

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Tanah selalu mempunyai peranan yang penting pada suatu lokasi pekerjaan konstruksi. Tanah adalah pondasi pendukung suatu bangunan, atau bahan konstruksi dari bangunan itu sendiri seperti tanggul atau bendungan, atau kadang-kadang sebagai sumber penyebab gaya luar pada bangunan, seperti tembok/dinding penahan tanah. Jadi tanah itu selalu berperan pada setiap pekerjaan Teknik Sipil. (Sosrodarsono dkk, 1990)

Menurut Hardiyatmo (2014) Tanah, di alam terdiri dari campuran butiran-butiran mineral dengan atau tanpa kandungan bahan organik. Butiran-butiran dengan mudah dipisah-pisahkan satu sama lain dengan kocokan air. Tanah berasal dari pelapukan batuan, yang prosesnya dapat secara fisik maupun kimia. Sifat-sifat teknis tanah, kecuali dipengaruhi oleh sifat batuan induk yang merupakan material asalnya, juga dipengaruhi oleh unsur-unsur luar yang menjadi penyebab terjadinya pelapukan tersebut.

Istilah-istilah seperti kerikil, pasir, lanau, dan lempung digunakan dalam teknik sipil untuk membedakan jenis-jenis tanah. Pada kondisi alam, tanah dapat terdiri dari dua atau lebih campuran jenis-jenis tanah dan kadang-kadang terdapat pula kandungan bahan organik. Material campurannya, kemudian dipakai sebagai nama tambahan dibelakang material unsur utamanya. Sebagai contoh, pasir berlempung adalah pasir yang mengandung lempung, dengan material utama pasir dan lempung berlanau adalah lempung yang mengandung lanau, dengan material utamanya adalah lempung dan seterusnya.

3.2 Gerakan Tanah

Menurut Hardiyatmo (2010), jika permukaan tanah tidak horisontal, komponen gravitasi akan menyebabkan tanah bergerak ke bawah. Suryolelono (2002) menjelaskan bahwa peristiwa tanah longsor atau yang dikenal dengan

gerakan massa tanah, batuan atau kombinasinya, sering terjadi pada lereng-lereng alam atau buatan. Tanah longsor merupakan fenomena alam, dimana terjadi keseimbangan baru pada alam akibat gangguan atau faktor yang mempengaruhi dan menyebabkan terjadinya pengurangan kuat geser serta peningkatan tegangan geser tanah.

3.2.1 Faktor Penyebab Gerakan Tanah

Dalam Hardiyatmo (2010), Terzaghi (1990) membagi penyebab longsor lereng terdiri dari akibat pengaruh dalam (*internal effects*) dan pengaruh luar (*eksternal effects*). Pengaruh luar, yaitu pengaruh yang menyebabkan bertambahnya gaya geser dengan tanpa adanya parameter kuat geser tanah.

Beberapa penyebab gerakan tanah yang dapat terjadi dari hal-hal sebagai berikut ini.

1. Penambahan beban pada lereng. Tambahan beban lereng dapat berupa bangunan baru, tambahan beban oleh air yang masuk ke pori-pori tanah maupun yang menggenangi di permukaan tanah dan beban dinamis oleh tumbuh-tumbuhan yang tertiuap angin dan lain-lain.
2. Penggalan atau pemotongan 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.

3.2.2 Batas Gerakan Tanah

Dari data Skempton dan Hutchinson (1969) dalam Look (2007), batasan pergerakan yang masih ditoleransikan sebelum terjadi longsor pada lereng dan

dinding penahan tanah disajikan pada Tabel 3.1 di bawah ini. Sedangkan menurut Duncan dan Wright (2005) dalam Look (2007), toleransi *displacement* akibat gempa untuk lereng dan bendungan adalah 1 m.

