. Batas Susut (W_s) / Shrinkage Limit

Adalah kadar air yang didefinisikan untuk derajat kejenuhan sama dengan 100 %.

4. Batas Lengket / Sticky Limit

Adalah kadar air suatu tanah yang hilang sifat adhesinya dan tidak dapat lagi lengket pada objek – objek lainnya seperti jari atau permukaan yang halus dari logam.

Dengan adanya sifat khas tanah lempung sebagai jenis tanah berbutir halus ini, tentu saja akan berpengaruh pada daya dukung tanah lempung itu sendiri.



Gambar 3.3 grafik Atterberg

III.1.3. Daya Dukung Tanah

Kegagalan suatu pekerjaan pondasi dapat terjadi karena dua macam perilaku struktur pondasi. Pertama seluruh pondasi atau sebagian elemennya akan masuk terus ke dalam tanah karena tanah tidak mampu menahan beban tanpa mengalami keruntuhan. Kedua tanah pendukung tidak runtuh tetapi penurunan bangunan sangat besar atau tidak sama sehingga struktur atas retak dan rusak.

Kegagalan pertama berhubungan dengan kekuatan tanah pendukung yang disebut kegagalan daya dukung tanah (Bearing Capacity Failure). Kegagalan kedua berhubungan dengan karakteristik deformasi tekanan tanah dan batuan yang disebut sebagai penurunan yang berlebihan (Dectrimental Settlement). Kedua kegagalan ini sebenarnya berhubungan,

sehingga dapat disimpulkan betapa pentingnya memperhitungkan daya dukung tanah dalam perencanaan pondasi.

Daya dukung vertikal yang diijinkan adalah gaya vertikal yang bekerja pada dasar pondasi, dan tidak boleh melebihi daya dukung (bearing capacity) tanah pondasi yang diijinkan

Daya dukung tanah pondasi dapat dihitung sebagai berikut :

$$Q_a = Q_u / n \quad (3.1.)$$

Q_a = Daya dukung tanah pondasi

Q_u = Daya dukung ultimit pondasi, dihitung berdasarkan formula daya dukung pondasi, misalnya dengan cara Terzaghi.

n = Faktor keamanan, dengan nilai n sama dengan 3 untuk beban normal.

Daya dukung batas (Ultimate) dengan cara menerapkan nilai eksentrisitas dan kemiringan bangunan, selain ukuran bangunan perhitungan daya dukung dapat juga dengan cara menaksir apabila nilai tangen sudut kemiringan beban yang bekerja pada pondasi (gaya mendatar dan vertikal) kurang dari 0,1 dan fungsi bangunannya tidak begitu penting.

Jenis-jenis tanah pondasi		Biasa (t/m ²)	Bila ada gempa (t/m ²)	Harga rata-rata		Keterangan
				Harga <i>N</i>	Kekuatan geser unconfined (kg/cm ²)	
Tanah keras	Batu homogen yang keras	100	150	—	Lebih besar dari 100	
	Batu keras mudah retak	60	90	—	Lebih besar dari 100	
	Batu lunak, batu lumpur	30	45	—	Lebih besar dari 10	
Lapisan kerikil	Tidak lepas	60	90	—	—	
	Lepas	30	45	—	—	
Tanah pondasi berpasir	Lepas Sedang	30	45	30–50	—	Bila harga <i>N</i> akibat Standard Penetration Test (SPT) lebih kecil dari 15, tanah pondasi tidak sesuai untuk suatu konstruksi bangunan.
		20	30	15–30	—	
Tanah pondasi kohesif	Sangat keras	20	30	15–30	2,0–4,0	
	Keras	10	15	8–15	1,0–2,0	
	Sedang	5	7,5	4–8	0,5–1,0	

Gambar 3.4 Kriteria daya dukung yang diizinkan

III.1.4. Kapasitas Daya Dukung Pondasi Dangkal

III.1.4.1. Umum

Dalam ilmu teknik pondasi nilai daya dukung tanah sangat menentukan didalam perencanaan pondasi. Beberapa cara dalam menghitung daya dukung pondasi dangkal. Salah satu perintis didalam menelaah permasalahan ini dilaksanakan oleh Terzaghi (1943) selain Meyerhof (1953) dan Hansen (1970).

III.1.4.2. Kapasitas Daya Dukung Terzaghi

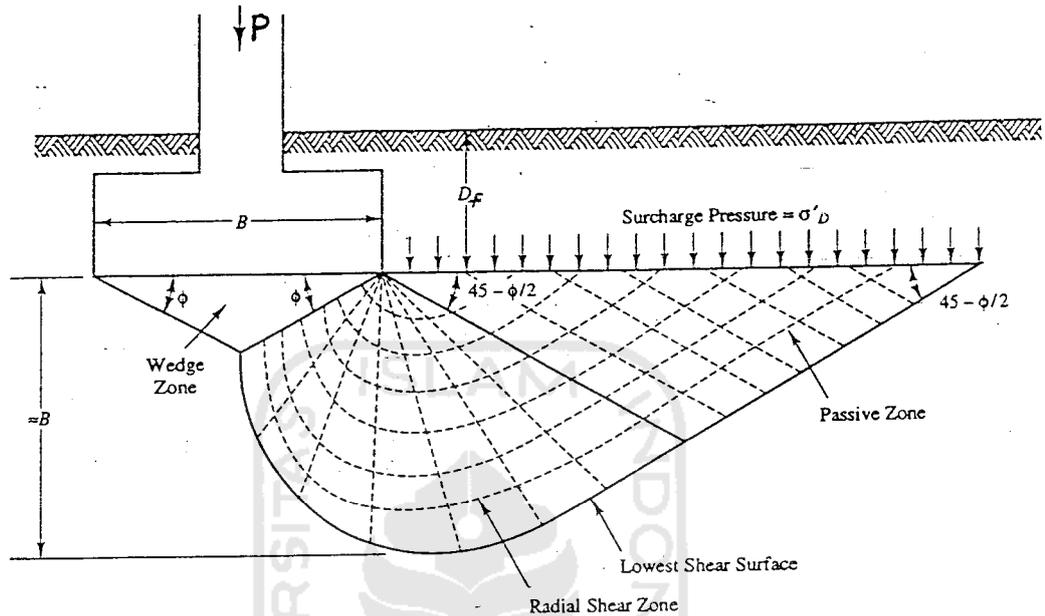
Anggapan dasar teori ini adalah :

- a. Tahanan geser tanah diatas bidang horizontal yang melewati dasar pondasi dihilangkan.

- b. Tahanan geser tanah diatas bidang horizontal itu diganti dengan

$$q = \gamma \cdot D$$

- c. Distribusi tegangan dibawah pondasi dibagi menjadi 3 bagian



Gambar 3.5. Distribusi tegangan dibawah pondasi

- d. Tanah dianggap **homogen** dan **isotropik**, kekuatan gesernya dengan persamaan coulomb. (Sumber : Rekayasa Fundasi II Fundasi Dangkal dan Dalam penerbit Universitas Gunadarma Jakarta)

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad (3.2.)$$

- e. Dasar alas pondasi dianggap menerus dan kasar, diselesaikan dengan sistem dua dimensi.
- f. Zona elastis dibatasi oleh bidang lurus bersudut $\beta = \phi$ dengan horizontal, sedangkan zona plastis dimobilisasikan

Menurut Terzaghi suatu pondasi dangkal ditentukan dari $D_f \leq B$, $D_f =$ kedalaman pondasi dari pangkal tanah, B adalah lebar pondasi.

Dari gambar distribusi tegangan diatas dapat dilihat bahwa beban yang bekerja pada tanah mengakibatkan tegangan yang terjadi dapat dibagi menjadi 3 bagian / zone :

1. Zone I

Zone I merupakan zone yang berada langsung dibagian bawah pondasi, bagian ini dicegah agar tidak bergerak lateral oleh gaya friksi dan adhesi antara tanah dan dasar pondasi.

2. Zone II

Disebut sebagai zone geser radial, karena pada zone ini terbentuk dari gaya geser – gaya geser radial dimana ujung dasar pondasi merupakan titik pusatnya.

3. Zone III

Disebut sebagai zone geser linear, yang mengakibatkan tegangan geser diatas bidang horizontal tidak ada dan diganti dengan beban sebesar $q = \gamma \cdot Df$

Maka setelah melalui proses penelitian berdasarkan pembagian daerah distribusi tegangan pada tanah, Terzaghi menyimpulkan besarnya daya dukung tanah akibat pembebanan pondasi adalah sebagai berikut :

$$Q_{ult} = C \cdot N_c + \gamma \cdot Df \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (3.3.)$$

Persamaan diatas berlaku untuk pondasi menerus (Continuous footing), sedangkan untuk bentuk pondasi lainnya adalah :

Tabel 3.1. Daya Dukung Terzaghi

TIPE PONDASI	KAPASITAS DAYA DUKUNG
Menerus	$Q_{ult} = C.N_c + q.N_q + 0,5.B.\gamma.N_\gamma$
Bujur Sangkar	$Q_{ult} = 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,4.B.\gamma.N_\gamma$
Lingkaran	$Q_{ult} = 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,3.B.\gamma.N_\gamma$

Dimana : $q = \gamma \cdot D_f$

N_c, N_q dan N_γ adalah faktor – faktor daya dukung Terzaghi.

