

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

3.1.1 Tinjauan Umum

Das (1995) menyatakan “ pengertian tanah secara umum , tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut. Tanah berguna sebagai bahan bangunan pada berbagai macam pekerjaan teknik sipil, di samping itu tanah berfungsi juga sebagai pendukung pondasi dari bangunan”.

Tanah merupakan salah satu hal yang wajib diperhatikan karena keadaan tanah di lapangan pada umumnya tidak homogen. Tanah memiliki sifat dan karakteristik yang berbeda-beda. Pada saat tanah difungsikan sebagai pendukung pondasi bangunan, tanah tersebut harus memiliki kondisi tanah yang stabil, sehingga apabila ada sifat tanah yang kurang mampu mendukung bangunan harus diperbaiki terlebih dahulu agar mencapai daya dukung tanah yang diperlukan. Penurunan yang terjadi akibat pembebanan tidak boleh melebihi penurunan yang diijinkan. Salah satu jenis tanah yang mempunyai daya dukung rendah adalah tanah lunak.

3.2 Tanah Lunak

Tanah lunak merupakan tanah yang jika tidak dikenali dan diselidiki secara seksama dapat menyebabkan masalah ketidakstabilan dan penurunan jangka panjang yang tidak dapat ditolerir. Tanah lunak seringkali menjadi permasalahan dalam proyek konstruksi. Hal tersebut dikarenakan tanah lunak memiliki daya

dukung dan kuat geser yang rendah. Secara umum tanah lunak memiliki sifat sebagai berikut.

1. Tanah terdiri dari butiran – butiran yang halus.
2. Kandungan air yang tinggi.
3. Plastisitas tinggi.
4. Permeabilitas yang rendah.
5. Daya dukung relatif rendah.
6. Sifat kompresibilitas yang tinggi.
7. Sifat kembang susut yang tinggi.
8. Potensi penurunan konsolidasi yang besar dalam waktu yang cukup lama.

3.3 Penurunan Tanah

Ketika suatu lapisan tanah diberikan beban di atasnya, maka partikel tanah akan mengalami penambahan tegangan, sehingga pada tanah terjadi penurunan (*settlement*). Penurunan tersebut disebabkan oleh adanya deformasi partikel tanah, keluarnya air atau udara dari dalam pori, dan yang lainnya. Salah satu permasalahan utama pada tanah lunak dalam suatu pekerjaan konstruksi adalah penurunan tanah yang sangat besar. Penurunan yang besar tersebut disebabkan oleh penurunan konsolidasi pada tanah ketika tanah dibebani.

3.3.1 Penurunan Konsolidasi Primer (*Consolidation Settlement*)

Penambahan beban di atas suatu lapisan tanah jenuh air menyebabkan tekanan air pori meningkat dan mengakibatkan air berusaha mengalir keluar dari pori-pori tanah sehingga volumenya akan berkurang. Penurunan tanah tersebut disebut sebagai penurunan konsolidasi atau penurunan primer. Besar penurunan konsolidasi untuk jenis tanah lunak sangat bergantung pada sejarah geologis tanah. Tanah pada kedalaman tertentu telah mengalami tegangan efektif pra-konsolidasi, yakni tegangan efektif terbesar yang pernah dialami sebelumnya. Tegangan efektif pra-konsolidasi dapat lebih kecil atau sama dengan tegangan *overburden* efektif saat ini. *Normally consolidated* merupakan keadaan pada tegangan *overburden* efektif saat ini merupakan tegangan terbesar (maksimum)

yang pernah dialami tanah tersebut. Perhitungan untuk mencari nilai penurunan *normally consolidated* dapat dilakukan dengan Persamaan 3.1.

$$S_p = \frac{C_c \times H}{1+e_0} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \quad (3.1)$$

dengan :

- C_c = Indeks kompresi tanah,
- P_o = Tekanan *overburden* efektif,
- ΔP = Tambahan tegangan vertikal,
- e_0 = Angka pori,
- H = Tebal lapisan tanah, dan
- S_p = Penurunan primer.

3.3.2 Parameter Perhitungan Penurunan

Dalam menghitung besarnya penurunan suatu lapisan tanah, maka diperlukan beberapa parameter. Berikut ini parameter-parameter perhitungan penurunan konsolidasi primer sebagai berikut.

1. Tegangan *Overburden* Efektif (P_o)

Winner (2017) dalam Satindra (2018) menyatakan bahwa “tegangan *overburden* efektif adalah tegangan vertikal efektif dari tanah asli akibat beban atau lapisan tanah di atas titik tanah asli yang ditinjau”. Tegangan *overburden* efektif dapat dihitung dengan Persamaan 3.2.

$$P_o = \gamma' \times H \quad (3.2)$$

dengan :

- P_o = Tegangan *overburden* efektif,
- γ' = Berat volume tanah efektif, dan
- H = Tebal lapisan tanah.

2. Distribusi Tegangan Tanah (ΔP)

Winner (2017) dalam Satindra (2018) menyatakan bahwa “distribusi tegangan tanah merupakan tambahan tegangan akibat pengaruh beban tambahan

di atas tanah yang ditinjau di tengah-tengah lapisan”. Distribusi tegangan tanah dapat dihitung dengan Persamaan 3.3 dan Persamaan 3.4.

$$\Delta P = 2 \times q_0 \times I \quad (3.3)$$

$$q_0 = \gamma_{\text{timbunan}} \times H \quad (3.4)$$

dengan :

