

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 TANAH

3.1.1 Tanah Lempung

Lempung adalah tanah berbutir halus yang memiliki sifat kohesif plastisitas. Lempung mempunyai ukuran diameter lebih kecil dari 0,075 mm atau lolos saringan no.200. sifat yang perlu diperhatikan pada jenis tanah lempung adalah Plastisitas. Plastisitas adalah sifat yang memungkinkan bentuk bentuk bahan itu dirubah-rubah tanpa perubahan isi atau kembali pada bentuk aslinya dan tanpa menunjukkan retakan/rusakan (Purwanto, 2008).

Lempung bersifat demikian kedap air sehingga hampir sepenuhnya terjebak dalam pori-porinya. Ketika suatu inkremen beban diterapkan, air pori tidak dapat keluar seketika. Karna partikel lempung cenderung mampat bersama, tekanan akan timbul dalam air pori sebagaimana terjadi pada minyak pengisi dongkrak hidraulik ketika suatu beban diletakkan di atas blok-torak. Tekanan ini cenderung menyebabkan cairan mengalir keluar. Aliran terjadi cepat pada awalnya, tetapi selama aliran berlangsung tekanannya berkurang sehingga laju aliran juga berkurang (Peck dkk, 1996).

Sifat-sifat umum tentang tanah lempung adalah sebagai berikut: (Arteni dan Febriani, 2004)

1. Hidrasi : Partikel lempung selalu terhidrasi yaitu dikelilingi oleh lapisan-lapisan molekul yang disebut air terserap (*absorbed water*), lapisan ini umumnya mempunyai tebal dua molekul dan disebut difusi (*diffuse layer*) atau lapisan di fusi ganda. Lapisan ini dapat hilang pada temperatur yang lebih tinggi dari 60° C sampai dengan 100° C dan akan mengurangi plastisitas tanah.
2. Aktifitas : Tipe mineral lempung mempunyai muatan negatif, ini menyebabkan terjadinya usaha untuk menyeimbangkan muatan dengan tarikan kation. Aktifitas digunakan sebagai indeks untuk mengidentifikasi kemampuan mengembang (*swelling*) maksudnya jika kadar lengas material ini dalam dalam

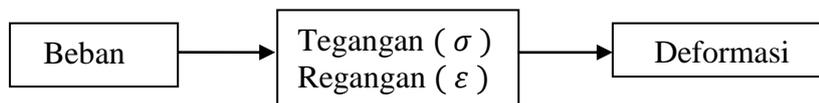
keadaan rendah, misalnya kerana keringnya lokasi, penurunan laju evaporasi, kemungkinan diakibatkan oleh adanya plat lantai bangunan, dapat menyebabkan terjadinya akumulasi kelengasan dan pengembangan yang kuat.

3. Flokulasi dan Dispersi : Struktur lempung bersifat terdispersi yaitu terbentuk oleh partikel-partikel lempung yang mengendap secara individu. Lempung terdispersi ini berpartikel akan saling berjauhan. Hal ini disebabkan dengan bertambahnya jarak antara partikel-partikel, gaya tolak-menolak antara partikel akan lebih besar dari pada tarik-menarik.
4. Pengaruh air : akan menentukan sifat plastisitas lempung, fenomena utama dalam lempung adalah bahwa massanya yang telah mengering dari suatu kadar air awal.

3.1.2 Dasar-Dasar Perkuatan Tanah

1. Konsep Tegangan - Regangan

Salah satu fungsi yang terpenting dalam studi Mekanika Tanah adalah perkiraan mengenai besarnya ‘tegangan’ akibat suatu beban atau pembebanan yang akan menghasilkan deformasi yang berlebihan disebut ‘Tegangan Runtuh’, dapat dilihat pada Gambar 3.1 (Purwanto, 2012).



Gambar 3.1 Tegangan dan Regangan
(Sumber : Purwanto, 2012)

2. Masa Tanah

Tanah merupakan material berbutir halus, keruntuhan yang terjadi terutama disebabkan oleh terguling dan tergelincirnya butiran-butiran dan bukan karena oleh tarikan atau tekanan antar butir-butir tanah. Oleh karena itu sifat keruntuhan:

- a. Tegangan yang perlu ditinjau adalah Tegangan Geser, sedangkan tanah atau kekuatan yang ditinjau adalah Kuat Geser.
- b. “Keruntuhan” adalah suatu perubahan keadaan dalam struktur tanah yang disertai dengan “deformasi” pada zona tegangan sampai deformasi itu berhenti. Deformasi total yang dihasilkan:

- 1) Deformasi akibat tegangan-tegangan sampai saat tanah tersebut menjadi tuntu.
- 2) Deformasi yang terjadi sesudah keruntuhan. Kekuatan tanah sudah runtuh disebut “Kekuatan sisa” (*Residual strength*).

3.1.3 Parameter Tanah

Parameter tanah yang dimaksudkan di sini meliputi *modulus young*, *posson rasion*, sudut geser dalam, dan kohesi.

1. Modulus Young

Nilai modulus young menunjukkan besarnya nilai elastisitas tanah yang merupakan perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai ini bisa didapatkan dari triaxial test. Umumnya modulus elastisitas (E) ditentukan dari uji triaksial kondisi *undrained*, dan nilai E ditentukan dari pendekatan kemiringan kurva tegangan-regangan yang diambil pada setengah dari beban ultimit aksial. Angka *poisson* (ν) dapat dihitung dari pengukuran regangan kompresi aksial dan regangan lateral selama uji triaksial. Nilai Modulus elastisitas (E_s) secara empiris dapat ditentukan dari jenis tanah dan data sondir seperti terlihat pada Tabel 3.1 dan 3.2.

Untuk tanah granuler seperti pasir, modulus elastisitas dapat ditentukan dari uji triaksial. Nilai modulus elastisitas (E) telah diketahui proposional dengan $(\sigma_0)^n$, dengan σ_0 adalah tekanan kekang hidrostatis dan nilai n mendekati 0,5. Nilai-nilai modulus elastisitas (E) dan angka *poisson* (ν) perkiraan untuk berbagai macam tanah.

Dengan menggunakan data sondir, booring dan grafik triaksial dapat digunakan untuk mencari besarnya nilai elastisitas tanah. Nilai yang dibutuhkan adalah nilai qc atau cone resistance. Yaitu dengan menggunakan rumus seperti dalam Persamaan 3.1 sampai dengan 3.3.

$$E = 2 q_c \text{ kg/cm}^2 \quad (3.1)$$

$$E = 3 q_c \text{ kg/cm}^2 \text{ (untuk pasir)} \quad (3.2)$$

$$E = 2 q_c - 8 q_c \text{ kg/cm}^2 \text{ (untuk lempung)} \quad (3.3)$$

Nilai yang dibutuhkan adalah nilai N. Modulus elastisitas didekati dengan menggunakan rumus seperti dalam Persamaan 3.4 dan 3.5:

$$E = 6 (N+5) \text{ k/ft}^2 \text{ (untuk pasir berlempung)} \quad (3.4)$$

$$E = 10 (N+15) \text{ k/ft}^2 \text{ (untuk pasir)} \quad (3.5)$$

Hubungan antara modulus elastisitas tanah dengan qc dari berbagai macam jenis tanah dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Hubungan Antara Es dengan qc

Jenis Tanah	CPT (kg/cm^2)
Pasir terkonsolidasi normal	$E_s = (2 - 4) q_c$
Pasir over consolidation	$E_s = (6 - 30) q_c$
Pasir berlempung	$E_s = (3 - 6) q_c$
Pasir berlanau	$E_s = (1 - 2) q_c$
Lempung lunak	$E_s = (3 - 8) q_c$

Sumber: Hardiyatmo (2010)

Nilai modulus *young* menunjukkan besarnya nilai elastisitas tanah yang merupakan perbandingan utama antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai ini bisa didapatkan dari *triaxial test*. Nilai modulus elastisitas (E_s) secara empiris dapat ditentukan dari jenis tanah dan data sondir seperti terlihat pada Tabel 3.2 berikut ini.

Tabel 3.2 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

Macam Tanah	E (kN/m^2)
Lempung:	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir:	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
Lanau	2000 – 20000
Loess	15000 – 60000
Cadas	140000–1400000

Sumber: Hardiyatmo (2010)

2. Poisson Ratio

Nilai poisson ratio ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan permukaan lateral. Nilai poisson ratio dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti yang terlihat pada Tabel 3.3

Tabel 3.3 Hubungan Antara Jenis Tanah dan Poisson Ratio

Macam Tanah	ν
Lempung jenuh	0,40 – 0,50
Lempung tak jenuh	0,10 – 0,50
Lempung berpasir	0,20 – 0,30
Lanau	0,30 – 0,35
Pasir padat	0,20 – 0,40
Pasir kasar ($e = 0,4 - 0,7$)	0,15
Pasir halus ($e = 0,4 - 0,7$)	0,25
Batu	0,10 – 0,40
<i>Loess</i>	0,10 – 0,30

Sumber : Hardiyatmo (2010)

3. Kohesi

Kohesi merupakan gaya tarik antar partikel tanah. Bersama dengan sudut geser dalam, kohesi merupakan parameter kuat geser tanah yang menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi akibat tegangan yang bekerja pada tanah dalam hal dalam hal ini berupa gerakan lateral tanah. Nilai ini didapat dari pengujian *Triaxial Test* dan *Direct Shear Test*.