Tabel 3.1 Batasan Pergerakan Sebelum Longsor

Tipe	Total Pergerakan (cm)
Dinding penahan kecil s/d besar	20-40
Longsor sedang s/d besar	40-130

Sumber: Look, 2007

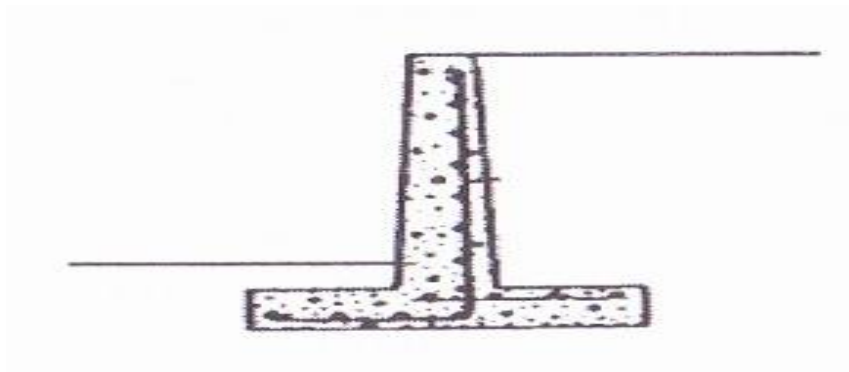
3.3 Dinding Penahan Tanah

3.3.1 Pendahuluan

Bangunan dinding penahan tanah digunakan untuk menahan tekanan tanah lateral yang ditimbulkan oleh tanah urug atau tanah asli yang labil. Dinding penahan tanah berfungsi sebagai bagian bawah dari struktur dan sebagai penahan tanah disekitarnya. Kestabilan dinding penahan tanah diperoleh terutama dari berat sendiri struktur dan berat tanah yang berada di atas pelat fondasi. Besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding penahan tanah sangat bergantung pada gerakan ke arah lateral tanah relatif terhadap dinding. (Hardiyatmo, 2010).

3.3.2 Tipe Dinding Penahan Tanah

Menurut Hardiyatmo (2010), terdapat beberapa tipe dinding penahan tanah, pada penelitian ini digunakan tipe dinding kantilever. Dinding kantilever adalah dinding yang terdiri dari kombinasi dinding dan beton bertulang yang berbentuk *T*. Ketebalan dari kedua bagian ini relatif tipis dan secara penuh diberi tulangan untuk menahan momen dan gaya lintang yang bekerja padanya. Dinding kantilever disajikan pada Gambar 3.1



Gambar 3.1 Dinding Kantilever
(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

3.4 Tekanan Tanah Lateral

Untuk merancang dinding penahan tanah diperlukan pengetahuan mengenai tekanan tanah lateral. Besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding penahan tanah sangat bergantung pada regangan lateral tanah relatif terhadap dinding. Dalam beberapa hal, hitungan tekanan tanah lateral ini didasarkan pada kondisi regangannya. Jika analisis tidak sesuai dengan apa yang sebenarnya terjadi, maka dapat mengakibatkan kesalahan pada perancangan. Untuk itu, pengertian tentang hubungan regangan lateral dengan tekanan tanah pada dinding sangat dibutuhkan.

Menurut Rankine (1897) dalam Hardiyatmo (2010) koefisien tanah aktif (*coefficient of active earth pressure*) atau K_a , bila dinyatakan dalam persamaan umum yaitu seperti dalam Persamaan 3.1 dan Persamaan 3.2.

$$K_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Karena:

$\sigma_v = z \gamma$, maka :

$$K_a = \frac{\sigma_3}{z \gamma} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.1)$$

Koefisien tekanan tanah pasif (*coefficient of passive earth pressure*) atau K_p , pada kondisi ini diperoleh persamaan seperti dalam Persamaan 3.2.

$$K_p = \sigma_1 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = z \gamma \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Karena:

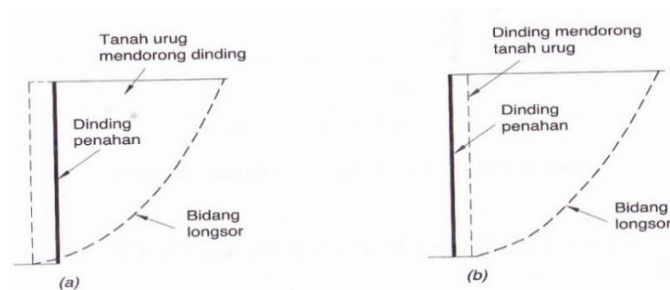
$\sigma_v = K_a z \gamma$, maka :

$$K_a = \frac{\sigma_p}{\sigma_1} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.2)$$

Dari Persamaan 3.1 dan Persamaan 3.2, dapat dinyatakan bahwa persamaan tersebut seperti dalam Persamaan 3.3.

$$K_p = \frac{1}{K_a} \quad (3.3)$$

Persamaan 3.3 ini hanya berlaku untuk kondisi permukaan tanah horisontal. Nilai K_a dan K_p hanya dapat diaplikasikan dalam hitungan bila tanah sudah dalam kondisi runtuh. Gambar tekanan tanah lateral saat tanah runtuh dapat dilihat pada Gambar 3.2 dibawah ini.