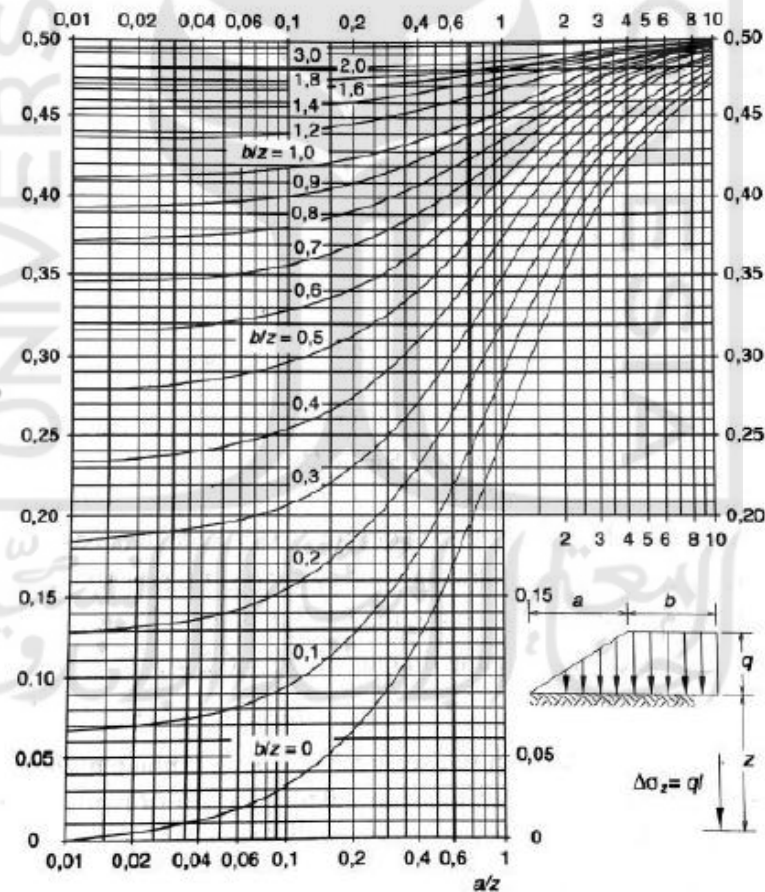
ΔP = Tambahan tegangan vertikal,

q_0 = Beban timbunan,

γ_{timbunan} = Berat volume tanah timbunan,

H = Tinggi timbunan *Preloading*, dan

I = Faktor pengaruh, perhitungan dilakukan dengan melihat Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Faktor Pengaruh Akibat Beban Timbunan (Osterberg, 1957)

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

3. Indeks kompresi tanah (C_c)

Terzaghi dan Peck (1967) dalam Barimbing (2017) menyarankan pemakaian persamaan empiris untuk menghitung indeks pemampatan pada lempung yang stuktur tanahnya tidak terganggu atau belum rusak (*undistrubed*). Perhitungan dilakukan dengan menggunakan Persamaan 3.4.

$$C_c = 0,009 \times (LL-10) \quad (3.4)$$

dengan :

C_c = Indeks kompresi tanah, dan

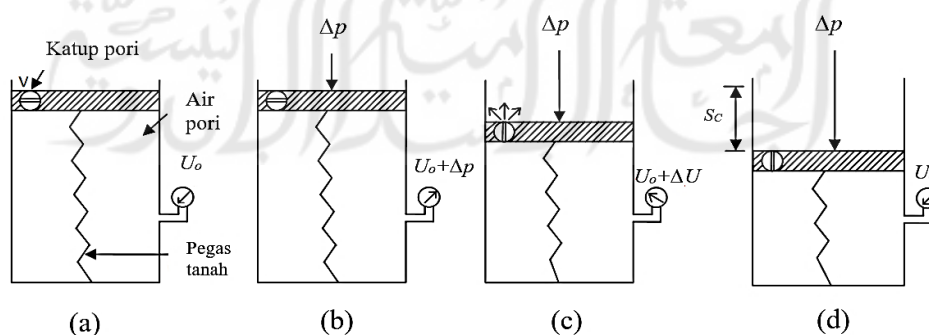
LL = Batas cair

3.4 Konsolidasi

Barimbing (2017) menyatakan bahwa “konsolidasi merupakan salah satu proses pengecilan volume yang terjadi secara perlahan-lahan pada tanah jenuh sempurna dengan keadaan permeabilitas yang rendah akibat pengaliran sebagian air pori”. Proses ini berlangsung secara terus menerus sampai kelebihan tekanan air pori yang disebabkan oleh kenaikan tegangan total benar-benar hilang.

3.4.1 Konsolidasi Satu Dimensi

Teori konsolidasi satu arah merupakan teori yang biasa digunakan untuk memprediksi penurunan tanah yang dikenalkan oleh Terzaghi. Teori ini menjelaskan bahwa deformasi dan arah aliran yang terjadi hanya pada satu arah yaitu hanya pada arah vertikal.



Gambar 3.2 Analogi Konsolidasi Satu Dimensi Terzaghi

(Sumber : Hardiyatmo, 2007)

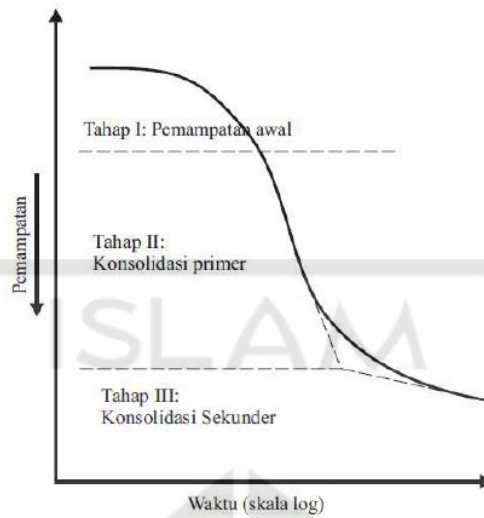
Mekanisme proses konsolidasi satu dimensi dapat dijelaskan dengan gambar yaitu silinder berpiston yang berlubang dan berpegas, diisi dengan air sampai penuh dapat dilihat pada Gambar 3.2 . Pegas bebas tidak ada gesekan dengan dinding silinder. Pegas melukiskan tanah, sedangkan air melukiskan air pori, dan lubang piston melukiskan permeabilitas tanah. Gambar ini menunjukkan kondisi pada sistem dalam keadaan seimbang. Alat ukur tekanan air menunjukkan angka μ_0 .

Pada gambar b menunjukkan beban Δp yang dikerjakan di atas piston dengan katup tertutup. Ternyata piston tidak bergerak, hal ini disebabkan air tidak keluar dari tabung, sedangkan air tidak dapat mampat. Pada kondisi ini beban sepenuhnya dipikul oleh air. Pengukur tekanan air menunjukkan angka $\mu_0 + \Delta p$, kenaikan tekana air pori sebesar Δp disebut kelebihan tekanan air pori. Kondisi dengan katup tertutup ini melukiskan kondisi tak terdrainase (*Undrained*) dalam tanah.

Pada gambar c menunjukkan katup dibuka, sehingga air keluar dengan kecepatan tergantung luas lubang, akibatnya piston bergerak kebawah, sehingga pegas mendukung beban. Setiap kelebihan beban pegas, tekanan air pori berkurang. Kondisi ini menggambarkan tanah sedang berkonsolidasi. Beban yang didukung pegas melukiskan tegangan efektif tanah sedangkan tekanan air dalam silinder melukiskan tekanan air pori tanah.

Proses pada gambar c berjalan terus sampai tekanan air pori nol. Kedudukan ini melukiskan kondisi terdrainase (*drained*) dan saat angka pori menunjukkan konsolidasi telah berakhir pada gambar d.