4. Kuat Geser Tanah

Kuat geser tanah diperlukan untuk menghitung daya dukung tanah (*bearing capacity*), tegangan tanah terhadap dinding penahan (*earth pressure*) dan kestabilan lereng. Kekuatan geser tanah dalam Tugas Akhir ini menggunakan 2 (dua) analisis yaitu *Direct Shear Test* dan *Triaxial Test*.

Kekuatan geser tanah terdiri dari dua parameter yaitu:

- bagian yang bersifat kohesi C yang tergantung dari jenisnya, dan
- bagian yang mempunyai sifat gesekan/frictional (σ) yang bekerja pada bidang geser.

Parameter kuat geser tanah yaitu sudut gesek dalam (ϕ) dan kohesi tanah (c) dapat diperoleh dengan uji geser langsung. Menurut Coulomb (1776) dalam Hardiyatmo (2010), kuat geser tanah didefinisikan seperti pada Persamaan 3.6.

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \emptyset \quad (3.6)$$

Keterangan:

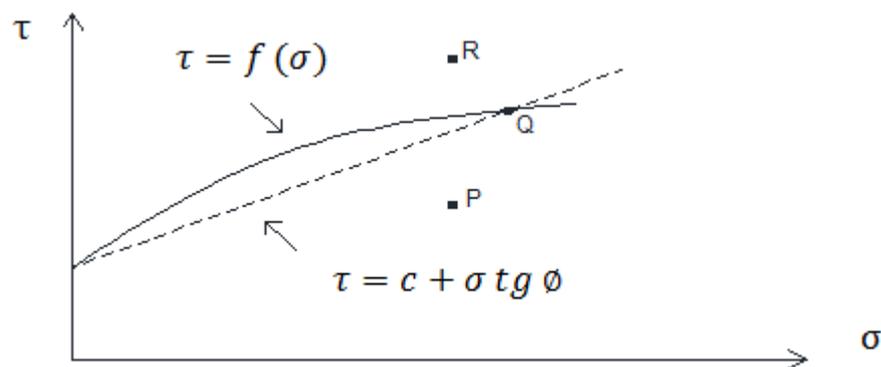
τ = kuat geser tanah (kN/m^2),

σ = Tegangan total pada bidang geser (kN/m^2),

c = Kohesi tanah (kN/m^2), dan

\emptyset = Sudut geser dalam tanah (derajat)

Pengertian mengenai keruntuhan suatu bahan dapat diGambarkan seperti tampak pada Gambar 3.2.



Gambar 3.2 Kriteria Kegagalan Mohr dan Coulomb
(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Jika tegangan-tegangan baru mencapai titik P, keruntuhan tanah akibat geser tidak terjadi. Keruntuhan geser akan terjadi, jika tegangan-tegangan mencapai titik Q yang terletak pada garis selubung kegagalan (*failure envelope*). Kedudukan tegangan yang diGambarkan oleh titik R tidak akan pernah terjadi, karena sebelum tegangan yang terjadi mencapai titik R bahan sudah mengalami keruntuhan. Tegangan-tegangan efektif yang terjadi dalam tanah sangat dipengaruhi oleh tekanan air pori. Terzhagi (1925) dalam Hardiyatmo (2010), mengubah persamaan Coulomb dalam bentuk tegangan efektif seperti pada Persamaan 3.7.

$$\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \emptyset'$$

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \emptyset' \quad (3.7)$$

keterangan:

c' = kohesi tanah efektif (kN/m^2),

ϕ' = sudut gesek dalam tanah efektif (derajat),

σ' = tegangan normal efektif (kN/m^2), dan

u = tekanan air pori (kN/m^2)

Kekuatan geser dalam memiliki variabel kohesi dan sudut geser dalam. Sudut geser dalam bersamaan dengan kohesi menentukan ketahanan tanah akibat tegangan yang bekerja berupa tekanan lateral tanah. Nilai ini juga didapat dari pengukuran *engineering properties* tanah berupa Triaxial Test dan Direct Shear Test. Untuk lebih jelasnya ditunjukkan pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Hubungan Antara Sudut Geser Dalam dengan Jenis Tanah

Jenis Tanah	Sudut Geser Dalam
Kerikil kepasiran	35 – 40
Kerikil kerakal	35 – 40
Pasir padat	35 – 40
Pasir lepas	30
Lempung	25 – 30
Lempung	20 – 25

Sumber : Das (1994)

3.1.4 Tanah Timbunan/Urugan

Pada daerah timbunan, umumnya material urugan dipadatkan dengan tingkat kepadatan tertentu, sehingga diperoleh daya dukung tanah dasar yang tinggi. Kompresi tanah timbunan disebabkan oleh keluarnya udara di rongga pori tanah akibat berat bangunan dan berat sendiri dilapisan tanah timbunan yang tinggi. kompresi tmbunan ini dapat direduksi dengan pemadatan yang baik saat pembangunan. Hal ini sangat penting adalah mencegah adanya penurunan tak seragam yang terjadi pada waktu pendek, karena dapat mengakibatkan kerusakan pada struktur bangunan diatas timbunan tanah (Hardiyatmo, 2011).

Dari uraian di atas, maka pemadatan material timbunan sangat penting dalam pekerjaan timbunan. Pemadatan yang baik sangat dianjurkan, karena:

1. Mereduksi penurunan akibat kompresi timbunan sendiri.
2. Menambahkan stabilitas lereng timbunan.
3. Mereduksi kecendrungan tanah timbunan dalam menyerap air.

Pemilihan material urugan dipengaruhi oleh tersedianya bahan disekitar lokasi proyek, pada umumnya, bahan granuler lebu disukai untuk tanah urug,

karena kuat gesar material ini relatif tidak dipengaruhi oleh perubahan kadar air. Bila kuat gesar tanah turun akibat naiknya kadar air (seperti kebanyakan tanah kohesif), maka tekanan tanah lateral akan naik. Pengalaman menunjukkan bahwa dinding penahan banyak mengalami masalah bila digunakan tanah urug lempung. Nilai –nilai berat volume (γ), kohesi (c), dan sudut gesek dalam (φ), yang digunakan dalam hitungan tanah lateral harus ditentukan dari pengujian contoh tanah yang mewakili kondisi tanahnya.

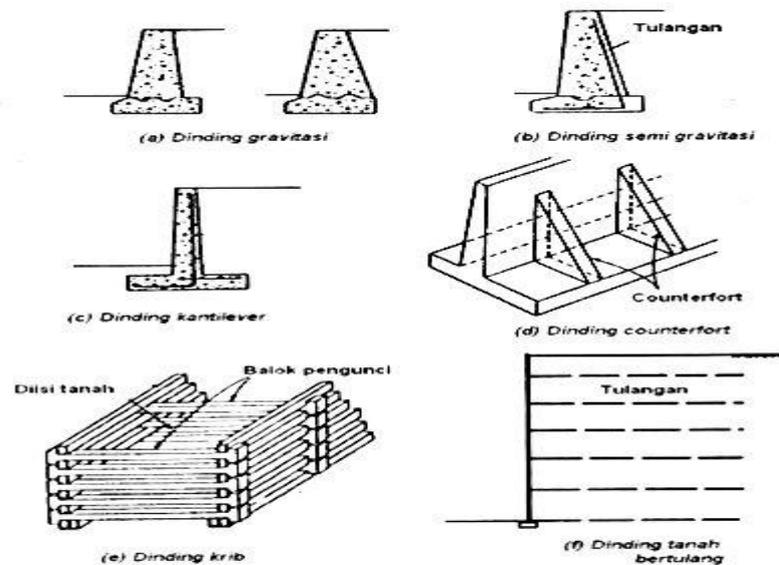
3.2 DINDING PENAHAN TANAH

Bangunan dinding penahan tanah digunakan untuk menahan tekanan lateral yang ditimbulkan oleh tanah urug atau tanah asli yang labil. Bangunan ini banyak digunakan pada proyek-proyek: irigasi, jalan raya, pelabuhan, dan lain-lainnya. Elemen- elemen fondasi seperti bangunan di bawah tanah (*basement*), pangkal jembatan (*abutment*), selain berfungsi sebagai bagian bawah dari struktur, berfungsi juga sebagai penahan tanah di sekitarnya.

Tipe- tipe dinding penahan tanah antara lain:

1. Dinding gravitasi adalah dinding penahan tanah yang dibuat dari beton bertulang atau pasangan batu. Sedikit tulangan beton kadang-kadang diberikan pada permukaan dinding untuk mencegah retakan permukaan akibat perubahan temperatur (Gambar 3.7a).
2. Dinding semi gravitasi adalah dinding gravitasi yang berbentuk agak ramping. Karena ramping, pada strukturnya diperlukan penulangan beton, namun hanya bagian dinding saja. Tulangan beton yang berfungsi sebagai pasak, dipasang untuk menghubungkan bagian dinding dan fondasi (Gambar 3.7b).
3. Dinding kantilever adalah dinding yang terdiri dari kombinasi dinding dan beton bertulang yang berbentuk huruf T (Gambar 3.7c).
4. Dinding *counterfort* adalah dinding yang terdiri dari dinding beton bertulang tipis yang dibagian dalam dinding pada jarak tertentu didukung oleh pelat/dinding vertikal yang di sebut *counterfort* (dinding penguat) (Gambar 3.7d).

5. Dinding krib terdiri dari balok-balok beton yang disusun menjadi dinding penahan (Gambar 3.7e).
6. Dinding tanah bertulang atau dinding diperkuat (*reinforced earth wall*) adalah dinding yang terdiri dari dinding yang berupa timbunan tanah yang diperkuat dengan bahan-bahan tertentu yang terbuat dari geosintetik maupun mental (Gambar 3.3f).