Gambar 3.2 Tekanan Tanah Lateral Saat Tanah Runtuh

(a) Tekanan Tanah Aktif

(b) Tekanan Tanah Pasif

(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

3.4.1 Teori Rankine

Teori Rankine (1857) dalam Hardiyatmo (2014), 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 dan kerikil. Bila permukaan tanah urug horisontal, tekanan tanah aktif (P_a) pada sembarang kedalaman z dari permukaan tanah urug atau puncak dinding penahan dinyatakan oleh Persamaan 3.4.

$$P_a = K_a z \gamma \quad (3.4)$$

dengan,

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Tekanan tanah aktif total (P_a) untuk dinding penahan tanah setinggi H dinyatakan oleh Persamaan 3.5.

$$P_a = 0.5 H^2 \gamma K_a \quad (3.5)$$

Dengan titik tangkap gaya $H/3$ dari dasar dinding penahan tanah. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.3a.

b. Permukaan tanah urug miring

Untuk kasus tanah urug tidak berkohesi ($c = 0$) yang permukaannya miring di belakang dinding penahan tanah, dengan permukaan dinding belakang licin. 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 3.6.

$$P_a = K_a z \gamma \quad (3.6)$$

dengan,

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

Keterangan:

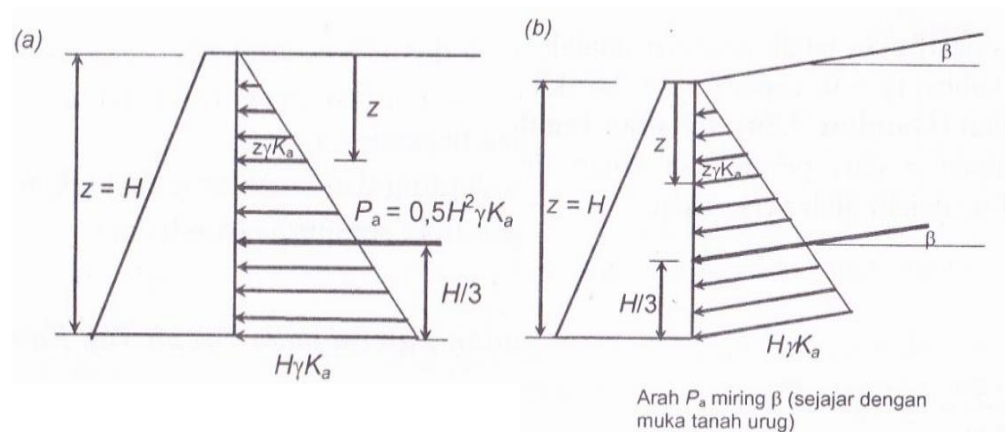
β = sudut kemiringan permukaan tanah urug terhadap horisontal

φ = sudut gesek dalam tanah

Tekanan tanah aktif total (P_a) untuk dinding penahan tanah setinggi H dinyatakan oleh Persamaan 3.7.

$$P_a = 0.5 H^2 \gamma K_a \quad (3.7)$$

Dengan arah garis kerja tekanan yang sejajar permukaan tanah urug dan bekerja pada ketinggian $H/3$ dari dasar dinding penahan tanah. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.3b.



Gambar 3.3 Diagram Tekanan Rankine

(a) Diagram Tekanan Tanah untuk Permukaan Tanah Urug Horisontal

(b) Diagram Tekanan Tanah untuk Permukaan Tanah Urug Miring

(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

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 tanah dinyatakan pada Persamaan 3.8.

$$P_p = K_p z \gamma \quad (3.8a)$$

Tekanan tanah pasif total (P_p) untuk dinding penahan setinggi H , dinyatakan oleh persamaan:

$$P_p = 0.5 H^2 \gamma K_p \quad (3.8b)$$

dengan,

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

Titik tangkap gaya tekanan tanah pasif terletak pada $H/3$ dari dasar dinding penahan dan arahnya sejajar dengan permukaan tanah urug. Pada Persamaan 3.9 bila tanah urug horisontal ($\beta = 0$) seperti dibawah ini.