Hubungan antara pemampatan dan waktu konsolidasi dapat digambar ke dalam grafik. Terdapat tiga tahapan yang berbeda dalam hubungan keduanya. Penjelasan lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut ini.



Gambar 3.3 Grafik Hubungan Antara Waktu dengan Pemampatan Selama Konsolidasi Suatu Penambahan Beban yang Diberikan

(Sumber : Braja dalam Barimbing, 2017)

Tahapan yang terjadi terdiri dari tiga tahapan diantaranya sebagai berikut.

1. Tahap I: Pemampatan awal (*initial compression*) yang pada umumnya disebabkan oleh pembebanan awal (*preloading*).
2. Tahap II: Konsolidasi primer (*primary consolidation*), yaitu periode selama tekanan air pori secara lambat laun dipindahkan ke dalam tegangan efektif, sebagai akibat dari keluarnya air dari pori-pori tanah.
3. Tahap III: Konsolidasi sekunder (*secondary consolidation*) yang terjadi setelah tekanan air pori hilang seluruhnya. Pemampatan yang terjadi di sini disebabkan oleh penyesuaian yang bersifat plastis dari butir-butir tanah.

Persamaan matematis untuk konsolidasi 1-D dari Terzaghi dalam menentukan nilai derajat konsolidasi arah vertikal (U_v) dapat dinyatakan dengan Persamaan 3.5.

$$U_v = \frac{\sqrt{\frac{4\lambda T v}{\pi}}}{\left(1 + \left(\frac{4T v}{\pi}\right)^{2,8}\right)^{0,179}} \quad (3.5)$$

dengan :

U_v = Derajat konsolidasi arah vertikal,

m = Bilangan bulat, dan

T_v = Faktor waktu.

Menurut Terzaghi (1943) dalam Barimbing (2017) menyatakan bahwa faktor waktu penurunan konsolidasi dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.6.

$$T_v = \frac{t \times C_v}{H_{dr}^2} \quad (3.6)$$

dengan :

t = Waktu Konsolidasi,

T_v = Faktor waktu,

H_{dr} = Panjang aliran = $0,5 H$,dan (3.7)

C_v = Koefisien Konsolidasi vertikal.

Koefisien konsolidasi vertikal (C_v) biasanya akan berkurang dengan bertambahnya batas cair (LL) dari tanah. Rentang dari variasi harga C_v untuk suatu batas cair tanah tertentu adalah agak lebar. Koefisien konsolidasi vertikal (C_v) menentukan kecepatan pengaliran air pada arah vertikal dalam tanah. Pada umumnya konsolidasi berlangsung satu arah saja yaitu arah vertikal. Koefisien konsolidasi sangat berpengaruh terhadap kecepatan konsolidasi yang akan terjadi. Nilai koefisien konsolidasi vertikal (C_v) dapat dicari dengan interpolasi linier pada nilai-nilai di Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Korelasi Parameter Tanah (Biarez dan Favre)

Sifat Tanah	γd	e	n	Wsat	γsat	K			Cv		s		mv = I/E			
						g/cm ³	ft/year	lugeon	cm ² /s	ft ² /year	bars	psi	cm ² /kg	ft ² /ton		
Silt, Clay	lunak	0.5	31.25	4.4	0.8	163	1.31	10 ⁻⁹	1.03x10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁷		0.01	0.142	100	97.6
		0.6	37.5	3.5	0.78	129.6	1.38						0.05	0.71	20	19.5
		0.7	43.75	2.86	0.74	105.8	1.44	10 ⁻⁸	1.03x10 ⁻²	10 ⁻³	1x10 ⁻⁴	3.4				
		0.8	50	2.38	0.7	88	1.5				2x10 ⁻⁴	6.8	0.1	1.42	10	9.76
		0.9	56.25	2	0.67	74.1	1.57	10 ⁻⁷	1.03x10 ⁻¹	10 ⁻²	3x10 ⁻⁴	10.1	0.5	7.05	2	1.95
	man-rata	1.0	62.5	1.7	0.63	63	1.63	1x10 ⁻⁶	1.03	10 ⁻¹	5x10 ⁻⁴	16.9	2	28.4	0.5	0.488
		1.1	68.75	1.45	0.59	53.9	1.69	2x10 ⁻⁶	2.06		6x10 ⁻⁴	20.3	3	42.6	0.33	0.325
		1.2	75	1.25	0.56	46.3	1.76	3x10 ⁻⁶	3.10		7x10 ⁻⁴	23.6	4	56.9	0.25	0.244
		1.3	81.25	1.08	0.52	39.9	1.82	4x10 ⁻⁶	4.13		8x10 ⁻⁴	27	5	71.0	0.20	0.195
		1.4	87.5	0.93	0.48	34.4	1.88	5x10 ⁻⁶	5.17		9x10 ⁻⁴	30.4	6	85.3	0.17	0.163
Sand	1.5	93.75	0.8	0.44	29.6	1.94	6x10 ⁻⁶	6.20		10 ⁻³	338	7	99.5	0.14	0.144	
	1.6	100	0.69	0.41	25.5	2.04	7x10 ⁻⁶	7.24				8	113	0.12	0.122	
	1.7	106.25	0.59	0.37	21.8	2.07	8x10 ⁻⁶	8.26				9	127	0.11	0.111	
	1.8	112.5	0.5	0.33	18.5	2.13	9x10 ⁻⁶	9.30		10 ⁻²	338	10	142	0.10	0.096	
	1.9	118.75	0.42	0.3	15.6	2.2	10 ⁻⁵	10.33	1			11	156	0.091	0.0887	
	Gravel, Sand	2.0	125	0.35	0.26	13	2.26	10 ⁻⁴	1.03x10 ⁻²	10	10 ⁻¹	338	12	170	0.083	0.0815
		2.1	131.25	0.29	0.22	10.6	2.32	10 ⁻³	1.03x10 ⁻³	100			13	185	0.077	0.075
		2.2	137.5	0.23	0.19	8.4	2.39	10 ⁻²	1.03x10 ⁻⁴	1000			14	199	0.073	0.07
		2.3	143.75	0.17	0.15	6.4	2.45	10 ⁻¹	1.03x10 ⁻⁵	10000			15	213	0.064	0.065
		2.4	150	0.13	0.11	4.63	2.51						20	284	0.050	0.0488
2.5		156.25	0.08	0.074	2.96	2.57						50	710	0.020	0.0195	
2.6		162.5	0.038	0.037	1.42	2.64						100	1420	0.010	9.76x10 ⁻³	
2.7		168.75	0	0	0	2.7						500	7100	0.002	1.95x10 ⁻³	
											1000	14200	0.001	9.76x10 ⁻⁴		

Sumber : Faizal (2017)

Pada tanah yang berlapis nilai C_v yang digunakan yaitu nilai C_v gabungan yang dirumuskan pada Persamaan 3.8.

$$C_{v \text{ gab}} = \frac{(H_1 + H_2 + \dots + H_n)^2}{\left(\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}}\right)^2} \quad (3.8)$$

dengan :

 $C_{v \text{ gab}}$ = Koefisien Konsolidasi gabungan, C_{v1} = Koefisien Konsolidasi Lapisan tanah ke-1, C_{vn} = Koefisien Konsolidasi Lapisan tanah ke-n, H_1 = Lapisan tanah ke-1, dan H_n = Lapisan tanah ke-n.