Gambar 3.3 Berbagai Tipe Dinding Penahan Tanah.
(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

3.2.1. Tekanan Tanah Lateral

Analisis tekanan tanah lateral digunakan untuk perancangan dinding penahan tanah dan struktur penahan yang lain, seperti pangkal jembatan, turap, terowongan, saluran beton di bawah tanah. Tekanan tanah lateral adalah gaya yang di timbulkan oleh akibat dorongan tanah di belakang struktur penahanan tanah. Besarnya tekanan lateral sangat dipengaruhi oleh perubahan letak (*displacement*) dari dinding penahan sifat-sifat tanahnya (Hardiyatmo, 2010).

Menurut Rankine (1897) dalam Hardiyatmo (2010) koefisien tekanan aktif (*coefficient of active earth pressure*) atau K_a . Bila dinyatakan dalam persamaan umum yaitu seperti dalam Persamaan 3.8 dan 3.9.

$$K_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} - \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (3.8)$$

Keterangan: $\sigma_v = z \gamma$.

Maka $\sigma_3 = K_a z \gamma$.

$$K_a = \frac{\sigma_3}{z \gamma} = \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (3.9)$$

koefisien tekanan tanah pasif (*coefficient of passive earth pressure*) atau K_p . Pada kondisi ini diperoleh persamaan seperti dalam Persamaan 3.10.

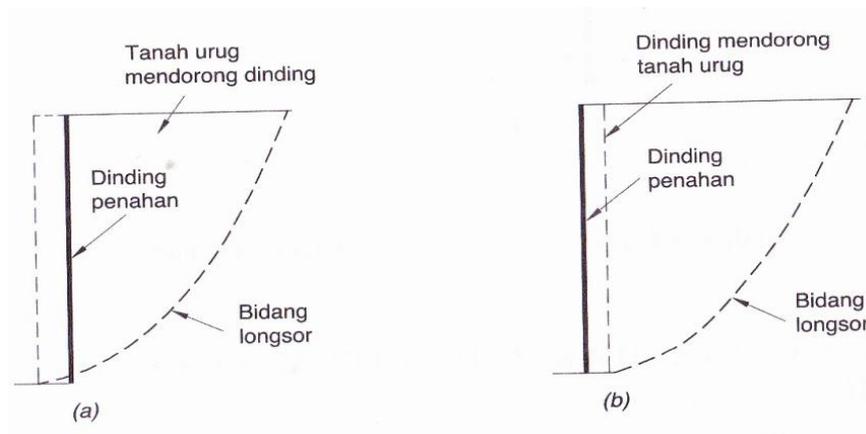
$$\sigma_p = z \gamma \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) \quad \text{atau}$$

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_1} = \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) \quad (3.10)$$

Dari Persamaan (3.9) dan (3.10), dapat dinyatakan bahwa persamaan tersebut seperti dalam Persamaan 3.11.

$$K_p = \frac{1}{K_a} \quad (3.11)$$

Persamaan (3.11) ini hanya berlaku untuk kondisi permukaan tanah horisontal. Nilai K_a dan K_p hanya dapat diaplikasikan dalam hitungan bila tanah sudut dalam kondisi runtuh. Gambar Tekanan tanah lateral saat tanah runtuh seperti tampak pada Gambar 3.4.



Gambar 3.4 Tekanan Tanah Lateral saat Tanah Runtuh

a) Tekanan tanah aktif

b) Tekanan tanah pasif

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

3.2.2 Teori Rankine

Teori Rankine (1857) dalam Hardiyatmo (2011) analisis tekanan tanah lateral dilakukan dengan asumsi- asumsi sebagai berikut:

1. Tanah dalam kedudukan keseimbangan plastis, yaitu sembarang elemen tanah dalam kondisi tepat akan runtuh.
2. Tanah urug tidak berkohesi ($c = 0$).
3. Gesekan antara dinding dan tanah urug diabaikan atau permukaan dinding dianggap licin sempurna ($\delta = 0$).

1) Tekanan Tanah Lateral Pada Tanah Tak Kohesif

a. Permukaan tanah urug horisontal

Tanah tak kohesif atau tanah granuler adalah tanah-tanah yang tidak mempunyai kohesi ($c = 0$) seperti pasir, kerikil. Bila permukaan tanah urug horisontal (Gambar 3.9a), tekanan tanah aktif (P_a) pada sembarang kedalaman z dari permukaan tanah urug atau puncak dinding penahan seperti pada Persamaan 3.12 dan 3.13.

$$P_a = K_a z \gamma \quad (3.12)$$

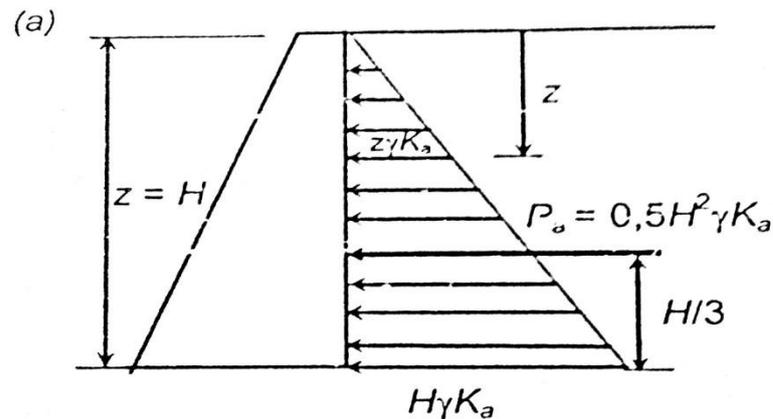
dengan:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.13)$$

Tekanan tanah aktif total (P_a) pada dinding penahan tanah dengan tinggi H seperti terlihat pada persamaan 3.14.

$$P_a = 0,5 H^2 \gamma K_a \quad (3.14)$$

dengan titik tangkap gaya pada $H/3$ dari dasar dinding penahan tanah.



Gambar 3.5 Diagram Tekanan untuk Permukaan Tanah Urug Horisontal
(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

b. Permukaan tanah untuk urug miring

Untuk kasus tanah urug tidak berkohesi ($c = 0$) yang permukaan miring di belakang dinding penahan tanah, dengan permukaan dinding belakang licin (Gambar 3.5). Tegangan lateral bekerja pada bidang vertikal dari elemen tanah (bidang yang paralel dengan bagian permukaan dinding belakang) akan sejajar dengan permukaan tanah urug.

Tekanan pada tanah urug miring memiliki persamaan seperti pada Persamaan 3.15a dan 3.15b.

$$P_a = K_a \gamma z \quad (3.15a)$$

Dalam persamaan tersebut,

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}} \quad (3.15b)$$

Keterangan:

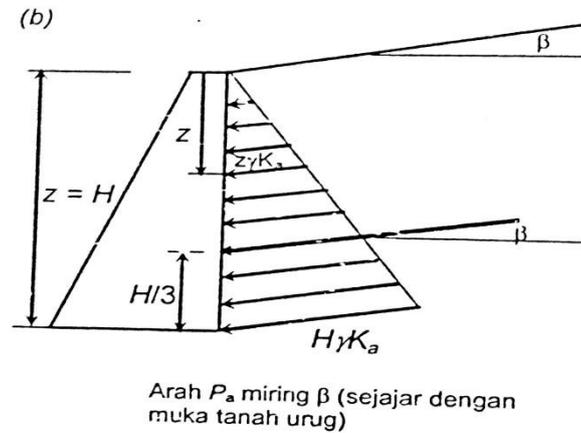
β = sudut kemiringan permukaan tanah urug terhadap horisontal

φ = sudut gesek dalam

Pada tekanan tanah aktif total (P_a) untuk dinding penahan tanah setinggi H seperti pada Persamaan 3.16.

$$P_a = 0,5 H^2 \gamma K_a \quad (3.16)$$

Daerah arah garis kerja tekanan yang sejajar permukaan tanah urug dan bekerja pada ketinggian $H/3$ dari dasar dinding penahan.



Gambar 3.6 Diagram Tekanan untuk Permukaan Tanah Urug Miring
(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

Tekanan tanah pasif untuk permukaan tanah miring ditentukan dengan cara yang sama. Pada kedudukan pasif, tekanan tanah pasif (P_p) pada kedalaman z dari puncak dinding penahan seperti pada Persamaan 3.17a.

$$P_p = K_p z \gamma \quad (3.17a)$$

Tekanan tanah pasif total (P_p) pada dinding penahan tanah dengan setinggi H , dinyatakan seperti pada Persamaan 3.17b dan 3.17c.

$$P_p = 0,5 H^2 \gamma K_p \quad (3.17b)$$

dengan,

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}}{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}} \quad (3.17c)$$

Titik tangkap gaya tekanan tanah pasif terletak pada $H/3$ dari dasar dinding penahan dan arahnya sejajar dengan permukaan tanah urug. Pada persamaan ini tanah urug horisontal ($\beta = 0$) seperti pada Persamaan 3.18.

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.18)$$

2) Tekanan Tanah Lateral Pada Tanah Kohesif

Bila tanah urug mempunyai kohesi (c) dan sudut gesek dalam (φ), maka pada kedudukan Rankine, tekanan tanah aktif (P_a) dinyatakan pada Persamaan 3.19 dan 3.20.

$$P_a = \gamma z \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) - 2c \text{tg} (45^\circ - \varphi/2) \quad (3.19)$$

Karena, $K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$, maka

$$P_a = \gamma z K_a \sqrt{K_a} \quad (3.20)$$

Terlihat pada persamaan tersebut, kemungkinan P_a negatif, yang berarti ada gaya tarik yang bekerja pada tanah. Pada bagian tanah yang menderita gaya tarik tersebut, tanah menjadi retak-retak. Retakan bila terisi oleh air hujan selain mengurangi kohesi juga mengakibatkan tambahan tekanan tanah lateral akibat tekanan hidrostatik.