Untuk menentukan besarnya faktor – faktor daya dukung Terzaghi dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 3.2. Faktor Kapasitas Daya Dukung Terzaghi

Sudut geser (ϕ)	N_c	N_q	N_γ
0	5,7	1,0	10,8
5	7,3	1,6	0,5
10	9,6	2,7	1,2
15	12,9	4,4	2,5
20	17,7	7,4	5,0
25	25,1	12,7	9,7
30	37,2	22,5	19,7
34	52,6	36,5	35,0
35	57,8	41,4	42,4
40	95,7	81,3	100,4
45	172,3	173,3	297,5
48	258,3	287,9	780,1
50	347,5	415,1	1153,2

III.1.4.3. Kapasitas Daya Dukung Meyerhof

Analisis daya dukung Meyerhof merupakan pengembangan dari analisis daya dukung Terzaghi yang telah diuraikan diatas. Terzaghi hanya memperhitungkan faktor bentuk pondasi dan sifat tanahnya saja, sedangkan Meyerhof menambah beberapa faktor lain yaitu faktor kedalaman pondasi dan faktor pembebanan.

III.1.4.4. Kapasitas Daya Dukung Hansen

Hansen berusaha menyempurnakan analisa daya dukung Terzaghi dan Meyerhof. Faktor yang diperhitungkan adalah pengaruh permukaan tanah (Ground Factors) dan pengaruh inklinasi dasar pondasi (Base Factors).

Penyempurnaan dengan mempertimbangkan bentuk pondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah diatas dasar pondasi menjadi :

$$Q_{ult} = S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot C \cdot N_c + S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot P_o \cdot N_q + S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot 0,5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

(3.5.)

Dengan :

Q_{ult} = Daya Dukung Tanah Ultimit (kN/m^2)

N_c, N_q, N_γ = Faktor daya dukung pondasi

d_c, d_q, d_γ = Faktor bentuk pondasi

s_c, s_q, s_γ = Faktor kedalaman pondasi

- i_c, i_q, i_γ = Faktor kemiringan pondasi
 B' = Lebar efektif pondasi (m)
 P_o = $D_f \cdot \gamma$ = tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m^2)
 D_f = Kedalaman pondasi (m)
 γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

Nilai – nilai faktor daya dukung, faktor bentuk, faktor kedalaman dan faktor kemiringan beban yang diberikan oleh Hansen adalah sebagai berikut :

$$N_q = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) e^{(\pi \tan \phi)}$$

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

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

Sementara faktor – faktor bentuk pondasi untuk pondasi empat persegi panjang :

$$S_c = 1 + 0,2 B/L$$

$$S_q = 1 + 0,2 B/L, \text{ jika } \phi = 0, S_q = 1$$

$$S_\gamma = 1 + 0,4 B/L$$

Faktor – faktor kedalaman pondasi :

$$d_q = 1 + 2(D_f/B) \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$$

$$d_c = d_q - \{ (1 - d_q) / (N_q \tan \phi / 2) \}$$

Untuk : $\phi = 0$, $d_c = 1 + 0,4 (D_f / B)$ dan $d_\gamma = 1$

Faktor - faktor ke miringan beban :

$$i_c = i_q - \{ (1 - i_q) / (N_q - 1) \}$$

$$i_q = 1 - [1 - \{ Ph / (P_v + A c \cotg \phi) \}]$$

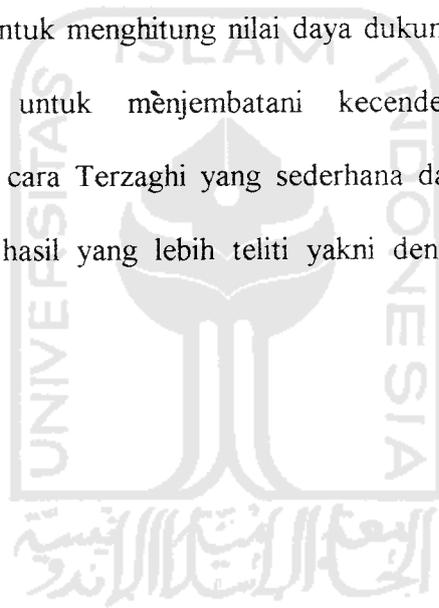
$$i_\gamma = i_q^2$$

Dimana : Ph = Komponen gaya horizontal (kN)

P_v = Komponen gaya vertikal (kN)

A = Luas dasar pondasi efektif (m^2)

Dalam tugas akhir ini, kami hanya menggunakan cara Terzaghi dan Hansen saja untuk menghitung nilai daya dukung pondasi rakit. Hal ini dimaksudkan untuk menjembatani kecenderungan orang untuk menggunakan cara Terzaghi yang sederhana dan keinginan kita untuk mendapatkan hasil yang lebih teliti yakni dengan menggunakan cara Hansen.



Tabel 3.3. Nilai – Nilai Faktor Daya Dukung Hansen

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,0
5	6,48	1,57	0,09
10	8,34	2,47	0,47
15	10,97	3,94	1,42
20	14,83	6,40	3,54
25	20,72	10,66	8,11
30	30,14	18,40	18,08
35	46,13	33,29	40,69
40	75,32	64,18	95,41
45	133,89	134,85	240,85
50	266,89	318,966	681,84

III.2. Pondasi

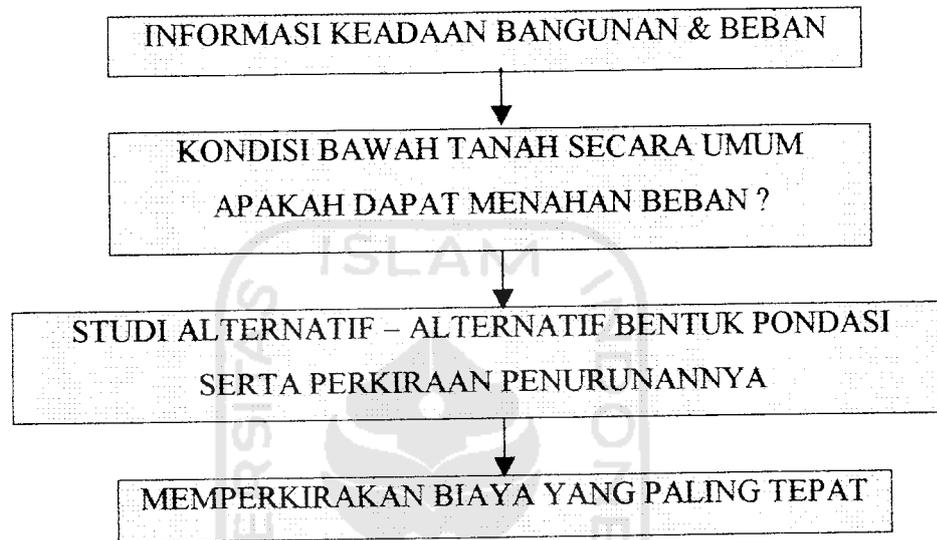
Tipe dan bentuk pondasi yang paling cocok untuk suatu bangunan bergantung pada beberapa faktor antara lain :

1. Fungsi bangunan
2. Beban yang harus dipikul
3. Kondisi permukaan
4. Biaya

Faktor – faktor diatas saling mempengaruhi didalam pemilihan tipe dan bentuk pondasi yang akan kita pakai, sehingga dituntut kejelian dalam memusatkan perhatian untuk membentuk pondasi yang paling cocok. Disini diperlukan pengalaman dalam mempersempit pilihan

dengan beberapa alternatif yang sesuai untuk kondisi tanah dan fungsi bangunan dari segi ekonomisnya sebelum membuat keputusan akhir

Prosedur Pemilihan Jenis Pondasi



III.2.1 Pondasi Rakit

Pondasi rakit (Raft foundation) didefinisikan sebagai pelat beton yang digunakan untuk mempersatukan satu atau lebih kolom dalam beberapa baris (lajur) (Bowles, 1986, I)

Pondasi rakit adalah jenis pondasi dangkal (shallow foundation) merupakan pondasi tapak terdiri dari pelat beton bertulang yang mendukung kolom – kolom dan dinding – dinding struktur serta mendistribusikan beban ke tanah dibawahnya.

Pondasi rakit dipergunakan pada kondisi :

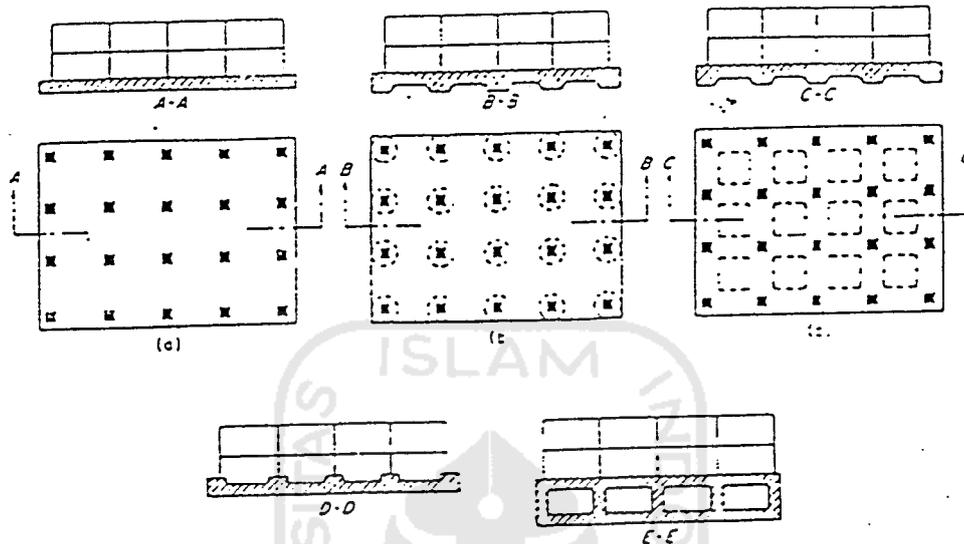
1. Tanah memiliki daya dukung yang kurang baik. Dengan menggabungkan kolom – kolom pondasi dalam suatu pelat yang besar maka tekanan diatas tanah dapat dikurangi sehingga daya dukung tanah dapat ditingkatkan.
2. Distribusi pembebanan yang tidak merata. Pada kasus ini pelat berperilaku seperti jembatan diatas tanah yang memiliki distribusi pembebanan yang tidak merata itu, sehingga penurunan tanah (settlement) dapat dikurangi.
3. Gaya tekan hidrostatik yang besar bekerja pada pondasi. Dengan mengkombinasikan kolom – kolom pondasi pada suatu pelat yang besar, maka pondasi rakit akan memiliki luasan yang lebih besar sehingga gaya tekan hidrostatik dapat diantisipasi.
4. Luas total pondasi mencapai setengah luas bangunan. Pada kasus ini pondasi rakit lebih ekonomis dibandingkan pondasi telapak tunggal.