3.4.2 Konsolidasi dengan Drainase Vertikal

Teori untuk konsolidasi vertikal drain pertama kali diperkenalkan oleh Barron pada tahun 1948. Pada dasarnya teori ini adalah lanjutan dari teori konsolidasi satu dimensi Terzaghi. Pada saat melakukan analisa konsolidasi dan

keberadaan *vertical drain*, Barron membagi kondisi menjadi 2 keadaan yaitu sebagai berikut ini.

1. Kondisi regangan bebas (*free strain*)
2. Kondisi regangan sebanding (*equal strain*)

Dalam regangan bebas (*free strains*), Barron mengasumsikan tidak terjadi *arching* pada tanah yang berakibat pada tidak akan terjadi perbedaan penurunan pada waktu terjadi peristiwa konsolidasi. Metode ini pada awalnya didasari pada asumsi tidak terdapat perbedaan kepadatan tanah akibat penginstalan, sehingga instalasi drainase vertikal dianggap tidak akan mempengaruhi sifat-sifat tanah. Pada perkembangan selanjutnya Barron kemudian mempertimbangkan efek gangguan akibat instalasi yang disebut dengan zona *smear*, permeabilitas tanah pada area ini (k_s) akan lebih kecil dari permeabilitas horizontal tanah (k_h)

Pada kondisi regangan sebanding (*equal strain*) mulai dipertimbangkan adanya gesekan antara *mandrel* dan tanah sehingga terjadi *arching*, dimana dalam analisa area *arching* tersebut Barron mendistribusikan penurunan *arching* menjadi penurunan rata-rata sehingga pada kedalaman tertentu penurunannya dianggap sama.

Menurut Muller dan Larsson pada jurnal *Aspects on the modelling of smear zones around vertical drain* dalam Barimbing (2017) untuk material tanah jenis lempung homogen maka nilai koefisien konsolidasi horizontal (C_h) dapat dicari dengan menggunakan Persamaan 3.9.

$$C_h = (1 s/d^2) \times C_v \quad (3.9)$$

dengan :

C_h = Koefisien konsolidasi arah radial, dan

C_v = Koefisien konsolidasi arah vertikal

Pada perhitngan untuk mencari nilai faktor waktu horizontal (T_h) menggunakan Persamaan 3.10.

$$T_h = \frac{C_h x t}{D e^2} \quad (3.10)$$

dengan :

- T_h = Faktor waktu horizontal,
 C_h = Koefisien konsolidasi arah vertikal,
 D_e = Diameter jangkauan PVD, dan
 t = Waktu ke- n

Perhitungan untuk menentukan derajat konsolidasi arah horizontal (U_h) dapat menggunakan Persamaan 3.11.

$$U_h = 1 - \exp\left(\frac{-8 \times T_h}{F(n)}\right) \quad (3.11)$$

dengan :

- U_h = Derajat konsolidasi arah radial,
 T_h = Faktor waktu horizontal, dan
 $F(n)$ = Faktor hambatan

Nilai faktor hambatan akibat jarak PVD dicari dengan menggunakan Persamaan 3.12.

$$F(n) = \ln \frac{D}{D_w} - \frac{3}{4} \quad (3.12)$$

dengan :

- $F(n)$ = Faktor hambatan,
 D = Diameter jangkauan kerja PVD, dan
 D_w = Diameter lingkaran ekivalen PVD

Derajat konsolidasi tanah (U) adalah perbandingan penurunan tanah pada waktu tertentu dengan penurunan total. Persamaan derajat konsolidasi pada tanah yang distabilisasi dengan menggunakan sistem PVD menurut Carillo (1942) dalam Barimbing (2017) dapat menggunakan Persamaan 3.13.

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) \quad (3.13)$$

dengan :

- U = Derajat konsolidasi rata-rata,
 U_v = Derajat konsolidasi arah vertikal, dan
 U_h = Derajat konsolidasi arah radial.

3.5 Perbaikan Tanah

Pada umumnya lapisan tanah lunak terdiri dari lempung (*clay*) atau lanau (*silt*). Permasalahan yang dihadapi ketika merencanakan suatu konstruksi pada kondisi tanah tersebut adalah daya dukung (*bearing capacity*) dan penurunan (*settlement*). Seiring dengan perkembangan teknologi di bidang konstruksi berbagai inovasi banyak bermunculan. Darwis (2017) menyatakan “Perbaikan tanah (*soil improvement*) adalah suatu jenis stabilisasi tanah yang dimaksudkan untuk memperbaiki dan/atau mempertahankan kemampuan dan kinerja tanah sesuai syarat teknis yang dibutuhkan, dengan menggunakan bahan *additive* (kimiawi), pencampuran tanah (*re-gradation*), pengeringan tanah (*dewatering*) atau melalui penyaluran energi statis atau dinamis ke dalam lapisan tanah”. Salah satu upaya untuk memperbaiki tanah lunak yaitu dengan menggunakan metode *preloading* dan *prefabricated vertical drain*

3.5.1 *Preloading*

Secara umum *preloading* atau pembebanan awal merupakan proses kompresi tanah dengan memberikan tekanan vertikal sebelum dilakukan pembebanan konstruksi sebenarnya. Beban *preloading* adalah beban yang setara dengan beban konstruksi sebenarnya dimana beban tersebut dilakukan dengan melakukan timbunan sebanding dengan berat konstruksi yang akan dilaksanakan. Ada pula yang menentukan tinggi timbunan sesuai dengan nilai penurunan, agar tanah timbunan tidak dibuang sia-sia dan dapat dijadikan suatu pondasi dari suatu konstruksi. Perhitungan tinggi timbunan rencana sebagai pembebanan awal dapat menggunakan Persamaan 3.14.