Kedalaman kritis (h_c) yang menyatakan kedalaman tanah yang retak, terjadi saat $p_a = 0$. Dari persamaan, dapat diperoleh seperti pada Persamaan 3.21.

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (3.21)$$

Dari memperhatikan persamaan (3.19), di permukaan tanah ($z = 0$) nilai p_a akan sama dengan seperti pada Persamaan 3.22.

$$P_a = -2c \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) = -2c \sqrt{K_a} \quad (3.22)$$

Bila tanah pada kedudukan pasif, seperti pada Persamaan 3.23a dan 3.23b

$$P_p = \gamma z K_p + \sqrt{K_p} \quad (3.23a)$$

Di permukaan tanah,

$$P_p = 2c \sqrt{K_p} \quad (3.23b)$$

Gaya – gaya tekanan tanah aktif dan pasif pada dinding penahan tanah urug yang kohesif, dinyatakan oleh persamaan-persamaan sebagai berikut seperti pada Persamaan 3.24a dan 3.24b.

a. Tekanan tanah aktif total:

$$P_a = 0,5\gamma H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a} \quad (3.24a)$$

b. Tekanan tanah pasif total:

$$P_p = 0,5\gamma H^2 K_p - 2cH \sqrt{K_p} \quad (3.24b)$$

Keterangan:

P_a = tekanan tanah aktif total (kN)

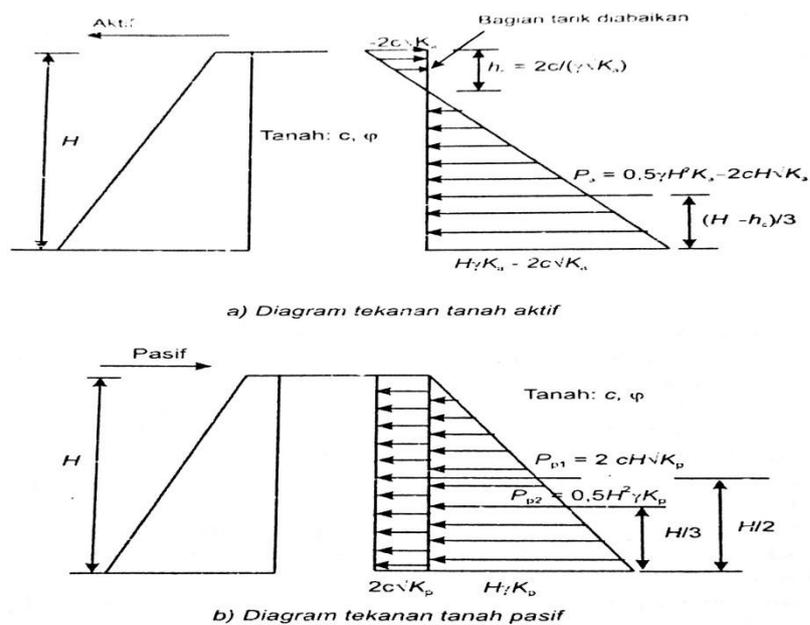
P_p = tekanan tanah pasif total (kN)

H = tinggi dinding penahan tanah (m)

γ = berat volume urug (kN/m³)

c = kohesi tanah urug (kN/m²)

Diagram tekanan tanah aktif dan pasif untuk tanah kohesif ditunjukkan dalam Gambar 3.7.



Gambar 3.7 Diagram Tekanan Tanah Aktif dan Pasif untuk Tanah Kohesif ($C > 0$ Dan $\varphi > 0$)

(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

3.2.3 Teori Tekanan Tanah Menurut Mononobe-Okabe

Metode yang dikembangkan berdasarkan metode *limit state analyses* adalah metode Mononobe-Okabe (Mononobe dan Matsuo, 1929), (Okabe,1924). Studi pengaruh gempa terhadap tegangan lateral pada struktur penahan tanah pertama-tama dilakukan di Jepang oleh Okabe (1924) dan Mononobe-Matsuo (1929) .Pada metode ini diasumsikan dimana sebuah bidang segitiga tanah (*soil wedge*) dibatasi dengan sebuah dinding penahan yang kaku. Adapun beberapa hal yang harus diperhatikan pada metode ini, antara lain :

- 1) Metode Mononobe-Okabe mengacu pada teori tegangan lateral tanah yang dikembangkan oleh Coulomb (1776)
- 2) Merupakan metode pseudo-static
- 3) Berlaku untuk struktur penahan tanah yang dapat mengalami pergerakan yang cukup besar hingga batas keruntuhan (*yielding wall*)

Gaya-gaya yang diperhitungkan dalam solusi *Mononobe-Okabe* ditunjukkan pada Gambar 3.8. Garis AB adalah bagian belakang *retaining wall* dan ABC adalah bagian tanah yang akan mengalami keruntuhan. Gaya pada bagian yang runtuh per satu satuan panjang dinding adalah :

1. berat sendiri bagian yang runtuh (W),
2. gaya aktif (P_{AE}),
3. resultan gaya geser dan normal sepanjang bidang runtuh F ,
4. $k_h W$ dan $k_v W$, momen inersia dalam arah horizontal dan vertikal, dimana;

$$K_h = \frac{\text{percepatan gempa dari komponen horizontal}}{g} \quad (3.25a)$$

$$K_v = \frac{\text{percepatan gempa dari komponen horizontal}}{g} \quad (3.25b)$$

dimana g adalah percepatan gravitasi.

Gaya aktif ditentukan dari analisis lapisan yang di Gambarkan dalam persamaan berikut:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE} \quad (3.26)$$

dimana :

K_{AE} = koefisien tekanan tanah aktif dengan pengaruh gempa.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\theta - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) \sin(\theta - \theta + i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.27)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{(1 - k_h)} \right]$$

Gaya pasif ditentukan dari analisis lapisan yang digambarkan dalam persamaan berikut:

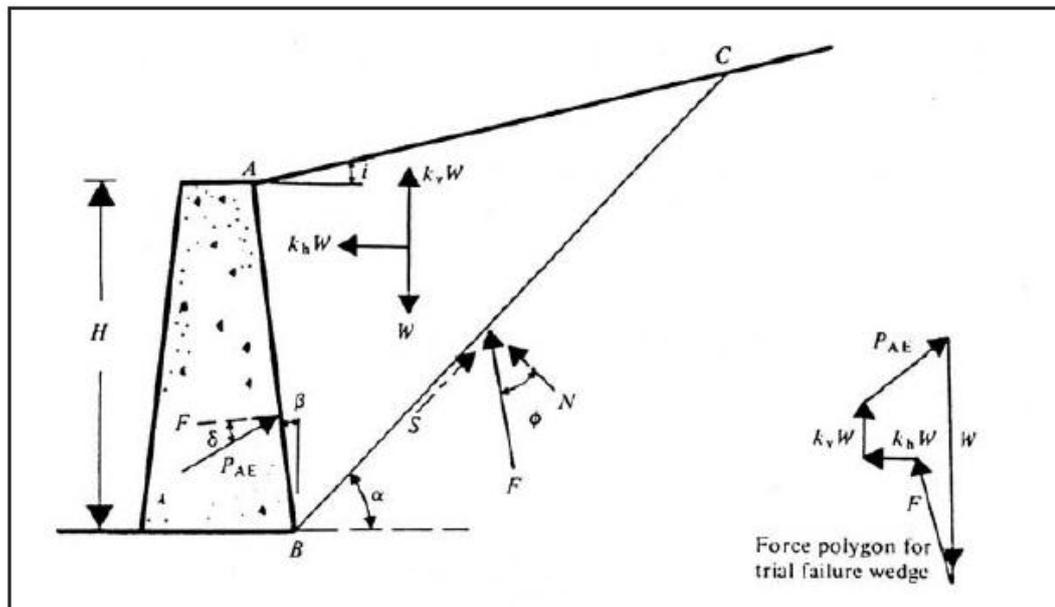
$$P_{pE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE} \quad (3.28)$$

dimana :

K_{AE} = koefisien tekanan tanah pasif dengan pengaruh gempa.

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\beta + \theta - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \beta \sin(\delta + \beta + \theta - 90) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) \sin(\theta - \theta + \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (3.29)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{(1 - k_h)} \right]$$



Gambar 3.8 Asal Mula Persamaan *Mononobe-Okabe*
(Sumber : Nur dan Hakam, 2010)

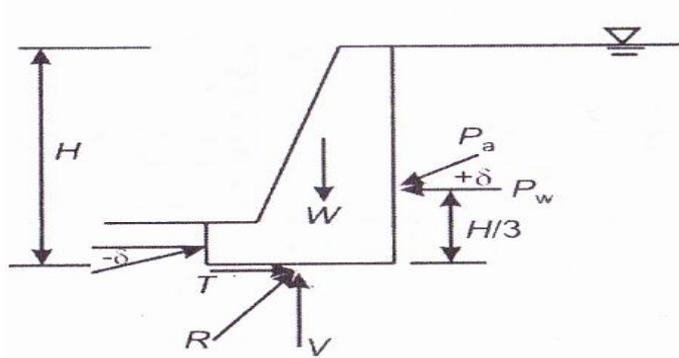
3.2.4 Stabilitas Eksternal

Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah meliputi (Gambar 3.9):

1. Berat sendiri dinding penahan tanah (W)
2. Gaya tekanan tanah aktif total tanah urug (P_a)

3. Gaya tekanan tanah pasif total didepan dinding (P_p)
4. Tekan air pori di dalam tanah (P_w)
5. Reaksi tanah dasar (R)

Jika dinding pada keadaan seimbang, jumlah vektor gaya-gaya akan sama dengan nol.