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.9)$$

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 oleh Persamaan 3.10.

$$P_a = \gamma z \tan^2 (45^\circ - \varphi/2) - 2c \tan (45^\circ - \varphi/2) \quad (3.10)$$

atau

$$P_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

Dalam persamaan tersebut, terlihat bahwa terdapat 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 hidrostatis. Kedalaman kritis h_c yang menyatakan kedalaman tanah yang retak, terjadi saat $P_a = 0$ dapat dilihat pada Persamaan 3.11.

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (3.11)$$

Dari memperhatikan Persamaan 3.10, jika dipermukaan tanah ($z = 0$), maka nilai P_a dapat dilihat pada Persamaan 3.12.

$$P_a = -2c \tan(45^\circ - \phi/2) = -2c \sqrt{K_a} \quad (3.12)$$

Bila tanah pada kedudukan pasif (P_p), maka pada kedudukan Rankine dapat dilihat pada Persamaan 3.13.

$$P_p = \gamma z K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (3.13)$$

Dari memperhatikan Persamaan 3.13, jika dipermukaan tanah ($z = 0$), maka nilai P_p dapat dilihat pada Persamaan 3.14.

$$P_p = 2c \sqrt{K_p} \quad (3.14)$$

Besarnya gaya-gaya tekanan tanah aktif dan pasif pada dinding penahan tanah dengan tanah urug yang kohesif, dinyatakan oleh Persamaan 3.15, Persamaan 3.16 dan Persamaan 3.17

Tekanan tanah aktif total:

$$P_a = 0,5 \gamma H^2 K_a - 2c H \sqrt{K_a} \quad (3.15)$$

Karena tekanan aktif tarik setinggi h_c diabaikan, maka:

$$P_a = 0,5 \gamma H^2 K_a - 2c H \sqrt{K_a} + 2c^2/\gamma \quad (3.16)$$

Tekanan tanah pasif total:

$$P_p = 0,5 \gamma H^2 K_p + 2c H \sqrt{K_p} \quad (3.17)$$

Keterangan:

P_a = tekanan tanah aktif total (kN)

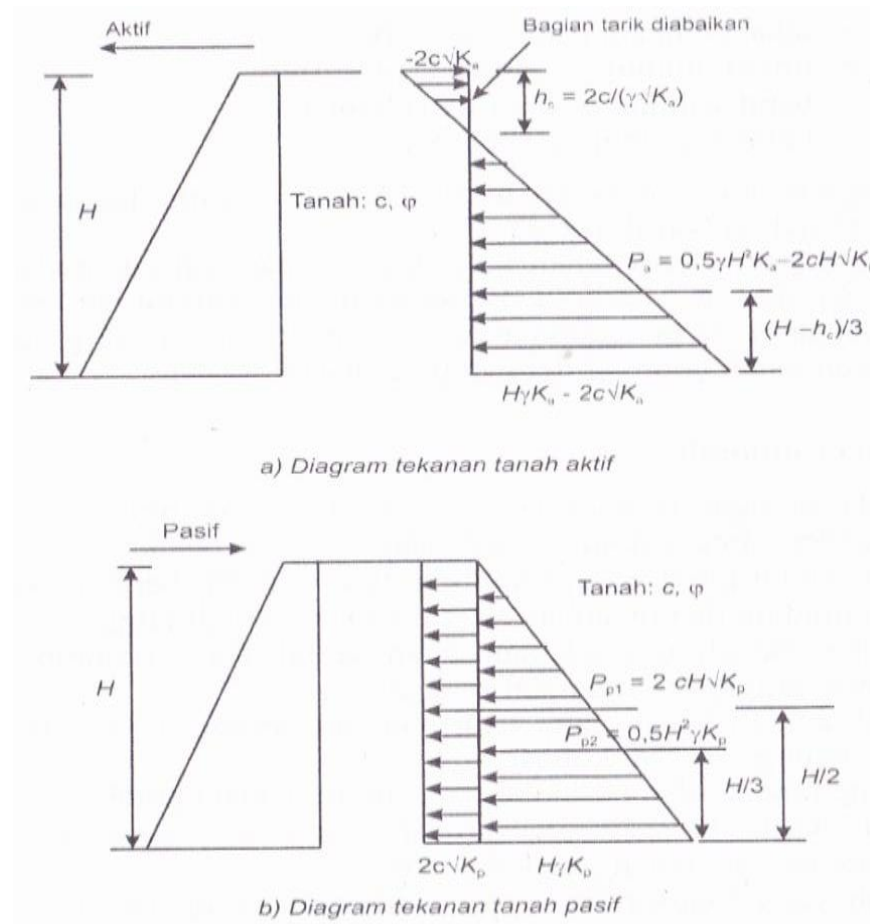
P_p = tekanan tanah pasif total (kN)