$$H_R = \frac{q}{\gamma \text{ timbunan}} \quad (3.14)$$

dengan :

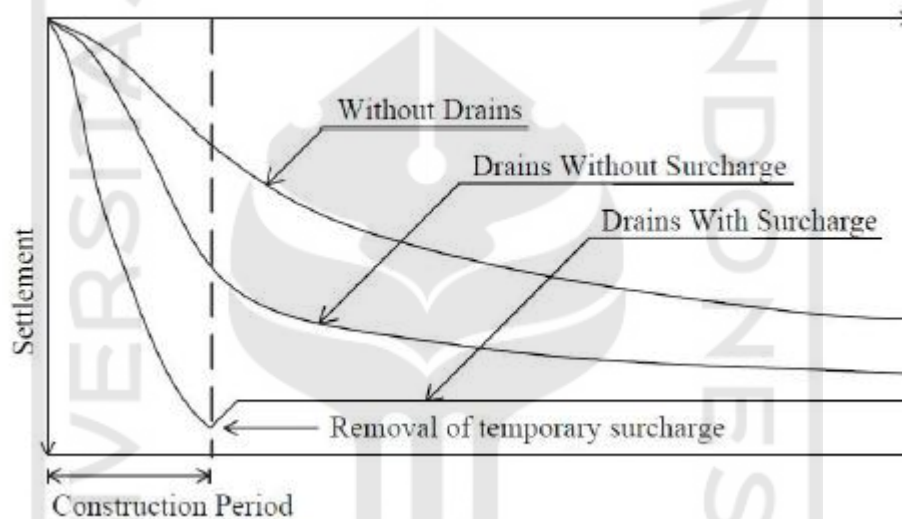
H_R = Tinggi timbunan rencana,

q = Beban rencana, dan

$\gamma \text{ timbunan}$ = Berat volume tanah timbunan.

3.5.2 Prefabricated Vertical Drain (PVD)

Prefabricated Vertical Drain (PVD) merupakan metode perbaikan tanah yang mempercepat terjadinya proses konsolidasi dengan memperpendek lintasan drainase air pori dalam lapisan tanah lunak, sehingga air dapat terdisipasi dengan cepat. Penggunaan PVD memaksimalkan konsolidasi arah radial dengan menempatkan material dengan permeabilitas tinggi di tanah. Penjelasan lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 3.4 penurunan tanah dengan drainase vertikal dan tanpa menggunakan drainase vertikal terhadap waktu sebagai berikut ini.



Gambar 3.4 Penurunan Dengan dan Tanpa Drainase Vertikal

(Sumber : Barimbing, 2017)

Drainase vertikal hanya mempercepat konsolidasi primer saja, karena pengaliran air yang signifikan hanya terjadi pada saat konsolidasi primer. Konsolidasi sekunder hanya mengalirkan jumlah air yang sangat sedikit dari tanah dan seperti penurunan sekunder tidak dipercepat oleh drainase vertikal. Drainase vertikal efektif terutama terhadap deposit lempung yang mengandung banyak lapisan horizontal pasir atau lanau tipis yang sedikit (lapisan mikro). Berikut ini persyaratan teknis material PVD dapat dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2 Persyaratan Teknis Material PVD

<i>Property(ies)</i>	<i>Requirment</i>	<i>Testing Method</i>
<i>Width</i>	<i>Minimum 100 mm</i>	
<i>Thickness</i>	<i>Minimum 3.3 mm</i>	
<i>Tensile strength</i>	Lebih besar dari 2000N	ASTM D-4595
<i>Strength at 10% elongation, dry and wet condition</i>	Lebih besar dari 1000N	ASTM D-4595
<i>Filter Permeability</i>	<i>Minimum 1×10^{-4} m/second</i>	ASTM D-4491
<i>Opening Size</i>	<i>Lebih kecil dari 90 microns</i>	ASTM D-4751
<i>Discharge Capacity at 300 kPa straight</i>	<i>Minimum 50×10^{-6} m³/second</i>	ASTM D-4716
<i>Discharge Capacity at 200 kPa, buckled</i>	<i>Minimum 35×10^{-6} m³/second</i>	ASTM D-4716
<i>Discharge Capacity at 100 kPa, buckled</i>	<i>Minimum 40×10^{-6} m³/second</i>	ASTM D-4716

Sumber : Barimbing (2017)

PVD berperan besar dalam proses konsolidasi. Pada penggunaan PVD proses konsolidasi dapat berjalan lebih cepat. Ada dua faktor yang mempengaruhi proses konsolidasi berjalan lebih cepat yaitu sebagai berikut.

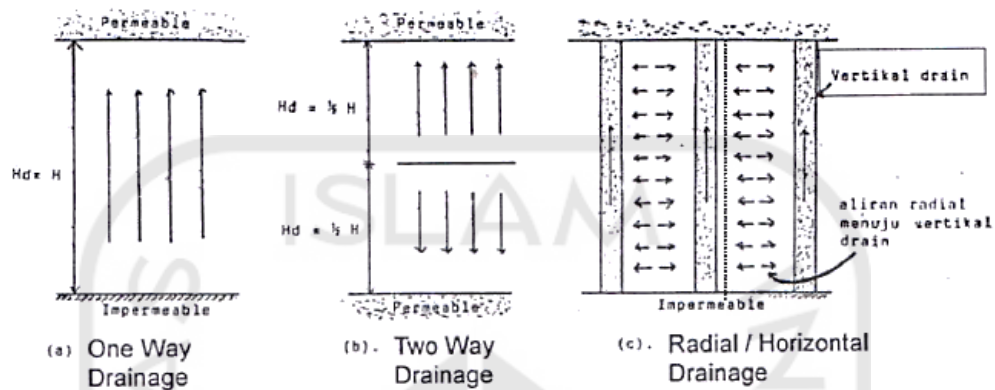
1. Jarak antar PVD.

Jarak antar PVD ini berpengaruh terhadap panjang lintasan drainase air pori secara horizontal. Semakin jauh jarak antar PVD mengakibatkan semakin jauh jarak yang harus ditempuh air untuk mencapai PVD dan keluar sehingga proses konsolidasi menjadi semakin lama. Jarak minimum yang diperbolehkan adalah 1 meter sebab jika lebih kecil dari 1 meter dapat menurunkan kekuatan tahanan geser tanah.