Gambar 3.9 Gaya-Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah.
(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

Analisis stabilitas dinding penahan tanah ditinjau sebagai berikut:

- a. faktor aman terhadap geseran dan penggulingan harus mencukupi.
- b. tekanan yang terjadi pada tanah dasar pondasi
- c. harus tidak boleh melebihi kapasitas dukung izin.
- d. stabilitas lereng secara keseluruhan harus memenuhi syarat.

1. Stabilitas Terhadap Geser

Stabilitas terhadap geser, tinjauan ini perlu dilakukan karena konstruksi akan di dorong oleh gaya horizontal yang bekerja. Kemampuan untuk menahan gaya horizontal sangat tergantung oleh gaya perlawanan yang terjadi pada bidang kontak antara konstruksi dengan tanah dasar pondasi (Purwanto, 2009).

Gaya yang menggeser dinding penahan tanah akan ditahan oleh:

- a. Gesekan antara tanah dengan dasar pondasi dinding penahan tanah.
- b. Tekanan tanah pasif bila didepan dinding penahan tersebut terdapat timbunan.

Faktor aman (SF_{geser}) didefinisikan sebagai berikut seperti Persamaan 3.30.

$$SF_{\text{geser}} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h} \quad (3.30)$$

Untuk tanah granuler ($c = 0$); seperti pada Persamaan 3.31.

$$\sum R_h = W F \quad (3.31)$$

$$= W \operatorname{tg} \delta b; \text{ dengan } \delta b \leq \varphi$$

Untuk tanah kohesif ($\varphi = 0$); seperti pada Persamaan 3.32.

$$\sum R_h = c_a B \quad (3.32)$$

Untuk tanah $c - \varphi$ ($\varphi > 0$ dan $c > 0$); seperti pada Persamaan 3.33.

$$\sum R_h = c_a B + W \operatorname{tg} \delta b \quad (3.33)$$

Keterangan:

$\sum R_h$ = Jumlah dari gaya-gaya horizontal yang mencegah struktur bergeser. $\sum F_p$ merupakan gaya-gaya penahan yang di sebabkan oleh tahanan gesek dari struktur dengan tanah serta tahanan yang disebabkan oleh kohesi tanah (kN.m)

$\sum p_h$ = Jumlah dari gaya-gaya horizontal yang menyebabkan struktur bergeser. $\sum F_A$ disebabkan oleh tekanan tanah aktif yang bekerja pada struktur (kN.m)

W = Berat total dinding penahan dan tanah di atas pelat fondasi (kN)

δb = Sudut geser antara tanah fondasi dan fondasi dasar, biasanya diambil $1/3$ -($2/3$) φ

c_a = $ad \times c$ = adhesi antara tanah dan dasar dinding (kN/m²)

c = kohesi tanah dasar (kN/m²)

ad = faktor adhesi

B = lebar fondasi (m)

F = $\operatorname{tg} \delta b$ = koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar fondasi.

Faktor aman terhadap geser dasar fondasi (SF_{geser}) minimum, diambil

1,5. Bowles (1997) dalam Hardiyatmo (2011) menyarankan :

$SF_{geser} \geq 1.5$ untuk tanah dasar granuler

$SF_{geser} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif

Dalam Tabel 3.5 ditunjukkan nilai-nilai dasar f dari berbagai macam jenis tanah dasar. Jika dasar fondasi sangat kasar, seperti beton yang langsung dicor langsung ke tanah, koefisien gesek $f = \text{tg } \delta_b = \text{tg } \varphi$ adalah sudut gesek dalam tanah dasar.

Tabel 3.5 Koefisien Gesekan (F) Antara Dasar Fondasi dan Tanah Dasar

Jenis tanah dasar fondasi	$f = \text{tg } \delta$
Tanah granuler kasar tak mengandung lanau atau lempung	0,55
Tanah granuler kasar mengandung lanau	0,45
Tanah lanau tak berkohesi	0,35
Batu keras permukaan kasar	0,60

Sumber : Hardiyatmo (2011)

2. Stabilitas Terhadap Guling

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urug di belakang dinding penahan, cenderung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat fondasi. Momen penggulingan ini, dilawan oleh momen berat sendiri dinding penahan dan momen akibat berat tanah di atas pelat fondasi. Kesetabilan struktur dihitung dengan menghitung angka aman terhadap kemungkinan terguling yang dihitung dengan persamaan berikut:

Faktor aman akibat terhadap gaya guling (SF_{guling}), didefinisikan sebagai berikut seperti pada Persamaan 3.34.

$$SF_{\text{guling}} = \frac{\sum M_p}{\sum M_a} \quad (3.34)$$

Keterangan:

$\sum M_p$ = momen yang menyebabkan struktur terguling dengan titik pusat putaran di titik 0. (kNm)

$\sum M_a$ = momen yang mencegah struktur terguling dengan titik pusat putaran di titik 0. (kNm)

Faktor aman terhadap penggulingan (F_{guling}) bergantung pada jenis tanah, yaitu:

$SF_{\text{guling}} \geq 1.5$ untuk tanah dasar granuler

$SF_{\text{guling}} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif

3. Daya Dukung Ijin dari Tanah

Beberapa persamaan kapasitas dukung tanah telah digunakan untuk menghitung stabilitas dinding penahan tanah, seperti persamaan kapasitas dukung Terzaghi (1943) dalam (Hardiyatmo, 2011). Kapasitas dukung ultimit (q_u) untuk pondasi memanjang seperti pada Persamaan 3.35.

$$q_u = cN_c + D_f \gamma N_q + 0,5 B \gamma N_\gamma \quad (3.35)$$

Keterangan:

c = kohesi tanah (kN/m^2)

D_f = kedalaman fondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

B = lebar fondasi dinding penahan tanah (m)

N_c, N_q , dan N_γ = faktor –faktor kapasitas dukung Terzaghi Untuk q_{all} dapat dilihat seperti pada Persamaan 3.36.

$$q_{all} = q_u / SF \quad (3.36)$$

SF = faktor aman terhadap keruntuhan tanah dasar minimum dipakai SF = 3. Tekanan struktur pada tanah dasar fondasi dapat di hitung dari persamaan berikut seperti pada Persamaan 3.37.

a. Bila lebar fondasi efektif (asumsi Meyerhof):

$$q = \frac{V}{B'} \quad (3.37)$$

dengan V = beban vertikal total dan $B' = B - 2e$.

b. Bila distribusi tekanan kontak antara tanah dasar fondasi dianggap liner dapat dilihat seperti pada Persamaan 3.38 dan 3.39.

$$\sigma_{maks} = \frac{V}{b \cdot 1} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) \leq \sigma_{ijin} \quad (3.38)$$

$$\sigma_{min} = \frac{V}{b \cdot 1} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b} \right) \geq 0 \quad (3.39)$$

Demikianlah faktor-faktor kapasitas dukung Vesic (1973) tampak terlihat pada Tabel 3.6

Tabel 3.6 Faktor – Faktor Kapasitas Dukung Vesic (1973)

Vesic (1973)			
φ (°)	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00
1	5,38	1,09	0,07
2	5,63	1,20	0,15
3	5,90	1,31	0,24
4	6,19	1,43	0,34
5	6,49	1,57	0,45
6	6,81	1,72	0,57
7	7,16	1,88	0,71
8	7,53	2,06	0,86
9	7,92	2,25	1,03
10	8,34	2,47	1,22
11	8,80	2,71	1,44
12	9,28	2,97	1,69
13	9,81	3,26	1,97
14	10,37	3,59	2,29
15	10,98	3,94	2,65
16	11,63	4,34	3,06
17	12,34	4,77	3,53
18	13,10	5,26	4,07
19	13,93	5,80	4,68
20	14,83	6,40	5,39
21	15,81	7,07	6,20
22	16,88	7,82	7,13
23	18,05	8,66	8,20
24	19,32	9,60	9,44
25	20,72	10,66	10,88
26	22,25	11,85	12,54
27	23,94	13,20	14,47
28	25,80	14,72	16,72
29	27,86	16,44	19,34
30	30,14	18,40	22,40

Lanjutan dari Tabel 3.6

31	32, 67	20, 63	25, 99
32	35, 49	23, 18	30, 21
33	38, 64	26, 09	35, 19
34	42, 16	29, 44	41, 06
35	46, 12	33, 30	48, 03

Sumber: Hardiyatmo (2011)

3.2.5 Stabilitas Internal

Dinding gravitasi umumnya dibuat dari pasangan batu, atau beton. Bila dinding penahan dibuat dari beton, sedikit tulangan dibutuhkan untuk menanggulangi perubahan temperatur (Hardiyatmo, 2011). Dimensi dinding penahan harus dibuat sedemikian hingga tidak terdapat tegangan tarik pada badan dinding. Untuk itu, pada setiap titik pada potongannya, tegangan-tegangan yang terjadi pada dinding dihitung dengan cara sebagai berikut:

1. Tinjauan Terhadap Tampak Badan Dinding Penahan Tanah

- a. Tegangan vertikal maksimum (desak atau tarik) pada badan dinding, seperti pada Persamaan 3.40.