H = tinggi dinding penahan tanah (m)

γ = berat volume tanah urug (kN/m^3)

c = kohesi tanah urug (kN/m^2)

Diagram tekanan tanah aktif dan pasif untuk tanah kohesif dapat dilihat pada Gambar 3.4.



Gambar 3.4 Diagram Tekanan Aktif dan Pasif Pada Tanah Kohesif ($c > 0$ dan $\phi = 0$)

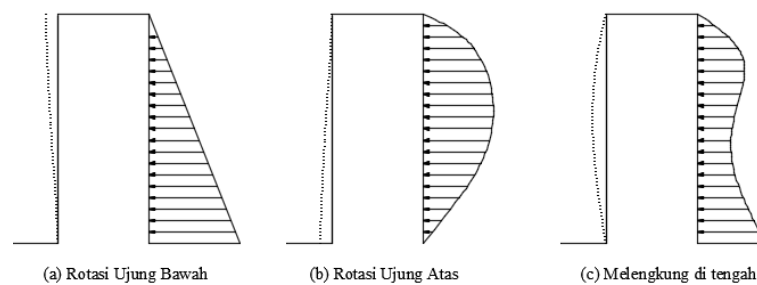
(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

3.4.2 Pengaruh Regangan Lateral

Tekanan tanah lateral pada dinding bergantung pada regangan yang terjadi pada tanah atau gerakan dinding relatif terhadap tanah urug dibelakangnya. Penelitian Terzaghi (1948) dalam Hardiyatmo (2014) menyatakan hubungan antara regangan lateral/gerakan dinding dan koefisien tekanan tanah lateral (K) pada tanah

pasir. Terlihat bahwa regangan lateral (gerakan dinding penahan) yang dibutuhkan untuk mencapai kedudukan tekanan tanah aktif lebih kecil dibandingkan dengan gerakan dinding penahan yang dibutuhkan untuk mencapai tekanan tanah pasif.

Diagram tekanan tanah aktif yang berbentuk segitiga hanya akan terjadi bila keruntuhan tanah diakibatkan oleh menggulingnya (rotasi terhadap kaki) dinding penahan sehingga regangan di dalam tanah sama atau lebih besar dari regangan minimumnya yang ditunjukkan pada Gambar 3.5a. Jika bagian atas struktur penahan tanah dicegah bergerak dan dibagian bawahnya bebas, maka tekanan tanah lateral yang terjadi akan mendekati tekanan tanah saat diam pada bagian atasnya, dan berkurang sampai mendekati nol pada bagian bawahnya yang ditunjukkan pada Gambar 3.5b. Apabila dinding penahan berupa turap fleksibel yang diangker pada ujung atas dan dipancang pada bagian bawahnya, maka tekanan tanah lateral yang terjadi mengecil pada bagian tengah-tengah dinding akibat defleksi lateral dinding turap yang fleksibel yang ditunjukkan pada Gambar 3.5c. Berikut dibawah ini distribusi tekanan tanah aktif pada dinding penahan yang dapat dilihat pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Distribusi Tekanan Tanah Aktif Pada Dinding Penahan Menurut Tipe Gerakan Dinding
(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

3.4.3 Pengaruh Beban Terbagi Rata di Atas Tanah Urug

Beban terbagi rata (q) di atas tanah urug dapat dianggap 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 tanah anggapan tersebut dapat dilihat pada Persamaan 3.18.

$$P_a = h_s \gamma K_a \quad (3.18)$$

Jadi, akibat beban terbagi rata, terdapat tambahan gaya tekanan tanah aktif (P_a') yang dapat dilihat pada Persamaan 3.19.