2. Panjang PVD.

Pada proses konsolidasi, PVD hanya mempercepat proses konsolidasi pada daerah sepanjang vertical drain saja. PVD hanya mampu memperpendek jarak aliran drainase pada arah sepanjang aliran PVD, sedangkan untuk daerah di

bawahnya hanya akan mengalami konsolidasi biasa seperti yang digambarkan pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Modifikasi Jarak Tempuh Air dengan Keberadaan PVD

(Sumber : Gouw dalam Barimbing, 2017)

3 Transformasi Tampang PVD

Menurut Hasbon (1960) dalam Barimbing (2017) menyatakan bahwa “Pada perhitungan PVD, penampang dari PVD akan dimodelkan menjadi berbentuk lingkaran dengan perhitungan diameter ekuivalen yang diasumsikan sebagai keliling persegi panjang dibagi π “. Asumsi tersebut didasarkan pada Persamaan 3.15 dan Persamaan 3.16. Penjelasan mengenai transformasi panjang PVD dapat dilihat pada Gambar 3.6.

Keliling lingkaran = Keliling Persegi Panjang

$$\pi d_w = 2(p+l) \quad (3.15)$$

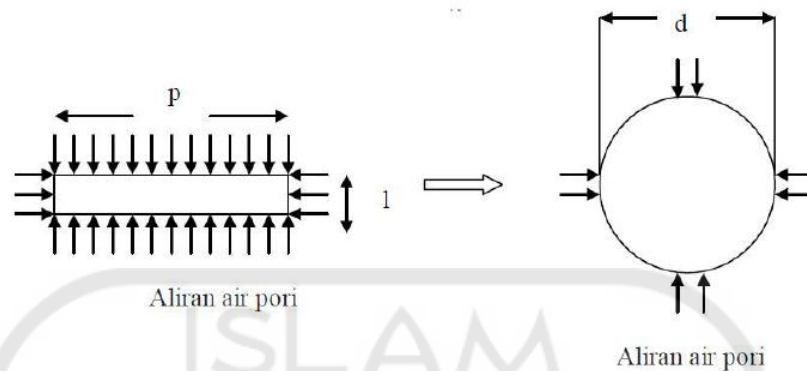
$$d_w = \frac{2(p+l)}{\pi} \quad (3.16)$$

dengan :

d_w = diameter PVD,

p = panjang PVD, dan

l = lebar PVD .



Gambar 3.6 Transformasi Penampang PVD

(Sumber : Barimbing, 2017)

4 *Smear Zone*

Rowe (1968) dalam Barimbing (2017) menyatakan “pada pemasangan PVD diasumsikan bahwa sifat-sifat tanah sekelilingnya tidak berubah, tetapi pada kenyataannya pemasangan PVD sedikit mengganggu (*disturb*) tanah, tergantung pada sensitivitas tanahnya”. PVD dimasukkan ke dalam tanah dengan menggunakan mandrel dan di ujungnya diberikan sepatu. Akibat pemasangan ini, maka lapisan tanah yang ditusuk *mandrel* akan terganggu. Gangguan yang terjadi tersebut disebut efek *smear*. Efek *smear* adalah berkurangnya nilai koefisien permeabilitas tanah arah radial (k_r) akibat proses peremasan (*remoulding*) selama pemasangan PVD (terutama jika digunakan paksi). Gangguan tersebut tergantung pada ukuran dan bentuk *mandrel*, *soil macrofabric* dan prosedur penginstalannya. Solusi yang mungkin dilakukan adalah dengan memperkecil luas penampang mandrel, akan tetapi kekakuan mandrel tetap dipertahankan.

Jamiolkowski et al (1983) dalam Hansbo (1987) dalam Barimbing (2017) merekomendasikan untuk suatu perencanaan diameter *smear zone* dapat diestimasi (2-3) kali diameter mandrel seperti pada Persamaan 3.17 dan Persamaan 3.18. Pada Gambar 3.7 menunjukkan daerah *smear zone*.

$$d_s = (2-3) d_m \quad (3.17)$$

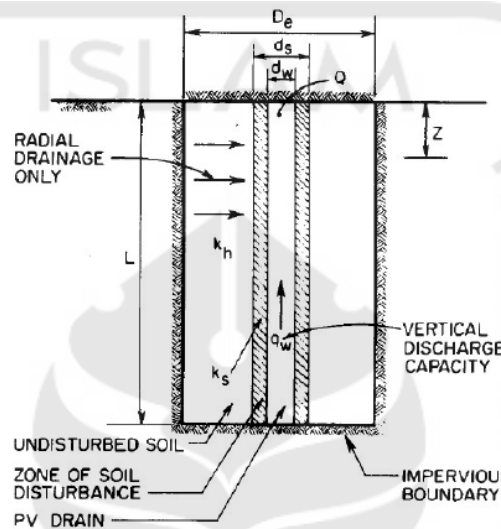
$$d_m = \sqrt{\frac{4 \times A_m}{\pi}} \quad (3.18)$$

dengan :

d_s = diameter *smear zone*,

d_m = diameter *mandrel*, dan

A_m = luasan ukuran *mandrel*.



Gambar 3.7 Pengaruh *Smear* dan Tahanan *Drain*

(Sumber: *Rixner et al* dalam Barimbing, 2017)

Daerah pengaruh pemasangan PVD (jangkauan kerja PVD) yang disebut sebagai diameter ekuivalen (D_e), bergantung kepada pola dan jarak pemasangan PVD. Pada umumnya, PVD dipasang dengan pola bujur sangkar atau segitiga seperti Gambar 3.8. Persamaan yang berlaku untuk mengetahui daerah pengaruh pemasangan PVD yaitu Persamaan 3.19 dan Persamaan 3.20.

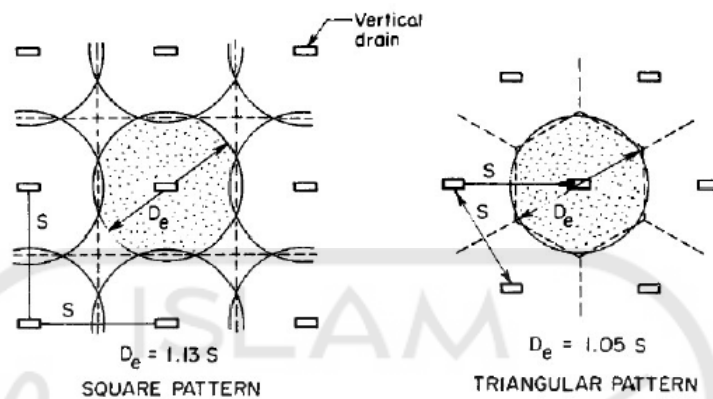
$$D_e = 1,13 S \text{ (untuk pola bujur sangkar)} \quad (3.19)$$

$$D_e = 1,05 S \text{ (untuk pola segitiga)} \quad (3.20)$$

dengan :

D_e = Diameter ekivalen (setelah penampang diubah menjadi bentuk lingkaran),
dan

S = *spacing* atau jarak antar PVD.