$$\sigma = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \leq \text{kuat desak ijin bahan dinding} \quad (3.40)$$

- b. Tegangan vertikal minimum (desak atau tarik) pada dinding, seperti pada Persamaan 3.41.

$$\sigma = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \geq 0 \quad (3.41)$$

- c. Gaya lintang (geser) pada badan dinding, seperti pada Persamaan 3.42.

$$\tau = \frac{H}{B} \leq \text{kuat geser ijin bahan dinding} \quad (3.42)$$

Keterangan:

V, H = komponen gaya vertikal dan horizontal

B = berat tanah pada struktur yang ditinjau

e = eksentrisitas

3.2.6 Pengaruh Beban di Atas Tanah Urugan

1. Beban Terbagi Rata

Beban terbagi rata (q) di atas tanah urug dapat di anggap sebagai beban tanah setebal h_s dengan berat volume (γ) tertentu. Dengan demikian tinggi $h_s = q/\gamma$. Tekanan tanah aktif pada kedalaman h_s dari tinggi tinggi tanah anggapan tersebut adalah (Hardiyatmo, 2011), seperti pada Persamaan 3.43.

$$P_a = h_s \gamma K_a = q K_a \quad (3.43)$$

Jadi, akibat beban terbagi rata, terdapat tambahan gaya tekanan tanah aktif (P_a') sebesar, seperti pada Persamaan 3.44.

$$P_a' = q K_a H \quad (3.44)$$

Keterangan:

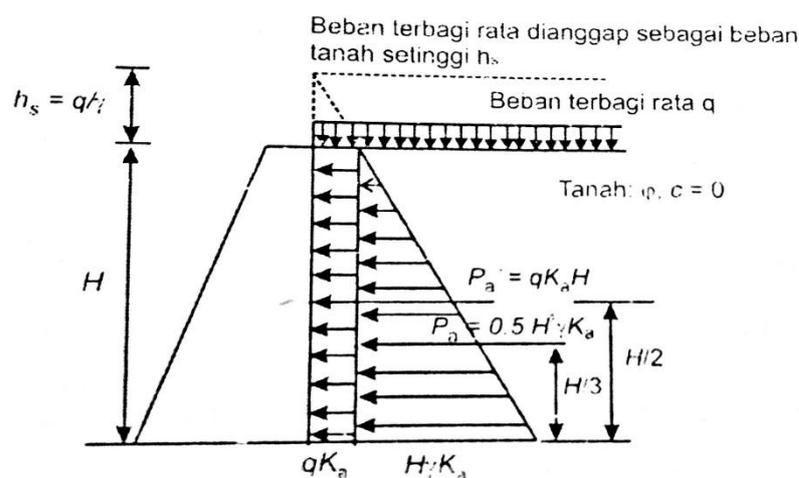
q = beban terbagi rata (kN/m^2)

H = tinggi dinding penahan tanah (m)

K_a = koefisien tanah aktif

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

Diagram tekanan tanah aktif, bila dinding penahan tanah di pengaruhi oleh beban terbagi rata di atas tanah urug di tunjukan dalam Gambar3.10.



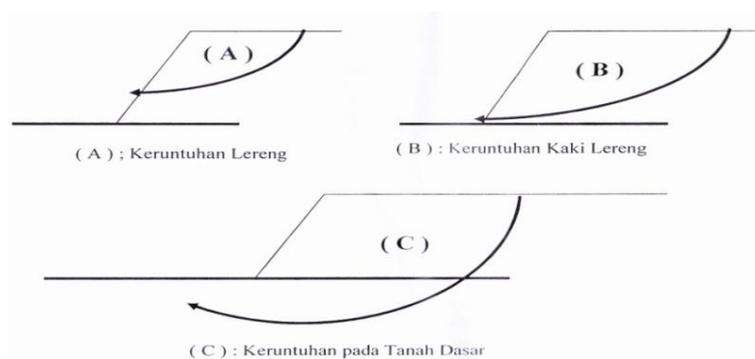
Gambar 3.10 Diagram Tekanan Tanah Aktif Akibat Beban Terbagi Rata Q untuk Teori Rankie.

(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

3.3 STABILITAS LERENG

Pada permukaan tanah yang tidak horizontal atau miring, komponen gravitasi cenderung menggerakkan tanah kebawah. Jika komponen gravitasi sedemikian besar sehingga perlawanan terhadap geseran yang dapat dikerahkan oleh tanah pada bidang longsornya terlampaui, maka akan terjadi kelongsoran lereng. Analisis stabilitas pada permukaan tanah yang miring ini, disebut analisis stabilitas lereng. Analisis ini sering digunakan dalam perancangan bangunan seperti: jalan kereta api, jalan raya, bandara, bendungan urugan tanah, saluran, dan lain-lainnya. Umumnya, analisis stabilitas dilakukan untuk mengecek keamanan dari lereng alam, lereng galian, dan lereng urugan tanah (Hardiyatmo, 2010).

Macam dan bentuk keruntuhan pada lereng tanah adalah seperti pada Gambar 3.11 berikut.



Gambar 3.11 Type Keruntuhan Lereng
(Sumber: Purwanto, 2012)

3.3.1 Macam Kegagalan Lereng

Menurut Cruden dan Varnes (1992) dalam Hardiyatmo (2006) karakteristik kegagalan lereng dapat dibagi menjadi lima macam.

1. Jatuhan (*falls*)

Jatuhan adalah gerakan jatuh material pembentuk lereng (tanah atau batuan) di udara dengan tanpa adanya interaksi antara bagian-bagian material yang longsor. Jatuhan pada tanah biasanya terjadi bila material mudah tererosi terletak di atas tanah yang lebih tahan erosi, contohnya jika lapisan pasir bersih atau lanau berada diatas di atas lapisan lempung *overconsolidated*.

2. Robohan (*topples*)

Robohan adalah gerakan material roboh dan biasanya terjadi pada lereng batuan yang sangat terjal sampai tegak yang mempunyai bidang-bidang ketidak menerusan yang relatif vertikal tipe gerakan hampir sama dengan jatuhnya, hanya gerakan batuan longsor adalah mengguling hingga roboh, yaitu berakibat batuan lepas dari permukaan lereng.

3. Longsoran (*slide*)

Longsoran adalah gerakan material pembentuk lereng yang diakibatkan oleh terjadinya kegalan geser, di sepanjang satu atau lebih bidang longsor. Massa tanah yang bergerak bisa menyatu terpecah-pecah.

Klasifikasi tanah longsor yang terkait dengan kedalaman maksimum material yang longsor diusulkan oleh Broms (1975) ditunjukkan dalam Tabel 3.7.

Tabel 3.7 Klasifikasi Kedalaman Longsoran (Broms, 1975)

Tipe	Kedalaman
Longsoran Permukaan (<i>surface slide</i>)	< 1,5
Longsoran dangkal (<i>shallow slide</i>)	1,5 – 5,0
Longsoran dalam (<i>deep slide</i>)	5,0 – 20
Longsoran sangat dalam (<i>very deep slide</i>)	> 20

Sumber: Hardiyatmo (2006)

4. Sebaran (*spreads*)

Sebaran yang termasuk longsoran translasional juga disebut sebaran lateral (*lateral spreading*), adalah kombinasi dari meluasnya massa tanah dan turunannya massa batuan terpecah-pecah kedalam material lunak bawahnya (Cruden dan Varnes, 1992). Permukaan bidang longsor tidak berada di lokasi terjadinya geseran terkuat. Sebaran dapat terjadi akibat *liquefaction* tanah granuler atau keruntuhan tanah kohesif lunak di dalam lereng.

5. Aliran (*flows*)

Aliran adalah gerakan hancuran material ke bawah lereng dan mengalir seperti cairan kental. Aliran sering terjadi dalam geser relatif sempit. Material yang terbawah oleh aliran dapat terdiri dari berbagai macam partikel tanah (termasuk batu-batu besar), kayu-kayuan, ranting dan lain-lain.

3.3.2 Penyebab Kelongsoran Lereng

Menurut Terzaghi (1950) dalam Hardiyatmo (2010) membagi penyebab longsor lereng terdiri dari akibat pengaruh dalam (*internal effect*) dan pengaruh luar (*external effect*). Pengaruh luar, yaitu pengaruh yang menyebabkan bertambahnya gaya geser dengan tanpa adanya perubahan kuat geser tanah.

Kelongsoran lereng alam dapat terjadi dari hal-hal sebagai berikut:

1. Penambahan beban pada lereng. Tambahan beban lereng dapat berupa bangunan baru, tambahan beban oleh air yang masuk ke pori-pori tanah maupun yang menggenang di permukaan tanah dan beban dinamis oleh tumbuh-tumbuhan yang tertiuip angin dan lain-lain.
2. Penggalan atau pemotongan tanah pada kaki lereng.
3. Penggalan yang mempertajam kemiringan lereng.
4. Perubahan posisi muka air secara cepat (*rapid drawdown*) (pada bendungan, sungai dan lain-lain)
5. Kenaikan tekanan lateral oleh air (air yang mengisi retakan akan mendorong tanah ke arah lateral).
6. Gempa bumi atau getaran berlebihan.
7. Penurunan tahanan geser tanah pembentuk lereng oleh akibat kenaikan kadar air, kenaikan tekanan air pori, tekanan rembesan oleh genangan air di dalam tanah, tanah pada lereng mengandung lempung yang mudah kembang susut dan lain-lain.