Untuk pondasi rakit daya dukung dan penurunan tanah dapat dihitung dengan prosedur yang sama dengan pondasi telapak biasa.

Pondasi rakit memiliki keuntungan untuk digunakan pada tanah yang memiliki daya dukung yang kurang baik. Pada tugas akhir ini diambil jenis tanah lempung yang memiliki daya dukung yang kurang baik, sehingga besarnya kontribusi perkuatan tanah dengan menggunakan lapisan geotekstil dapat dianalisis.

III.2.2. Jenis – Jenis Pondasi Rakit

Pondasi rakit memiliki beberapa jenis yang lazim dibuat.



Gambar 3.6 Jenis – jenis pondasi rakit. (a) pelat rata ; (b) pelat yang ditebalkan dibawah kolom; (c) balok & pelat; (d) pelat dengan kaki tiang; (e) pondasi rakit dengan ruangan bawah tanah sebagai bagian dari pondasi telapak (Sumber J.E.Bowles)

III.2.3. Distribusi Tekanan Pada Tanah

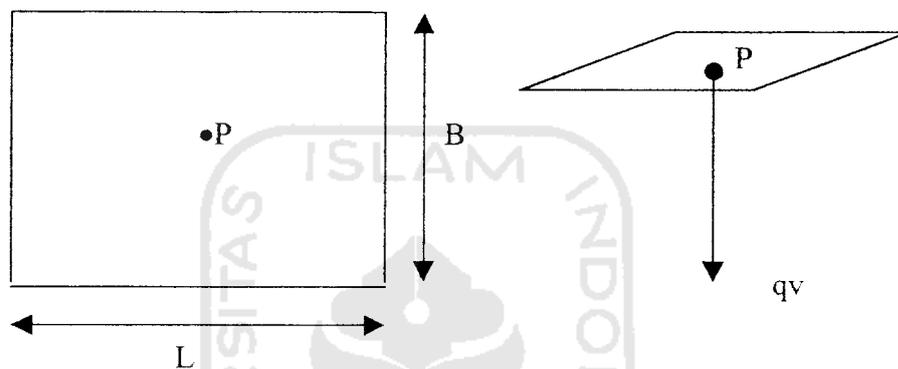
Tekanan pada tanah yang timbul akibat pembebanan struktur bangunan dapat dihitung dengan asumsi sebagai berikut :

- a. Tanah dasar elastis, isotropis, homogen dan tidak berbobot.
- b. Tanah dasar membentang luas kearah horizontal dan vertikal.

Dengan asumsi – asumsi seperti diatas maka distribusi tekanan tanah akibat pembebanan struktur bangunan dapat dihitung dengan beberapa metode :

1. Metode Fadum

Digunakan untuk analisis pondasi berbentuk segi empat panjang dan bujur sangkar dengan beban terbagi merata.



Gambar 3.7 distribusi tekanan dengan cara Fadum

Untuk menghitungnya pondasi terlebih dahulu dibagi menjadi beberapa bagian yang sama besar, untuk selanjutnya dapat dicari parameter – parameter sebagai berikut :

$$m = L / Z$$

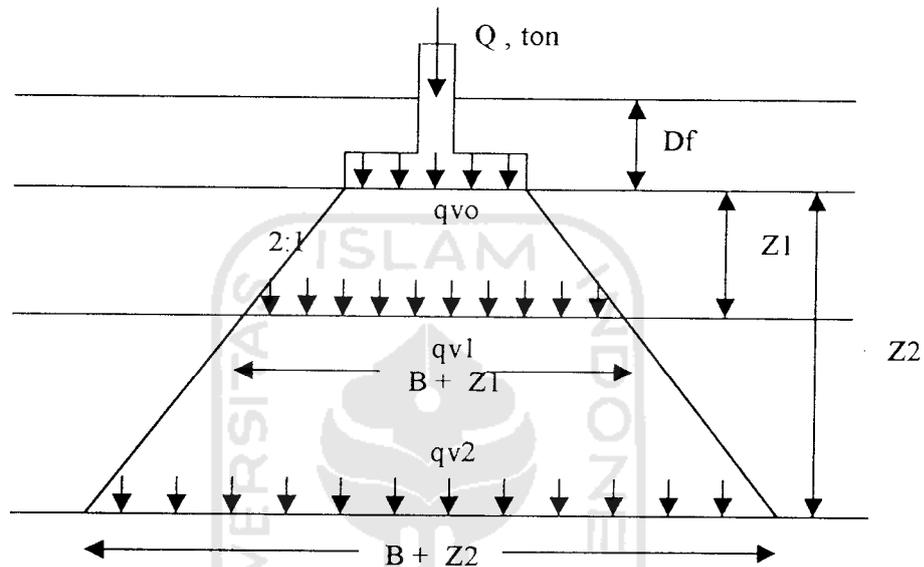
$$n = B / Z$$

$$I = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{(2+m^2+n^2) \cdot m \cdot n}{(1+m^2)(1+n^2)\sqrt{1+m^2+n^2}} + \frac{\pi}{180} \arctan \frac{m \cdot n}{\sqrt{1+m^2+n^2}} \right) \quad (3.6.)$$

$$\text{maka } q_v = I \cdot q \quad (3.7.)$$

2. Metode Pendekatan 2 : 1

Analisis cara pendekatan, tekanan pada suatu lapisan tanah diasumsikan akan diteruskan kebawah dengan kondisi beban tetap terbagi rata, makin kebawah permukaan semakin luas dan tekanan akan disebarkan dengan perbandingan 2 : 1.



Gambar3.8 Distribusi tekanan dengan cara pendekatan 2 : 1

Pada dasar pondasi (kedalaman D_f) dari permukaan tanah akan menderita tegangan sebesar :

$$q_{vo} = \frac{Q}{B \times L} \quad (\text{t/m}^2) \quad (3.8.)$$

Selanjutnya untuk kedalaman Z_1 , Z_2 dan seterusnya dengan cara pendekatan 2 : 1 diperoleh :

$$qv1 = \frac{Q}{(B + Z1)(L + Z1)} \quad (3.9.)$$

$$qv2 = \frac{Q}{(B + Z2)(L + Z2)} \quad (3.10.)$$

III.3. Geotekstil

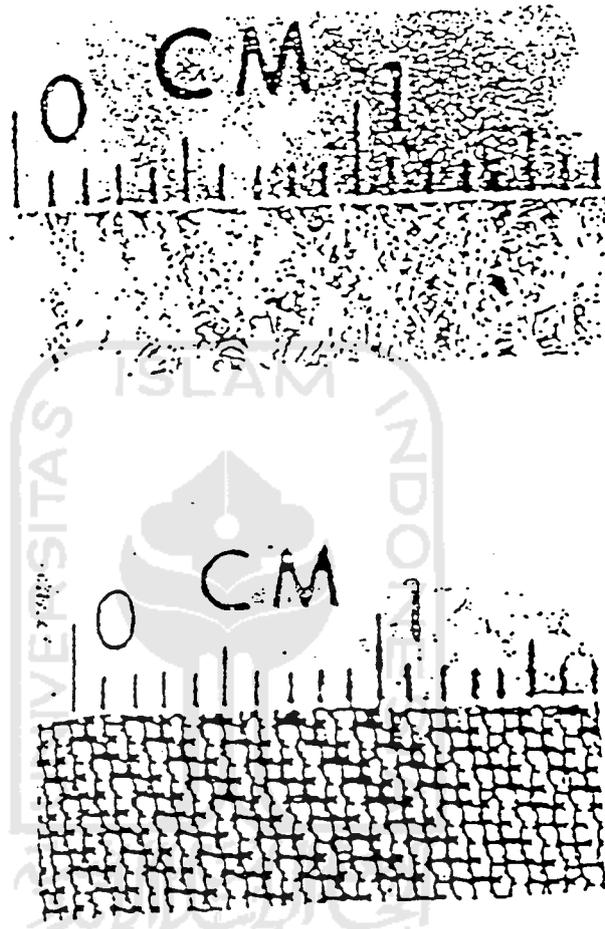
Geotekstil adalah suatu material geosintetik atau bahan yang berasal dari polymer sintetik seperti polypropilen, polyetilen, nylon, polyvynil clorida dan lain sebagainya. Proses pembuatan geotekstil terdiri dari dua tahap :

1. Membentuk / membuat elemen – elemen garis seperti filamen, serat (fiber) dan benang (Yarn) yang berasal dari bahan – bahan polymer seperti polypropylen dan polyetylen.
2. Elemen – elemen garis ini kemudian dikombinasikan menjadi suatu material bidang yang kemudian disebut kain / tenunan, melalui suatu proses pabrikasi yang memenuhi standar sesuai persyaratan yang telah ditentukan.