Gambar 3.8 Pola PVD (Kiri Pola Bujur Sangkar, Kanan Pola Segitiga)

(Sumber: *Geotextiles and Geomembranes* dalam Barimbing, 2017)

Pemasangan pola bujur sangkar akan lebih mudah untuk dikontrol, sedangkan dari segi penurunan maka pola segitiga akan memberikan penurunan yang lebih seragam.

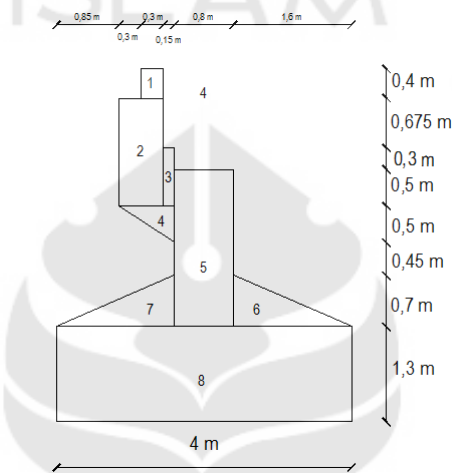
3.5 Abutment

Raharja (2018) mengatakan bahwa “pangkal jembatan atau *abutment* adalah bangunan bawah jembatan yang terletak pada kedua ujung jembatan yang berfungsi sebagai pemikul seluruh beban pada ujung luar batang, pinggir dan gaya-gaya lainnya, serta melimpah ke pondasi”. Apabila daya dukung tanah yang terdapat di bawah *abutment* tidak memenuhi maka daya dukungnya harus ditambah dengan pondasi dalam (pondasi sumuran, pondasi caisson). Jenis pondasi yang digunakan adalah tergantung dari jenis tanah yang ada di bawah struktur tersebut. *Abutment* dapat diasumsikan sebagai dinding penahan tanah yang berfungsi menyalurkan gaya vertikal dan horizontal dari bangunan atas ke pondasi dengan fungsi tambahan untuk mengadakan peralihan tumpuan dari oprit ke bangunan atas jembatan. Berikut ini yang termasuk ke dalam beban vertikal sebagai berikut.

1. Beban Mati Struktur

Beban mati struktur terdiri dari beban struktur atas dan beban sendiri dari *abutment*. Beban struktur atas merupakan beban dari jembatan itu sendiri. Pada

penelitian yang dilakukan Raharja (2018) mengenai beban mati struktur atas berupa jembatan rangka dengan bentang 60 m yaitu sebesar 72,156 ton di setiap tumpuan. Berat sendiri *abutment* dihitung berdasarkan seluruh berat struktur *abutment* dan berat tanah isian di atas *abutment*. *Abutment* akan dibagi menjadi beberapa bagian untuk mempermudah menghitung berat keseluruhan *abutment* seperti pada Gambar 3.9.



Gambar 3.9 Pembagian Luas Abutment

(Sumber : Raharja, 2018)

2. Beban Lajur

Beban kendaraan yang berupa beban lajur *D* terdiri dari beban terbagi rata *Uniformly Distributed Load* (UDL) dan beban garis atau *Knife Edge Load* (KEL). UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total (L) yang dibebani lalu-lintas seperti yang dirumuskan dengan Persamaan 3.21.

$$q = 8,0 \times (0,5 + 15 / L) \text{ kPa untuk } L > 30 \text{ m} \quad (3.21)$$

Perhitungan faktor beban dinamis (*Dinamic Load Allowance*) untuk KEL dirumuskan dengan Persamaan 3.22.

$$DLA = 0,4 - 0,0025 \times (L - 50) ; \text{ untuk } 50 < L < 90 \text{ m} \quad (3.22)$$

Perhitungan untuk mencari besar beban lajur *D* dan beban pada *abutment* akibat beban lajur *D* menggunakan Persamaan 3.23 dan Persamaan 3.24.

$$W_{TD} = (q \times L \times \frac{5,5+b}{2}) + (p \times DLA \times \frac{5,5+b}{2}) \quad (3.23)$$

$$P_{TD} = 0,5 \times W_{TD} \quad (3.24)$$

dengan :

q = Beban merata,

p = Intensitas KEL,

L = Bentang jembatan,

b = Lebar jalur,

W_{TD} = Beban lajur, dan

P_{TD} = Beban pada *abutment* akibat beban lajur.

3. Beban Pejalan Kaki

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya. Perhitungan beban pejalan kaki dapat dilakukan dengan menggunakan Persamaan 3.25 , Persamaan 3.26 dan Persamaan 3.27.

$$q = 5 - 0,033 \times (A - 10) \text{ kPa, Untuk } 10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2 \quad (3.25)$$

$$A = b \times 0,5L \times n \quad (3.26)$$

$$P_{TP} = A \times q \quad (3.27)$$

dengan :

q = Beban merata,

p = Intensitas KEL,

L = Bentang jembatan,

b = Lebar jalur,

A = Luas bidang trotoar yang didukung *abutment*, dan

P_{TD} = Beban pada *abutment* akibat pejalan kaki.

3.6 *Plaxis* 8.2

Plaxis adalah salah satu program aplikasi komputer yang menghitung konsolidasi dengan menggunakan teori konsolidasi biot. Pengembangan *Plaxis* dimulai pada tahun 1987 di Universitas Teknik Delft (*Technical University of Delft*) inisiatif Departemen Tenaga Kerja dan Pengelolaan Sumber Daya Air Belanda (*Dutch Department of Public Works and Water Management*). Tujuan awal adalah untuk menciptakan sebuah program komputer berdasarkan metode elemen hingga 2D yang mudah digunakan untuk menganalisis tanggul-tanggul yang dibangun di atas tanah lunak di dataran rendah Belanda. Pada tahun-tahun berikutnya, *plaxis* dikembangkan lebih lanjut hingga mencakup hampir seluruh aspek perencanaan geoteknik lainnya. Program ini melakukan perhitungan berdasarkan metode elemen hingga yang digunakan secara khusus untuk melakukan analisis deformasi dan stabilitas untuk berbagai aplikasi dalam bidang geoteknik. Kondisi sesungguhnya dapat dimodelkan dalam *plane strain* maupun secara *axisymetris*. Program ini menerapkan metode antar muka grafis yang mudah digunakan sehingga pengguna dapat dengan cepat membuat model geometri dan jaring elemen berdasarkan penampang melintang dari kondisi yang ingin dianalisis. Program ini terdiri dari empat buah sub-program yaitu masukan, perhitungan, keluaran, dan kurva.