3.3.3 Teori Analisis Stabilitas Lereng

Analisis stabilitas lereng umumnya didasarkan pada konsep keseimbangan plastis batas (*limit plastic equilibrium*). Maksud dari analisis stabilitas adalah untuk menentukan faktor aman dari bidang longsor yang potensial. Dalam analisis stabilitas lereng, beberapa anggapan dibuat yaitu (Hardiyatmo, 2006).

1. Kelongsoran lereng terjadi di sepanjang permukaan bidang longsor tertentu dan dapat dianggap sebagai masalah bidang 2 dimensi.
2. Massa tanah yang longsor dianggap sebagai benda pasif
3. Tahanan geser dari massa tanah, di sembarang titik sepanjang bidang longsor tidak tergantung dari orientasi permukaan longsor, atau dengan kata lain, kuat geser tanah dianggap isotropis.

4. Faktor aman didefinisikan dengan memperhatikan tegangan geser rata-rata sepanjang bidang longsor potensial, dan kuat geser tanah rata-rata sepanjang permukaan longsor. Jadi, kuat geser tanah mungkin terlampaui di titik-titik tertentu pada bidang longsornya padahal faktor aman hasil hitungan lebih besar.

Faktor aman didefinisikan sebagai nilai banding antara gaya yang menahan dan gaya yang menggerakkan seperti pada Persamaan 3.45.

$$SF = \frac{\tau}{\tau_d} \quad (3.45)$$

Keterangan:

τ = tahanan geser maksimum yang dapat dikerahkan oleh tanah (kN/m^2)

τ_d = tegangan geser yang terjadi akibat gaya berat tanah yang akan longsor (kN/m^2)

SF = faktor aman.

Menurut teori Mohr-Coulumb, tahanan geser maksimum kuat geser tanah (τ) yang dapat dimobilisasi oleh tanah, di sepanjang bidang longsornya, dinyatakan seperti pada Persamaan 3.46.

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (3.46)$$

Keterangan:

τ = tahanan geser (kN/m^2)

c = kohesi (kN/m^2)

σ = tegangan normal pada bidang runtuh (kN/m^2)

φ = sudut gesek dalam tanah (derajat)

Nilai- nilai c dan φ adalah parameter kuat geser tanah sepanjang bidang longsor.

Dengan cara yang sama, dapat dituliskan persamaan tegangan geser yang terjadi (τ_d) akibat beban tanah dan beban-beban lain pada longsor seperti pada Persamaan 3.47.

$$\tau_d = c_d + \sigma \operatorname{tg} \varphi_d \quad (3.47)$$

Dengan c_d dan φ_d adalah kohesi dan sudut gesek dalam yang terjadi atau yang dibutuhkan untuk keseimbangan pada bidang longsornya.

Dari substitusi persamaan (3.45) dan (3.46) ke persamaan (3.47) diperoleh persamaan faktor aman seperti pada Persamaan 3.48.

$$SF = \frac{c + \sigma \operatorname{tg} \varphi}{c_d + \sigma \operatorname{tg} \varphi_d} \quad (3.48)$$

Persamaan (3.55) dapat pula di tuliskan dalam bentuk seperti pada Persamaan 3.49.

$$c_d + \sigma \operatorname{tg} \varphi_d = \frac{c}{F} + \sigma \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F} \quad (3.49)$$

Untuk maksud memberikan faktor aman terhadap masing-masing komponen kuat geser, maka faktor aman dinyatakan seperti pada Persamaan 3.50a dan 3.50b.

$$SF_c = \frac{c}{c_d} \quad (3.50a)$$

$$SF_\varphi = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi_d} \quad (3.50b)$$

Keterangan:

SF_c = faktor aman pada komponen kohesi

SF_φ = faktor aman pada komponen gesekan

Pada umumnya, metode kesimbangan batas menganggap $SF_c = SF_\varphi$. Hal ini menunjukkan bahwa komponen kohesi c dan gesekan (φ) termobilisasi pada proporsi yang sama secara bersamaan di sepanjang bidang longsor. Umumnya, faktor aman stabilitas lereng atau faktor aman terhadap kuat geser tanah diambil lebih besar atau sama dengan 1,2 - 1,5.

Menurut Bowles (1984) dalam Heryono (2010) membedakan tingkat longsor berdasarkan faktor aman pada Tabel 3.8.

Tabel 3.8 Nilai Faktor Aman Terhadap Bidang Longsor

Faktor aman	Kejadian
$FK \leq 1,07$	Longsor sering terjadi
$1,07 < FK < 1,25$	Longsor dapat terjadi
$FK \geq 1,25$	Longsor jarang terjadi

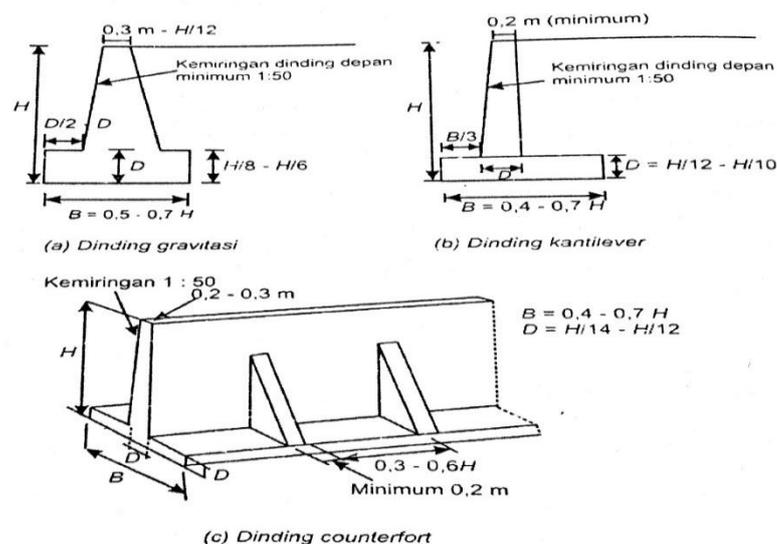
Sumber: Bowles (1984)

3.3.4 Bentuk Dinding Penahan Tanah

Estimasi dimensi dinding gravitasi, dinding kantilever dan dinding *counterfort* berdasarkan pengalaman diperlihatkan pada Gambar 3.12. Dimensi-dimensi yang tercantum dalam Gambar tersebut hanya sebagai petunjuk awal untuk langkah perancangan.

Dinding gravitasi (Gambar 3.12a). Bentuk dinding penahan harus sedemikian hingga resultan gaya-gaya terletak pada bagian tengah sejarak sepertiga lebar atau $e < B/6$ (e = eksentrisitas dihitung dari pusat fondasi). Tebal puncak dinding penahan tanah dibuat diantara $0,30-(H/12)$ meter.

Dinding kantilever (Gambar 3.12b). dimensi pelat dasar dinding kantilever dibuat sedemikian hingga eksentrisitas resultan beban terletak pada $e < (B/6)$. Jika resultan beban jatuh di luar daerah tersebut, tekanan fondasi menjadi terlalu besar dan hanya sebagian luasan fondasi yang mendukung beban. Tebal puncak dinding minimum kira-kira $0,20$ m. Hal ini, kecuali untuk memudahkan pengecoran beton, juga untuk keperluan keindahan.



Gambar 3.12 Estimasi Awal Dimensi Dinding Penahan
(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

Dinding *counterfort* (Gambar 3.12c). dinding *counterfort* umumnya digunakan jika tinggi dinding penahan (H) lebih besar dari 6 meter. Jarak *counterfort* ditentukan dengan cara coba-coba dan yang paling ekonomis berkisar diantara $0,4-0,7H$. Tebal puncak dinding dapat dibuat $0,20-0,30$ m.

3.3.5 Struktur *Counter Weight*

Struktur *Counter Weight* dapat memberikan perlindungan terhadap kemungkinan instabilitas struktur di atasnya karena kondisi lereng di lapangan maka solusi yang diambil adalah dengan membuat struktur *Counter Weight* dari tanah urug/timbunan. Struktur *Counter Weight* dalam Tugas Akhir saya yang di tinjau di sisi kanan *abutment* A2.

Keuntungan yang didapat dari dibangunnya struktur *Counter Weight* diantaranya:

1. Memberikan perlindungan terhadap erosi permukaan akibat air hujan
2. Memberikan stabilitas yang lebih pada struktur bangunan di atasnya
3. Memanfaatkan tanah di proyek serta menjadikan tempat disposal tanah
4. Memanfaatkan areal yang kurang bermanfaat menjadi areal yang dapat digunakan sebagai tempat pendukung pekerjaan struktur atas jembatan lemah ireng II.
5. Menata aliran sungai yang ada, dll.

3.4 METODE ELEMEN HINGGA PROGRAM PLAXIS

Pada saat ini perkembangan teknologi memunculkan berbagai struktur yang rumit sehingga pada analisa yang sedemikian kompleks, metode eksak akan sulit digunakan. Sebagai solusi yang lebih baik, maka orang sudah mulai mengembangkan berbagai metode.

Metode numerik yang merupakan suatu metode pendekatan terhadap solusi eksak seteliti mungkin. Metode numerik adalah suatu rekayasa matematika yang mentransformasikan ekspresimekanika kontinyu (bentuk kalkulus dan persamaan diferensial) menjadi mekanika diskrit (bentuk matrik) Salah satu metode numerik yang telah dikembangkan dalam analisa numerik adalah Metode Elemen Hingga (Dyatama, 2008).

Program Plaxis merupakan salah satu program elemen hingga yang digunakan untuk aplikasi permasalahan geoteknik, adapun model-model material dalam melakukan tahapan simulasi terhadap perilaku dari tanah, diantaranya sebagai berikut.