Dua tipe utama geotekstil secara konvensional adalah :

1. **Woven Geotekstil** yaitu suatu jenis geotekstil yang dibentuk dari dua elemen garis yang saling tegak lurus dimana keduanya dijalin atau dianyam menjadi suatu struktur bidang,

2. **Non Woven Geotekstil** adalah Geotekstil yang dibentuk dari elemen – elemen segaris (Filamen / serat – serat) yang diatur secara mekanis melalui suatu proses kimia dan pengontrolan suhu.



Gambar 3.9. Jenis – jenis Geotekstil

Selain itu geotekstil juga memiliki struktur yang lebih kasar dibandingkan dengan geotekstil itu sendiri. Produk – produk tersebut antara lain :

1. **Geogrid** adalah produk yang dibuat dengan proses memanasi dan menarik suatu serat polymer pada suatu arah atau lebih.

2. **Produk Alternatif Geogrid** adalah produk yang dibuat dari benang yang dikombinasikan dalam dua arah yang saling tegak lurus untuk membentuk suatu jaring.
3. **Geotekstil Rajutan (Knitted Geotextile)** adalah produk yang dibuat dengan merajut beberapa benang bersama – sama untuk membentuk suatu struktur bidang atau kain

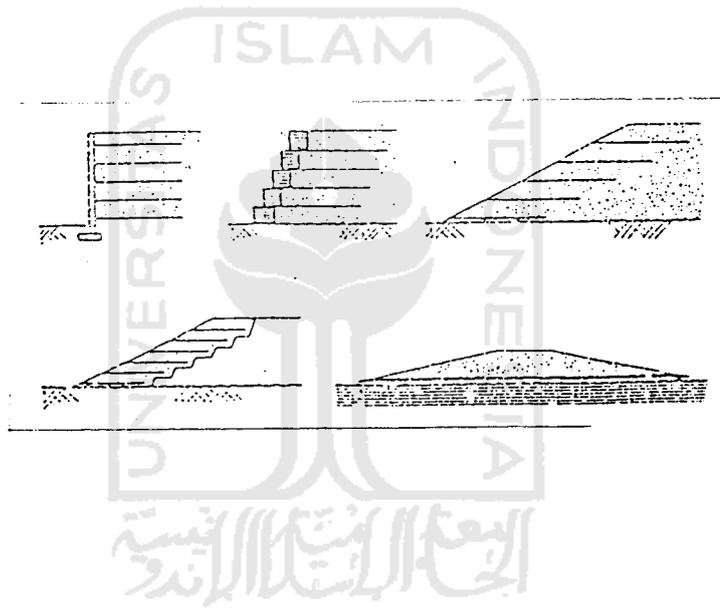
Geotekstil telah didesain sedemikian rupa sehingga mempunyai fungsi sesuai dengan kemampuannya fungsi – fungsi geotekstil antara lain adalah :

- a. Sebagai material perkuatan tanah (Soil Reinforcement)
- b. Sebagai lapisan pemisah (Separation)
- c. Sebagai lapisan penyaring (Filtration)
- d. Sebagai penyalur air (Drainage)
- e. Sebagai lapisan pelindung (Moisture Barrier)

III.3.1. Geotekstil Sebagai Material Perkuatan Tanah

Fungsi geotekstil sebagai perkuatan tanah dapat diilustrasikan sebagai interaksi komposit antara baja dan semen dalam sebuah campuran beton bertulang. Sebuah geotekstil memiliki kemampuan menahan tarik yang baik sehingga kemampuan ini dapat digunakan untuk memikul beban – beban yang dihasilkan oleh tanah tersebut, karena pada dasarnya tanah tidak mempunyai kemampuan untuk menahan gaya tarik tetapi mempunyai kemampuan gaya tekan yang baik.

Didalam penggunaannya geotekstil sebagai perkuatan tanah dapat diletakkan diantara tanah yang memiliki kemampuan daya dukung rendah dan sifatnya lunak (Soft soil) seperti lempung. Disinilah letak kelebihan geotekstil sebagai perkuatan tanah karena geotekstil memiliki kemampuan untuk menahan tarik sehingga mampu menahan gaya geser yang ditimbulkan oleh tanah. Selain itu geotekstil juga memiliki kemampuan meneruskan air dan tidak bersifat kedap air



Gambar 3.10 Geotekstil sebagai perkuatan tanah

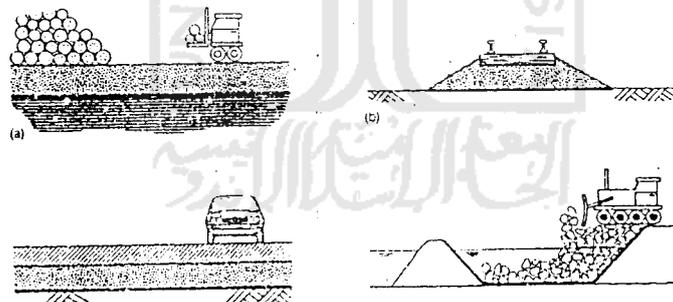
III.3.2. Geotekstil Sebagai Lapisan Pemisah

Pemisahan ini untuk mencegah pencampuran antara tanah yang baik dengan yang jelek. Namun yang perlu ditekankan adalah geotekstil

sebagai pemisah antara dua partikel tanah yang berbeda, tidak berarti mencegah air mengalir.

Syarat penting geotekstil sebagai pemisah adalah kemampuannya untuk menahan tarik secara terus menerus. Fungsi tetap geotekstil adalah memisahkan antara tanah jelek, dan fungsi tidak tetap adalah menahan daya dukung secara berkala, contohnya adalah pemakaian geotekstil sebagai perkuatan badan jalan.

Syarat –syarat geotekstil sebagai pemisah adalah kekuatan dalam menahan pemukulan (Puncture Strength), kemampuan meneruskan air (Water Permeability), kekuatan terhadap sobek, dan tahanan pecah (Burst Resistance).



Gambar 3.11. Geotekstil sebagai lapisan pemisah

III.3.3. Geotekstil Sebagai Lapisan Penyaring

Adalah geotekstil yang mempunyai kemampuan meloloskan air tapi mampu menahan partikel tanah yang terbawa aliran dari satu sisi

permukaan ke sisi lainnya. Dalam beberapa kasus geotekstil juga dibutuhkan untuk meloloskan aliran tanpa rintangan, seperti dalam keadaan dimana tekanan air pori yang berlebihan tidak diijinkan. Contoh penggunaan dapat dilihat pada geotekstil yang digunakan untuk membungkus agregat batu drainasi pada konstruksi drainasi jalan. Sifat geotekstil hasil dari rancangan berdasarkan fungsi tersebut adalah permittivity dan equivalen opening size (EOS)

III.3.4. Geotekstil Sebagai Penyalur Air

Di dalam suatu saluran drainasi yang berfungsi sebagai penyalur air terdapat berbagai macam butiran – butiran seperti pasir dan krikil baik yang bergradasi halus maupun kasar. Hal ini disebabkan karena air yang mengalir melalui saluran drainasi bukanlah air yang bersih melainkan bercampur dengan lumpur yang dapat menghambat aliran air itu sendiri. Oleh karena itulah maka diperlukan suatu material yang dapat berfungsi sebagai filter / penyaring air. Geotekstil memiliki kemampuan untuk menyaring butiran – butiran pasir maupun lumpur sehingga butiran – butiran tanah dan lumpur dapat tertahan dan tidak menghambat aliran air. Jenis geotekstil yang dapat dipakai adalah geocomposite.

III.3.5. Geotekstil Sebagai Lapisan Pelindung

Geotekstil dapat pula berfungsi sebagai lapisan pelindung misalnya pada proses lapis ulang jalan beraspal. Untuk mencegah terjadinya retak

refleksi (reflection cracking) maka sebelum aspal baru dihamparkan diatas lapisan aspal yang lama maka diletakkan geotekstil.

III.4. Karakteristik Geotekstil Untuk Perencanaan

Untuk memilih geotekstil didalam perencanaan harus diketahui bagai mana cara memilih bahan geotekstil dengan memperhitungkan berbagai aspek antara lain :

- a. Aspek Fisik Geotekstil
- b. Aspek Mekanis
- c. Aspek Hidrolis

III.4.1. Aspek Fisik Geotekstil

Aspek fisik geotekstil antara lain :

1. Massa per satuan volume (Specific Gravity) adalah perbandingan antara massa geotekstil dengan bahan sintetikanya. Nilai Specific Gravity antara lain :

Polypropylen : $0,91 \times 10^6 \text{ g / m}^3$

Polyester : $1,22 \times 10^6 \text{ g / m}^3$ s/d $1,31 \times 10^6 \text{ g / m}^3$

Nylon : $1,05 \times 10^6 \text{ g / m}^3$ s/d $1,14 \times 10^6 \text{ g / m}^3$

Polyetylen : $0,92 \times 10^6 \text{ g / m}^3$ s/d $0,95 \times 10^6 \text{ g / m}^3$

Glass : $2,54 \times 10^6 \text{ g / m}^3$

2. Massa per satuan luas (Massa per Unit Area)

Adalah massa geotekstil tiap unit luas lembaran geotekstil tersebut.

Biasanya berkisar antara $135 - 680 \text{ gr / m}^2$.

3. Tebal (Thickness)

Ketebalan geotekstil kadang – kadang dimasukkan dalam spesifikasi produk karena lebih berorientasi pada gambaran produk dari pada orientasi desain. Ketebalan geotekstil berkisar antara 10 sampai 300 mils dimana 1 mils sama dengan 0,001 inch.