Pemodelan *Mohr Coulomb* merupakan pemodelan tanah yang paling umum digunakan. Parameter pemodelan *mohr coulomb* terdiri atas Modulus Young (E), *Poissons ratio* (ν), kohesi (c), sudut geser dalam (ϕ) dan sudut dilatasi (ψ). Pemodelan *mohr coulomb* memiliki kelebihan berupa perhitungan masih relatif sederhana.

Pada saat memodelkan elemen tanah pada program *plaxis* 2D dapat dilakukan dalam dua kondisi yaitu sebagai berikut.

1. Kondisi *drained*

Kondisi *drained* merupakan kondisi untuk tanah yang memiliki permeabilitas besar seperti tanah pasir, tanah yang mengalami pembebanan sangat lambat, serta untuk menstimulasikan perilaku tanah dalam jangka panjang.

Kondisi *drained* pada program *plaxis* 2D digunakan untuk mengatur tidak ada kenaikan tekanan air pori (*porewater pressure*) pada material tanah.

2. Kondisi *undrained*

Kondisi *undrained* merupakan kondisi untuk tanah yang memiliki permeabilitas kecil seperti tanah lempung sehingga ketika diberikan *excess pore water pressure* tidak langsung terdisipasi atau teralirkan. Kondisi *undrained* pada program PLAXIS 2D digunakan untuk mengatur timbulnya kenaikan tekanan air pori (*excess pore water pressure*) pada material tanah.

Parameter-parameter yang digunakan pada pemodelan *mohr column* adalah sebagai berikut.

1. Berat Volume (γ)

Pada program *Plaxis* berat volume tanah yang dibutuhkan dalam perhitungan terbagi ke dalam dua jenis yaitu berat volume tanah jenuh dan berat volume kering. Parameter ini akan dipergunakan untuk mendapatkan tegangan *konfining* pada kedalaman tertentu pada kondisi jenuh maupun kondisi kering. Berat volume tanah merupakan perbandingan berat tanah terhadap volume dari tanah tersebut.

2. Koefisien Permeabilitas (k)

Koefisien *permeabilitas* dari tanah akan dipergunakan untuk menghitung kecepatan pengurangan tegangan air pori *ekses* selama proses pengeluaran air dari pori-pori tanah. Parameter ini pada analisa *undrain* akan mengontrol besarnya penurunan terhadap waktu. Harga koefisien rembesan (k) untuk tiap-tiap tanah adalah berbeda-beda. Menurut Craig (1989) dalam Satindra (2018) menyatakan bahwa nilai koefisien *permeabilitas* tanah dapat ditentukan berdasarkan jenis tanahnya seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.2 berikut ini.

Tabel 3.2 Nilai Koefisien Permeabilitas Tanah

Jenis Tanah	K	
	m/detik	m/hari
Kerikil bersih	$1 - 10^{-1}$	86400-8640
Pasir bersih dan campuran pasir kerikil	$10^{-1} - 10^{-4}$	8640-8,64
Pasir sangat halus, lanau dan lempung-lanau berlapis	$10^{-4} - 10^{-7}$	8,64-0,00864
Lempung tah bercelah dan lempung-lanau (>20% lempung)	$10^{-7} - 10^{-10}$	0,00864 – 0,00000864
Lempung yang mengalami pengawetan dan bercelah	$10^{-1} - 10^{-7}$	8640 - 0,00000864

Sumber : Meyerhof dalam Barimbing (2017)

3. Angka *poisson*

Angka *poisson* atau *poisson's ratio* merupakan harga perbandingan antara regangan lateral dengan tegangan aksial yang digunakan untuk menghubungkan besar modulus elastisitas (E) dengan modulus geser (G). Menurut Das (1995), hubungan antara angka *poisson* dengan jenis tanah dan konsistensi tanahnya dapat dilihat pada Tabel 3.3 sebagai berikut ini.

Tabel 3.3 Hubungan Angka *Poisson* dengan Jenis Tanah dan Konsistensi

Jenis Tanah	Angka Poisson
Pasir Lepas	0,20 – 0,40
Pasir agak padat	0,25 – 0,40
Pasir padat	0,30 – 0,45
Pasir berlanau	0,20 – 0,40
Lempung lembek	0,15 – 0,25
Lempung agak kaku	0,20 – 0,50

Sumber : Das (1995)

4. Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas (E) atau bisa disebut modulus *young* merupakan perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan pada pengujian *triaxial test*. Menurut Das (1995), nilai modulus elastisitas tanah juga dapat ditentukan berdasarkan jenis tanahnya yang ditunjukkan pada Tabel 3.4 berikut ini.

Tabel 3.4 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas

Jenis Tanah	E	
	psi	KN/m ²
Lempung lembek	250-500	1380 -3450
Lempung keras	850 -2000	586 – 13800
Pasir lepas	1500 - 4000	10350 – 27600
Pasir padat	5000-10000	34500 -69000

Sumber : Das (1995)

6. Sudut geser dalam (Φ)

Sudut geser dalam beserta kohesi merupakan parameter yang menentukan kekuatan tanah terhadap deformasi akibat tegangan yang bekerja pada tanah. Nilai dari sudut geser dalam diperoleh dari *engineering properties* tanah, yaitu dengan *triaxial test* dan *direct shear test*.

7. Kohesi

Parameter ini di dalam program *plaxis* bersama dengan sudut geser dalam tanah akan menjadi masukan untuk menghitung kekuatan tanah. Ketika dilakukan perhitungan konstruksi akan memunculkan peringatan (*warning*) kepada pengguna apabila tanah telah mengalami keruntuhan (*failure*) ketika dilaksanakan perhitungan. Kohesi memiliki dimensi yang sama dengan tegangan. Kohesi akan cenderung meningkat sesuai dengan kedalaman yang ditinjau. Nilai kohesi dapat diperoleh dari beberapa jenis pengujian antara lain adalah pengujian *triaxial* dan *unconfined compression test*.

8. Sudut dilatasi

Sudut dilatasi adalah sudut yang dibentuk bidang horizontal dengan arah pengembangan butiran pada saat butiran menerima tegangan deviatorik. Tanah lempung normal konsolidasi tidak memiliki sudut dilatasi. Tetapi pada tanah pasir, besar sudut ini tergantung pada kepadatan relatif (D_r) dan sudut geser dalamnya yang dinyatakan dengan persamaan $\psi = \phi - 30^\circ$.