1. Model Linier Elastic
2. Model Mohr Coulomb
3. Model Jointed Rock
4. Model Hardening soil
5. Model Soft Soil
6. Model Soft Soil Creep.

Dari beberapa model tersebut dalam penyelesaian Tugas Akhir saya model yang saya gunakan adalah Model Linier Elastic dan Model Mohr Coulomb. Model Linier Elastic ini meliputi dua buah parameter kekakuan, yaitu modulus Young (E), dan angka Poisson (ν), model ini terutama digunakan pada struktur yang kaku dalam tanah. Model Mohr Coulomb adalah model elastis-plastis yang terdiri dari lima buah parameter yaitu, E dan ν untuk memodelkan elastis tanah, Φ dan c untuk memodelkan plastisitas tanah dan Ψ sebagai sudut dilatasi. Model Mohr Coulomb ini disarankan untuk digunakan dalam analisis pendekatan awal terhadap perilaku tanah secara umum.

Jenis perilaku material dalam program Plaxis ini bertujuan untuk menyatakan respon tanah dalam kondisi tegangan efektif, yaitu hubungan antara tegangan dan regangan yang terjadi pada butir-butir tanah. Hal penting dalam tanah adalah keberadaan air pori. Plaxis menyediakan tiga buah jenis perilaku untuk setiap model tanah sebagai berikut.

1. Perilaku terdrainase
2. Perilaku tak terdrainase
3. Perilaku tidak porous

Dalam Tugas Akhir saya jenis perilaku yang digunakan adalah perilaku terdrainase dan perilaku tidak porous. Dengan perilaku terdrainase ini maka tekanan air pori berlebih tidak akan dibentuk sama sekali, perilaku ini jelas untuk diterapkan pada kasus-kasus tanah kering. Pilihan ini juga dapat digunakan untuk permodelan perilaku jangka panjang. Dengan perilaku tidak porous maka baik tekanan air pori

awal maupun tekanan air pori berlebih tidak diperhitungkan sama sekali. Aplikasi dari permodelan ini adalah material beton atau perilaku obyek struktural. Untuk Perilaku terdrainase dikombinasikan dengan penggunaan Model Mohr Coulomb, dan perilaku tidak porous dikombinasikan dengan penggunaan Model Linier Elastic.

Dengan metode elemen hingga telah banyak di gunakan dalam permasalahan geoteknik disebabkan karena kemampuannya dapat membantu menyelesaikan beberapa hal berikut :

1. Keheterogenitasan struktur tanah
2. Kenon–linieran dan tingkah laku tanah
3. Interaksi tanah–struktur
4. Metode konstruksi.

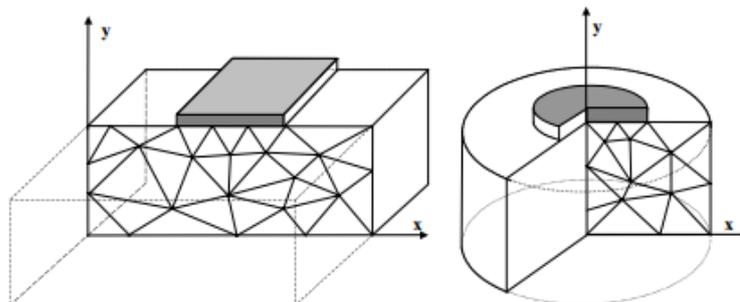
Dalam penyusunan Tugas Akhir ini analisis stabilitas lereng menggunakan program komputer Plaxis 8.2. Salah satu program elemen hingga yang telah dikembangkan secara spesifik untuk analisis deformasi dan penurunan bidang geoteknik. Setiap elemen didefinisikan secara analitik sebagai fungsi peralihan dari variabel peralihan nodal geometri dimana merupakan milik elemen tersebut. Prinsip pada peralihan ini digunakan untuk menurunkan persamaan keseimbangan pada elemen dan peralihan nodal.

Analisa keseimbangan dalam sistim diskrit secara umum dapat ditulis dalam bentuk matriks : $\{F\} = [K] \{U\}$

Pada matrik dimana K adalah matrik kekakuan, U adalah variabel yang tidak diketahui yaitu peralihan nodal, dan F adalah variabel yang diketahui yaitu vektor pembebanan nodal. K sebagai matriks yang mengkarakterisasikan sistem pada permodelan masalah geoteknik dapat berupa parameter Modulus Young (E), kohesi (c), sudut geser (ϕ), angka poisson (ν), sedangkan parameter-parameter lainnya disesuaikan dengan model yang dilakukan.

Pada parameter model yang dapat kita gunakan adalah plane strain dan axisimetri. Pada plane strain ini digunakan untuk geometri dengan potongan melintang dengan tanah yang seragam pada kondisi dimana skema pembebanan yang telah disamakan untuk posisi arah tegak lurus terhadap potongan yang melintang (sumbu z). Dimana *displacement* dan tegangan arah (z) yang diasumsikan dengan bernilai 0. Pada model axisimetri ini digunakan untuk sirkular

dengan potongan seragam, radial dimana deformasi dan tegangan diasumsikan sama di semua radial. Permodelan axisimetri sumbu (x) merepresentasikan radius dan sumbu (y) disamakan dengan sumbu simetri pada aksial permodelan. Contoh permodelan *Plane-Strain* dan Axisimetri terlihat pada Gambar 3.13.



Gambar 3.13 Contoh Permodelan *Plane-Strain* dan Axisimetri.
(Sumber: Brinkgreve, 2007)

Pada permodelan tanah dimodelkan sebagai elemen triangular 2 dimensi dengan memiliki hanya dua derajat kebebasan pernodal. Jadi pada setiap elemen tanah didefinisikan oleh 15 buah nodal geometri. Dimana dipilihlah 15 nodal untuk setiap elemen agar dapat memperoleh perhitungan yang lebih akurat dan akan lebih rumit dalam menyelesaikannya (Brinkgreve, 2007).

Adapun tiga komponen utama model geometri pada Plaxis yaitu:

1. Titik

Titik-titik akan menjadi awal dan akhir dari garis. Titik-titik juga dapat digunakan untuk menempatkan jangkar, beban terpusat, jenis perletakan dan untuk penghlusan jaringan elemen secara lokal atau setempat.

2. Garis

Garis-garis berfungsi untuk mendefinisikan batas fisik dari suatu geometri, perbatasan model dan diskontinuitas yang mungkin terdapat dalam model seperti dinding atau pelat, batas dari lapisan tanah yang berbeda atau batas dari tahapan-tahapan konstruksi. Sebuah garis dapat memiliki beberapa fungsi dan sifat yang berbeda.

3. Klaster

Klaster merupakan suatu bidang yang dibatasi oleh beberapa garis dan membentuk suatu poligon tertutup. Plaxis secara otomatis akan mengenali

klaster berdasarkan posisi dari garis-garis geometri yang dibuat. Dalam setiap klaster sifat tanah adalah homogen, sehingga klaster dapat dianggap sebagai bagian-bagian yang membentuk lapisan-lapisan tanah.

Dalam sebuah jaringan elemen hingga, dapat dibedakan tiga buah komponen penyusunannya :

1. Elemen

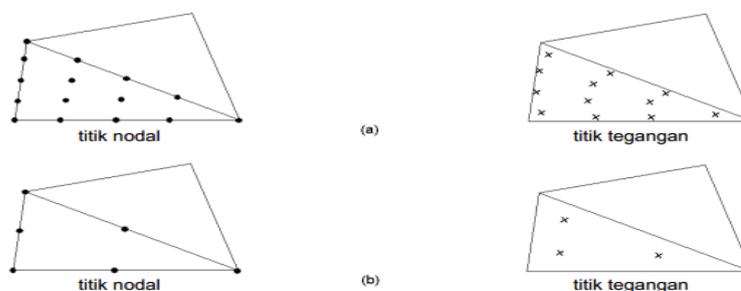
Pada proses penyusun jaringan elemen, setiap klaster dibagi-bagi menjadi elemen-elemen segitiga. Sebuah pilihan dapat diambil antara elemen dengan 15 buah titik noda elemen dengan 6 buah titik nodal. Elemen 15 titik nodal sangat berguna untuk menghasilkan perhitungan tegangan dan beban runtuh yang akurat. Di lain pihak, elemen dengan 6 titik noda dapat dipilih untuk melakukan proses perhitungan yang singkat.

2. Titik Nodal

Pada sebuah elemen dengan 15 titik nodal akan terdiri dari 15 titik nodal dan sebuah elemen segitiga dengan 6 titik noda didefinisikan dengan 6 titik noda. Penyebaran titik-titik nodal dalam suatu elemen baik pada elemen 15 titik nodal maupun pada elemen 6 titik nodal ditunjukkan pada Gambar 3.14. Elemen yang bersebelahan akan saling menyatu pada titik-titik nodal bersama. Titik-titik nodal yang ingin ditinjau dapat dipilih terlebih dahulu untuk penggambaran kurva beban perpindahan.

3. Titik Tegangan

Proses ini berbeda dengan perpindahan yang dihitung pada titik nodal, tegangan dan regangan yang terjadi di hitung pada setiap titik integrasi Gauss yang disebut sebagai titik tegangan. Sebuah elemen 15 titik nodal memiliki 12 buah titik dapat dilihat Gambar 3.14.



Gambar 3.14 Posisi Titik Nodal dan Titik-Titik Regangan pada Elemen Tanah
(Sumber: Brinkgreve, 2007)