4. Kekakuan (Stiffness)

Kekakuan geotekstil tidak boleh dicampur adukkan dengan modulus elastisitasnya, karena kekakuan ditentukan dari kurva hubungan antara tegangan dan regangan.

Tabel 3.4. Kekakuan Serat Yang Dianjurkan Dalam Pemakaian Geotekstil

CBR (%)	TINGKAT KEUNTUNGAN PEKERJAAN	KEMUDAHAN PEKERJAAN	MINIMUM KEKAKUAN SERAT GEOTEKSTIL (MG : CM)
CBR ≤ 0,5	POOR	VERY HIGH	25000
	GOOD	HIGH	15000
0,5 < CBR ≤ 1,0	POOR	HIGH	15000
	GOOD	MODERATE	10000
0,5 < CBR ≤ 1,0	POOR	MODERATE	10000
	GOOD	LOW	5000
0,5 < CBR ≤ 1,0	POOR	NONE	1000
	GOOD	NONE	1000

III.4.2. Aspek Mekanis Geotekstil

Aspek mekanis geotekstil terdiri dari :

- a. **Kompresibilitas (Compressibility)** Adalah ketebalan serat geotekstil di dalam berbagai tekanan normal, untuk beberapa jenis geotekstil ketahanan di dalam menahan tekan relatif rendah.
- b. **Kuat tarik (Tensile)** kuat tarik merupakan sifat geotekstil yang paling penting dinyatakan perunit lebar (Kg / Cm^2 , T / m^2).
- c. **Kuat pecah (Burst)** adalah kemampuan serat geotekstil didalam menerima pembebanan terpusat dalam arah tegak lurus lembaran geosintetik, baik beban pecah (**Bursting Load**) ataupun beban coblos (**Puncturing Load**), kerusakan ini dapat diakibatkan karena geotekstil diletakkan pada batuan.
- d. **Kuat robek (Tear Strenght)** adalah kemampuan serat geotekstil dalam hal pertambahan luas robek yang diakibatkan oleh beban pecah dan beban coblos. Pengujian terhadap kuat robek ini dilakukan dengan 2 cara yaitu :
 1. **Trapezoidal Test**, tes ini dilakukan dengan menarik bahan geosintetik yang telah robek ke berbagai macam arah, sehingga dapat diketahui kemampuannya didalam menahan menjalarnya robekan.
 2. **Cone Drop Test**, test ini dilakukan dengan menjatuhkan kerucut tegak lurus pada geosintetik yang telah dijepit sisi – sisinya.

2. Persen open Area (POA)

POA adalah perbandingan antara total area yang terbuka (rongga diantara pori – pori serat) dibandingkan dengan luas total sehingga kusus diterapkan pada geotekstil woven dan monofilamen woven.

3. Apparent Opening Size (AOS)

Diperkenalkan oleh Departemen Teknik Angkatan Bersenjata Amerika Serikat, adalah ukuran yang menunjukkan diameter lubang-lubang geotekstil, AOS dinyatakan dengan O_n , dimana n menunjukkan persentase lubang – lubang geotekstil yang relatif kecil. Misalnya O_{95} artinya 95 % diameter lubang – lubang geotekstil cukup kecil dibandingkan 5 % yang lainnya.

4. Permittivity

Secara kusus permittivity menggambarkan kondisi geotekstil dalam tegangan normal, suatu keadaan yang tidak dapat diantisipasi di lapangan, sehingga semakin tebal geotekstil makin kecil pula nilai permeabilitasnya.

5. Transmissivity

Adalah nilai koefisien rembesan air kearah sejajar bidang geotekstil.

$$q = K_p \cdot i \cdot A \quad (3.12.)$$

$$q = K_p \cdot \frac{\Delta h}{L} \cdot w \cdot t \quad (3.13.)$$

$$K_p \cdot t = \theta = \frac{q \cdot L}{\Delta h \cdot w} = \frac{q}{w} \quad (3.14.)$$

Dimana :

θ = Transmissivity

q = Tingkat rembesan air

i = Gradien Hidrolik

w = Lebar serat

6. Permeability

Adalah koefisien rembesan air tegak lurus (\perp) bidang geotekstil.

III.5. Aspek Daya Tahan Geotekstil

Adalah sifat – sifat yang harus dimiliki oleh geotekstil selama pemakaiannya di lapangan, sifat – sifat itu antara lain :

a. Daya tahan selama proses pemasangannya / Installation degradation

Selama pemasangan geotekstil kadang – kadang terjadi penarikan melebihi batas yang diizinkan sesuai dengan desain, oleh karena itulah di dalam pemilihan jenis geotekstil harus juga diperhitungkan hal tersebut.

b. Daya tahan terhadap suhu / Temperature Degradation

Geotekstil harus memiliki daya tahan terhadap suhu hal ini diakibatkan karena selama masa layan geotekstil akan mengalami suhu yang bervariasi.

c. Daya tahan terhadap bahan – bahan kimia / Chemical Degradation

Selama masa layannya geotekstil juga berinteraksi dengan berbagai jenis bahan kimia yang terdapat didalam tanah seperti asam sulfur, asam klorida, asam nitrit, asam phosfor, asam organik hasil reaksi kimia didalam tanah yang memiliki sifat merusak, terutama bila dipasang di tanah gambut.

d. Ketahanan terhadap bakteri / Biological Degradation

Beberapa mikroorganisma seperti bakteri dan jamur akan menurunkan kualitas bahan polymer yang terdapat pada serat geotekstil sehingga secara lambat laun akan menurunkan mutu geotekstil terutama apabila geotekstil digunakan pada tanah di daerah rawa – rawa.

e. Daya tahan terhadap sinar matahari / Sunlight Degradation

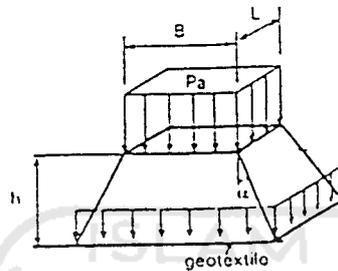
Sinar – sinar matahari seperti :

- Infrared (panjang gelombang lebih dari 760 nm)
- Ultraviolet (panjang gelombang kurang dari 400 nm)

Sinar yang merusak geotekstil terutama jenis UV – B (panjang gelombang 315 – 280 nm) akan mengakibatkan penurunan mutu polymer secara berkala. Sehingga dapat disimpulkan geotekstil lebih tahan dan aman terhadap pengaruh – pengaruh didalam tanah karena memang didesain untuk keperluan tersebut, dibandingkan berada di luar tanah / terkena sinar matahari langsung.

III.6. Kemampuan Daya Dukung Geotekstil

Geotekstil memiliki kemampuan untuk menahan beban – beban yang terjadi di atasnya. Beban – beban tersebut didistribusikan ke geotekstil secara merata melalui tanah di atas geotekstil seperti gambar dibawah ini.



Gambar 3.12. Distribusi beban pondasi ke geotekstil

Komponen tekanan arah vertikal diatas lembaran geotekstil :

$q = q$ akibat beban kolom + q akibat beban pelat + q akibat tanah di atasnya

$$q = \frac{P}{(B + 2.h.Tan\alpha)(L + 2hTan\alpha)} + \gamma.hn \quad (3.15.)$$

Tegangan horizontal yang terjadi pada geotekstil akibat berat konstruksi bangunan adalah :

$$\sigma_h = q . K_a \quad (3.16.)$$

Dimana K_a adalah konstanta tekanan tanah aktif

$$\sigma_h = q . Tan (45 - \phi / 2) \quad (3.17.)$$

Besarnya gaya tarik yang dialami oleh geotekstil akibat pembebanan adalah sebagai berikut :

$$T \text{ tarik geotekstil} = \sigma \cdot b \quad (3.18)$$

$$T \text{ tarik geotekstil} = SF \cdot T \text{ tarik geotekstil terpakai} \quad (3.19)$$

$$T \text{ tarik geotekstil} / 1 \text{ m lebar} = \sigma h \cdot b \cdot SF \quad (3.20)$$

Untuk mencegah geotekstil mengalami perubahan kedudukan akibat tarik yang disebabkan oleh pembebanan geotekstil, maka diperlukan suatu konstruksi penahan misalnya berupa gundukan tanah.

Berat penjepit yang diperlukan untuk menahan geotekstil adalah :

$$W \text{ penjepit} = \gamma \cdot b \cdot h \quad (3.21)$$

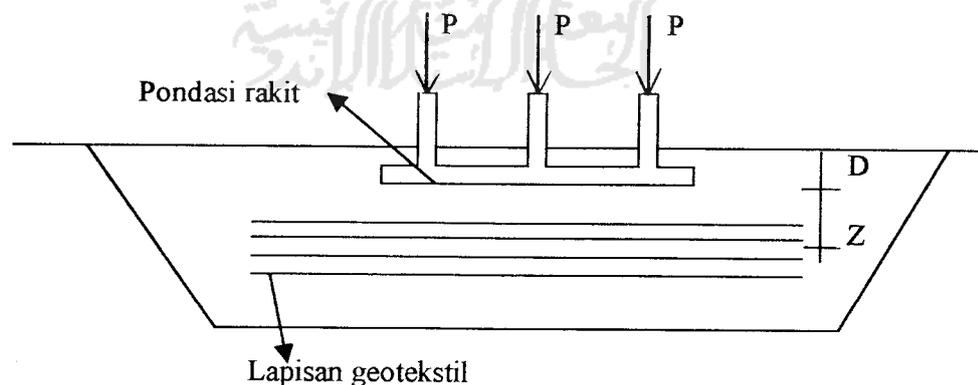
Dimana : γ = berat jenis bahan konstruksi penjepit

b = lebar penjepit

h = tinggi penjepit

III.7. Perhitungan Perkuatan Tanah Dengan Geotekstil

Untuk menghitung perkuatan tanah dengan menggunakan lapisan geotekstil (geotextile layer) kami menggunakan rumus Binquet dan Lee (1975).



Gambar3.13 Pondasi rakit yang diperkuat dengan lapisan geotekstil

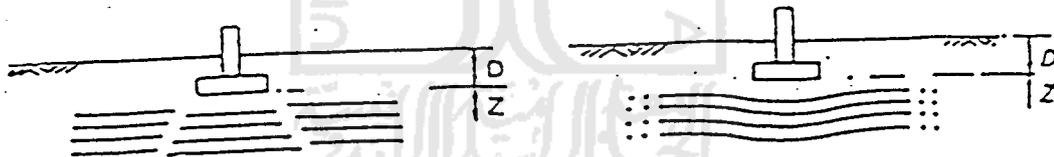
Menurut Binquet dan Lee daya dukung tanah di bawah pondasi dapat dinaikkan dengan meletakkan lapisan – lapisan geotekstil. Binquet dan Lee juga mendefinisikan kelebihan / keuntungan dari pondasi yang diperkuat dengan geotekstil dengan menggunakan perbandingan / ratio nilai daya dukung tanah (q_r), dimana :

$$q_r = \frac{q}{q_0} \quad (3.22)$$

q_0 = Tekanan tanah rata – rata pada tanah yang tidak diperkuat
(unreinforced sub soil)

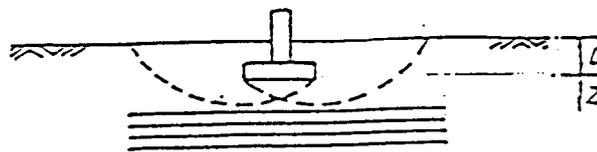
q = Tekanan rata – rata pada tanah yang diperkuat (reinforced soil)

Jenis – jenis keruntuhan (failure modes) yang diperhitungkan dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Tension failure

Adherence failure



Failure above reinforcement layer



Tegangan geser dan tegangan normal yang terjadi pada lapisan geotekstil akibat pembebanan pondasi rakit adalah sebagai berikut :

$$\sigma_v(q,z) = J \left[\frac{z}{b} \right] \cdot q \cdot b \quad (3.23.)$$

Dimana :

$\sigma_v(q,z)$ = Tegangan vertikal pada kedalaman z akibat beban q , t / m²

$J \left[\frac{z}{b} \right]$ = Nilai tegangan vertikal dibawah pondasi

q = Beban merata diatas lapisan geotekstil

b = Lebar pondasi rakit

Nilai tegangan normal dibawah pondasi $J \left[\frac{z}{b} \right] = \int_0^{X_0} \frac{\sigma_v \left(\frac{z}{b} \right) dx}{q \cdot b}$

Gaya geser pada lapisan geotekstil adalah :

$$S(q,z) = I \left[\frac{z}{b} \right] \cdot q \cdot \Delta H \quad (3.24.)$$

Dimana :

$S(q,z)$ = Gaya geser tanah pada kedalaman z akibat beban q , t / m²

$I \left[\frac{z}{b} \right]$ = Nilai tegangan geser dibawah pondasi

q = Beban merata diatas lapisan geotekstil

ΔH = Jarak antar lapisan geotekstil

Nilai gaya geser dibawah pondasi

$$I \left(\frac{z}{b} \right) = \int_0^{X_0} \frac{\tau \max \left(\frac{z}{b} \right) dx}{q \cdot b}$$

Akibat distribusi beban ke lapisan geotekstil akan menimbulkan tegangan tarik pada geotekstil, besarnya tegangan tarik tersebut oleh Binquet dan Lee di nyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$T(z,n) = \frac{1}{n} \left[J \left(\frac{z}{b} \right) \cdot b - I \left(\frac{z}{b} \right) \cdot \Delta H \right] \cdot q_0 \cdot \left(\frac{q}{q_0} - 1 \right) \quad (3.25)$$

Dimana :

$T(z,n)$ = Tegangan tarik n lapis geotekstil di kedalaman z , t / m'

n = Jumlah lapisan geotekstil yang digunakan

b = Lebar pondasi rakit, m

q_0 = Beban merata di atas bidang kontak / alas pondasi rakit, t / m'

q = Beban merata di atas lapisan geotekstil, t / m'

ΔH = Jarak antar lapisan geotekstil, m

Adapun nilai daya dukung yang diberikan oleh lapisan geotekstil adalah :

$$\sigma_v(q,z) = A \cdot b \cdot M \left(\frac{z}{b} \right) \cdot q \quad (3.26.)$$

Dimana :

$\sigma_v(q,z)$ = Daya dukung tanah, t / m²

$M \left(\frac{z}{b} \right)$ = Nilai daya dukung tanah dibawah pondasi

q = Beban merata diatas lapisan geotekstil, t / m'

A = Plan area of strip reinforcement, diambil $A = 1$

b = Lebar pondasi rakit, m

$$\text{Nilai daya dukung tanah} = M \left(\frac{z}{b} \right) \int_0^{X_0} \frac{\sigma_z \left(\frac{z}{b} \right) dx}{b \cdot q}$$

Tegangan normal yang terjadi menurut Binquet dan Lee :

$$\sigma_n = \sigma_v(q, z) + A \cdot \gamma \cdot (L_0 - X_0) \cdot (Z + D) \quad (3.27)$$

Dimana :

σ_n = Tegangan normal yang terjadi, t / m²

A = Plan area of reinforcement, A diambil = 1

γ = Berat jenis tanah, t / m³

L_0 & X_0 adalah parameter yang nilainya ditentukan dari grafik.

Z = Jarak dari bid. alas pondasi ke geotekstil, m

D = Kedalaman pondasi, m

Gesekan (friction) yang timbul antara lapisan geotekstil dan tanah dapat dihitung dari rumus :

$$T_f = 2 \cdot \mu \cdot A_{\text{strip}} \cdot \left(M \left(\frac{z}{b} \right) \cdot b \cdot q_0 \cdot \left(\frac{q}{q_0} \right) + \gamma \cdot (L_0 - X_0) \cdot (Z + D) \right) \quad (3.28)$$

Dimana :

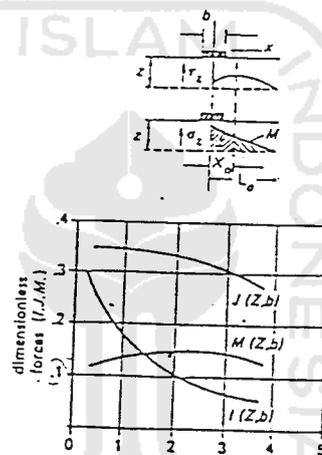
T_f = Tegangan gesek antara lapisan geotekstil dan tanah

μ = Konstanta gesekan antara tanah dan geotekstil

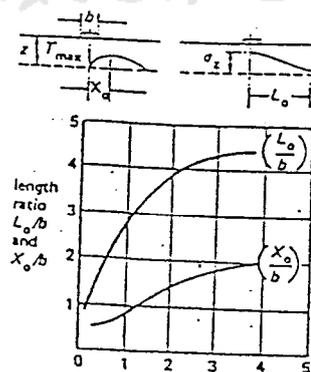
Astrip = Plan area of reinforcement, A diambil = 1

Untuk parameter – parameter seperti Nilai $I \left(\frac{z}{b} \right)$, $J \left(\frac{z}{b} \right)$, $M \left(\frac{z}{b} \right)$

dapat ditentukan dari grafik di bawah ini :



Gambar 3.14 grafik nilai $I (z/b)$, $J (z/b)$ dan $M (z/b)$

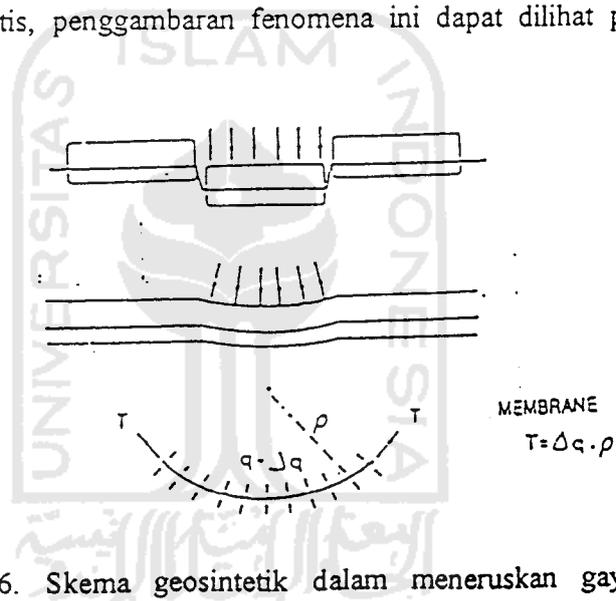


Gambar 3.15 Grafik nilai L_o dan X_o

Dari rumus – rumus yang telah diberikan diatas maka nilai daya dukung yang diberikan oleh lapisan geotekstil dapat dihitung.

III.8. Teori Pendekatan Prilaku Membran Geosintetik

Geosintetik mempunyai suatu modul elastisitas dan fleksibilitas tertentu. Geosintetik meneruskan gaya – gaya transversal yang bekerja padanya, ke tanah dalam bentuk tegangan tangensial. Untuk menghitung dan mengetahui besarnya bisa digunakan suatu pendekatan teoritis dalam keadaan elastis, penggambaran fenomena ini dapat dilihat pada skema berikut ini



Gambar 3.16. Skema geosintetik dalam meneruskan gaya – gaya transversal ke tanah (GOURCH, 1982), Sumber TEKNISIA.

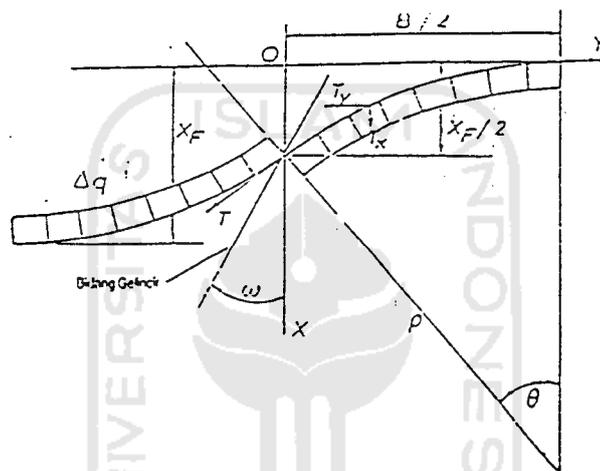
Dua hypotesa untuk menganalisis fungsi membran geosintetik :

- Δq = menganalisa penyebaran uniform dari tegangan vertikal
- q = menganalisa penyebaran uniform dari tegangan normal

Dari acuan keseimbangan tangensial dan keseimbangan radial dan integrasi didapat rumus tarik geosintetik.

$$T = \Delta q \cdot \rho \quad (3.29)$$

Dimana T adalah konstan, menurut persamaan diatas terhadap ψ , Δq adalah konstan (hipotesa) terhadap ρ konstan, maka dapat digambarkan deformasi geotekstil adalah arc circle seperti pada gambar :



Gambar 3.17. Deformasi circular geosintetik untuk penyebaran uniform tegangan normal (A. RATEL, 1987)

III.9. Pendekatan Prilaku Nap Geosintetik

Pada perilaku nap geosintetik, tanah meneruskan gaya – gaya tangensial ke geosintetik menurut hukum interaksi tanah – geosintetik menegang dan bekerja dalam keadaan tarik dengan mempertahankan posisi inisialnya

(horizontal). Dengan demikian hanya gaya vertikal yang memobilisir perpindahan relatif interaksi antara tanah dengan geosintetik.

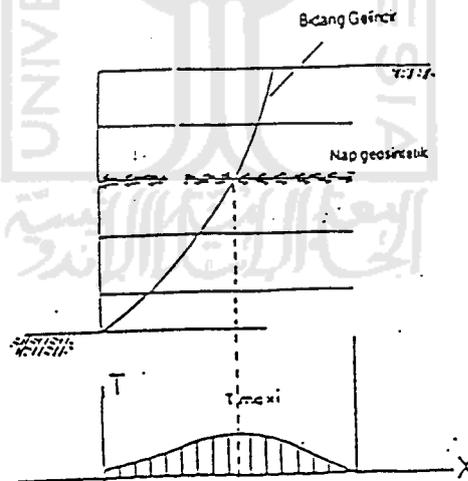
$$\tau = \sigma_1 \cdot \text{tg}\delta \quad \text{dengan } \delta < \phi_g \quad (3.35)$$

Tegangan maksimal yang dimobilisasi dalam geosintetik, pada bagian lurus dari geosintetik adalah sebesar :

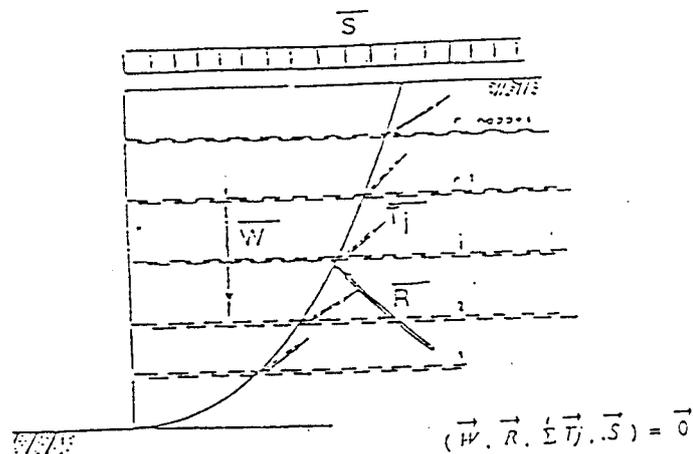
$$T = 2 \cdot \Delta \cdot \tau_1 \cdot \text{tg}\delta \quad (3.30)$$

Dapat mengidentifikasi bahwa pada keadaan tersebut terjadi kenaikan tekanan lateral (Ls_3), aka didapatkan suatu hubungan antara tegangan maksimal dengan kenaikan tekanan lateral yang ditampilkan dalam rumus dan gambar berikut :

$$T / \Delta H = \Delta \tau_3 \quad (3.31)$$



Gambar 3.18. Distribusi tegangan pada geosintetik dalam suatu bangunan tanah berlapis banyak yang diperkuat dengan geosintetik



Gambar3.19. Prinsip keseimbangan terbatas pada zona aktif pada bangunan tanah berlapis banyak yang diperkuat dengan geosintetik

Dengan mengetahui perilaku mekanis lokal tanah – geosintetik akibat tegangan vertikal dan tegangan normal, demikian juga zone interaksi atau daerah terganggu, maka dalam perhitungan dan perencanaan bangunan tanah berlapis banyak yang diperkuat geosintetik, dapat dilakukan langkah – langkah sebagai berikut :

1. Menggunakan jenis tanah yang mempunyai karakteristik baik dan seragam (berbutir kasar), misalnya tanah pasir yang dipadatkan lapis demi lapis, sehingga memperkecil deformasi geosintetik atau memperbesar jari – jari kelengkungan geosintetik. Dengan demikian dapat dihindari kemungkinan terjadinya deformasi lokal. Secara langsung, fungsi geosintetik dalam hal meratakan deformasi yang terjadi dapat dipenuhi.

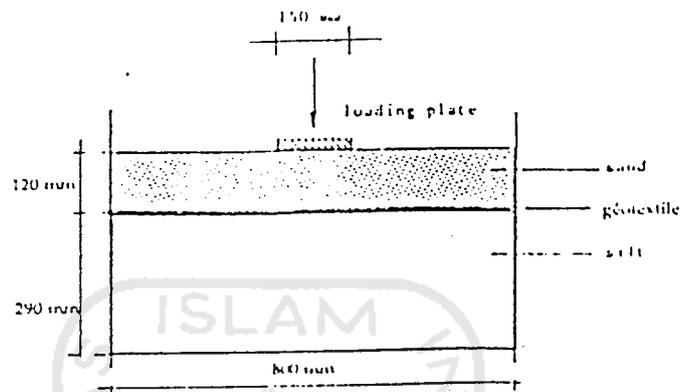
Secara langsung, fungsi geosintetik dalam hal meratakan deformasi yang terjadi dapat dipenuhi.

2. Jarak lapis geosintetik antara yang satu dengan yang lainnya (bila ada) disarankan kurang dari 100 cm, dimaksudkan agar tegangan yang terjadi pada setiap lapis tidak terlalu besar. Tegangan total yang bekerja pada struktur tersebut dibagi secara proporsional dengan ketinggian, ketebalan dan jumlah lapisnya.
3. Menggunakan jenis geosintetik yang mempunyai kuat tarik tinggi dan fleksibel. Geosintetik mempunyai bentuk dan permukaan yang kasar guna memperbaiki adheren dengan tanah. Pendistribusian tegangan dari tanah ke geosintetik tergantung pada adheren dan mobilisasi gesekan antara tanah dan geosintetik. Semakin besar nilai adherennya, semakin baik pula kerjasama tanah – geosintetik dalam pendistribusian tegangan. Misalnya geotekstil woven mempunyai koefisien gesekan lebih besar dari koefisien gesekan yang dimiliki oleh geotekstil non – woven.

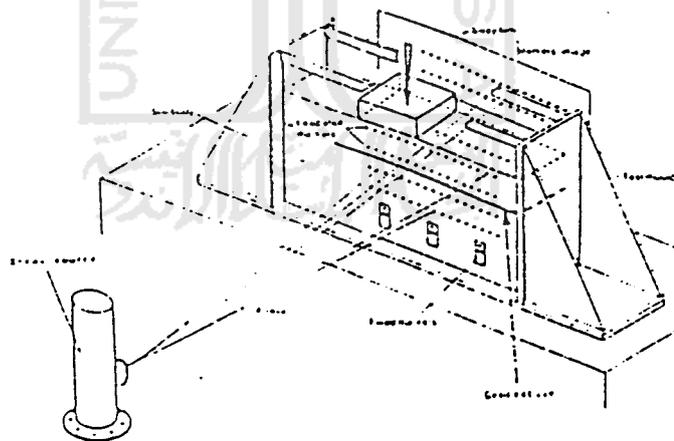
III.10. Penelitian Terhadap Lapisan Tanah Yang Diperkuat Dengan Lapisan Geotekstil

Sebuah percobaan experimental di lakukan di laboratorium Mekanika Tanah pada Institut Teknologi Federal Swiss di Lausane, untuk mempelajari mekanisme perkuatan tanah dengan serat geotekstil pada tanah yang mendukung beban merata (Bordeau dan Pardi, 1985).

Percobaan tersebut dilakukan dengan menyinari tanah yang mengalami pembebanan akibat beban merata diatas lapisan geotekstil yang berfungsi sebagai lapisan perkuatan tanah.

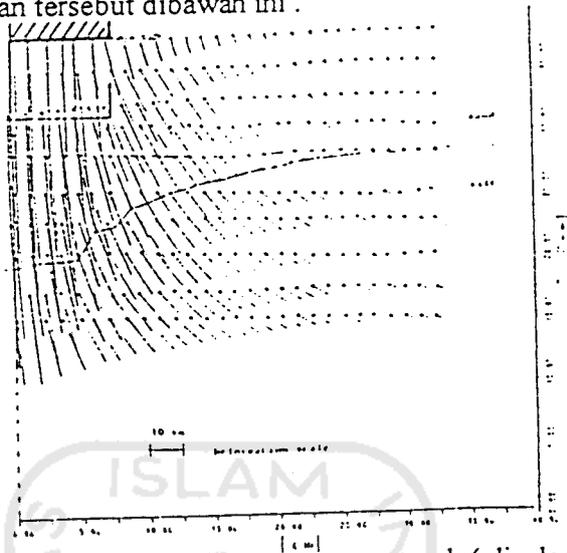


Gambar 3.20 Geometri dan dimensi model percobaan



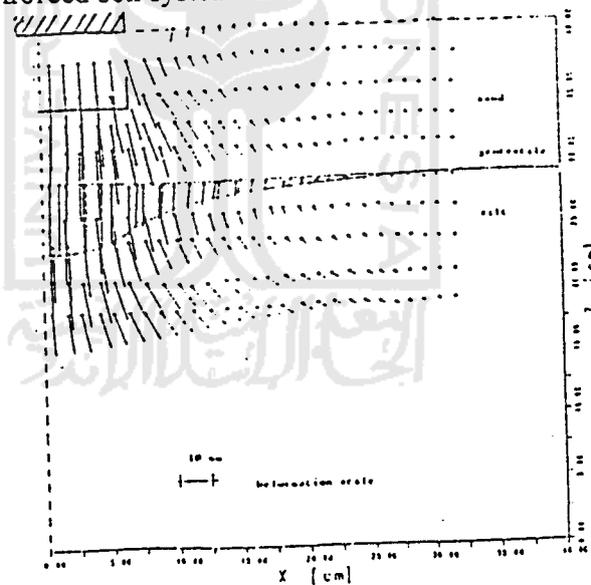
Gambar 3.21 Pelaksanaan percobaan

Dari percobaan tersebut dapat kita simpulkan besarnya kontribusi lapisan geotekstil untuk menaikkan nilai daya dukung tanah dapat kita lihat pada hasil percobaan tersebut dibawah ini :



Gambar 3.22 Pola – pola vektor akibat penurunan tanah (displacement) pada

Unreinforced soil system untuk beban merata 93 kPa



Gambar 3.23 Pola – pola vektor akibat penurunan tanah (displacement) pada

Reinforced soil system untuk beban merata 125 kPa

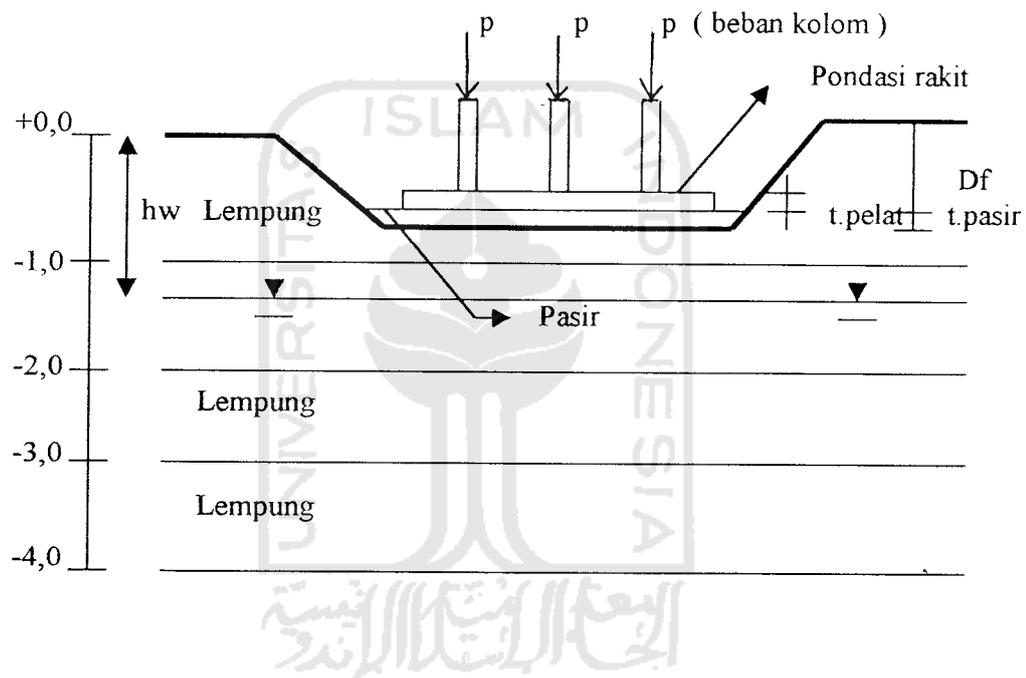
III.11. Metode Pelaksanaan

Tahapan pelaksanaan pekerjaan dalam pemasangan geotekstil pada pondasi rakit dapat diurutkan sebagai berikut :

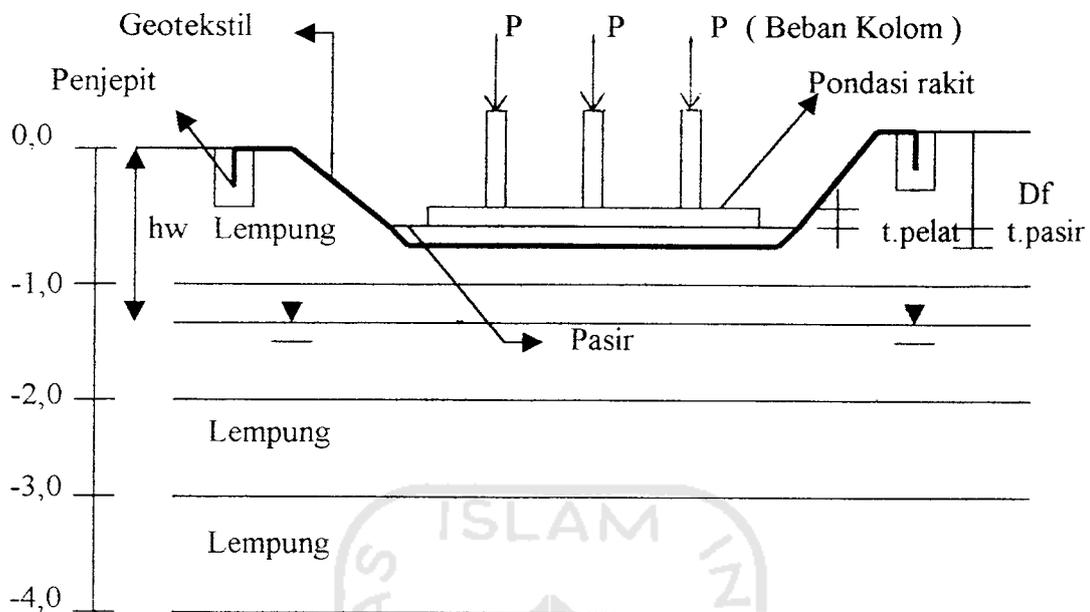
1. Pembersihan area pekerjaan dari akar – akar tanaman atau benda runcing seperti batu dan sebagainya yang dapat merusak geotekstil.
2. Penggalian sesuai dengan perencanaan yang telah ditentukan.
3. Perataan galian.
4. Penggelaran geotekstil yang dilakukan diatas tanah dasar. Penjahitan dilakukan untuk menyambung geotekstil yang satu dengan yang lainnya.
5. Tanah timbunan berupa pasir diletakkan diatas geotekstil setebal $\pm 10 - 20$ cm, apabila diperlukan 1 lapis geotekstil.
6. Perataan timbunan pasir.
7. Penjepitan geotekstil dengan diurug atau dijepit dengan pasangan batu atau dicor.
8. Pemasangan tulangan – tulangan pondasi, berikut bekisting kolomnya lalu pengecoran pondasi rakit.

III.12. Gambaran Pekerjaan Yang Akan Dilaksanakan

Dalam tugas akhir ini kami akan menganalisa daya dukung pondasi rakit (raft foundation) diatas tanah lempung dengan cara membandingkan antara daya dukung struktur pondasi rakit tanpa perkuatan geotekstil dengan struktur pondasi rakit yang diperkuat dengan geotekstil. Seperti yang dapat dimodelkan sebagai berikut :



Gambar 3.24. Pondasi rakit diatas lapisan tanah lempung tanpa perkuatan geotekstil



Gambar 3.25. Pondasi rakit diatas lapisan lempung dengan perkuatan geotekstil

Adapun pekerjaan – pekerjaan yang akan kita laksanakan antara lain :

- Menghitung besarnya daya dukung pondasi rakit diatas lapisan tanah lempung tanpa perkuatan geotekstil dengan menggunakan rumus daya dukung Terzaghi dan Hansen, tentu saja dengan memperhatikan parameter – parameter yang telah ditentukan.
- Menghitung besarnya daya dukung pondasi rakit diatas lapisan tanah lempung dengan perkuatan geotekstil dengan menggunakan rumus daya dukung Terzaghi dan Hansen.
- Menganalisa hasil perhitungan tersebut.
- Menghitung besarnya tegangan tarik yang di timbulkan lapisan geotekstil akibat pembebanan diatasnya, dan memeriksa apakah

tegangan tarik tersebut memenuhi syarat sesuai dengan spesifikasi geotekstil yang dipakai.

- Menentukan jenis konstruksi penjepit yang akan dipilih.
- Menghitung dimensi konstruksi penjepit itu.