$$P_a' = q K_a H \quad (3.19)$$

Keterangan:

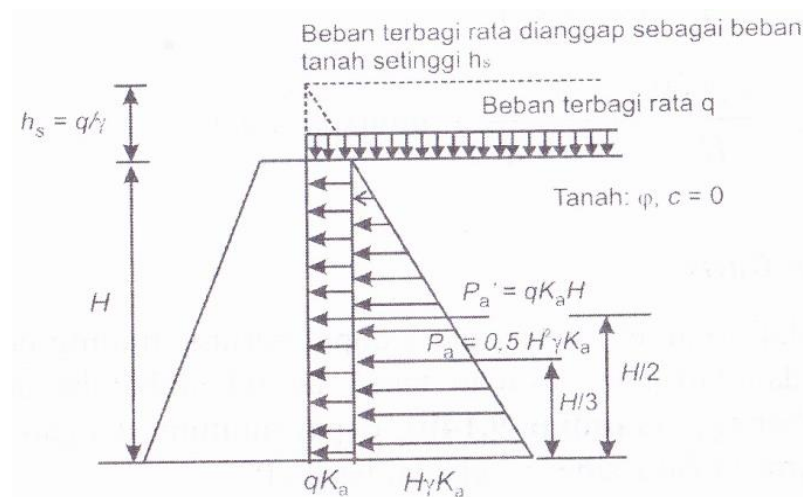
q = beban terbagi rata (kN/m^2)

H = tinggi dinding penahan (m)

K_a = koefisien tekanan 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 dapat dilihat pada Gambar 3.6.



Gambar 3.6 Diagram Tekanan Tanah Aktif Akibat Beban Terbagi Rata q untuk Teori Rankine

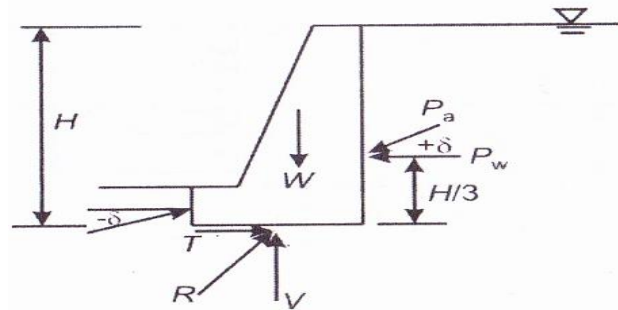
(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

3.4.4 Hitungan Stabilitas Dinding Penahan

Jika dinding pada keadaan seimbang, jumlah vektor gaya-gau akan sama dengan nol. Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 3.7. Gaya-gaya tersebut meliputi:

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

3. Gaya tekanan tanah pasif total di depan dinding (P_p).
4. Reaksi tanah dasar (R).



Gambar 3.7 Gaya-gaya yang Bekerja Pada Dinding Penahan Tanah
(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

Analisis stabilitas dinding penahan tanah ditinjau terhadap hal-hal sebagai berikut:

1. Faktor aman terhadap penggeseran dan penggulingan harus mencukupi.
2. Tekanan yang terjadi pada tanah dasar fondasi harus tidak boleh melebihi kapasitas dukung tanah ijin.
3. Stabilitas lereng secara keseluruhan harus memenuhi syarat
4. Jika tanah dasar mudah mampat, penurunan tak seragam yang terjadi tidak boleh berlebihan.

1. Stabilitas Terhadap Penggeseran

Gaya-gaya yang menggeser dinding penahan tanah akan ditahan oleh sebagai berikut.

- a. Gesekan antara tanah dengan dasar fondasi.
- b. Tekanan tanah pasif bila di depan dinding penahan terdapat tanah timbunan.

Faktor aman terhadap penggeseran (F_{gs}), didefinisikan pada Persamaan 3.20 dibawah ini.

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h} \geq 1,5 \quad (3.20)$$

Untuk tanah granuler ($c = 0$) didefinisikan pada Persamaan 3.21.

$$\begin{aligned}\Sigma R_h &= Wf \\ &= W \tan \delta_b ; \text{ dengan } \delta_b \leq \varphi\end{aligned}\quad (3.21)$$

Untuk tanah kohesif ($\varphi = 0$) didefinisikan pada Persamaan 3.22.

$$\Sigma R_h = c_a B \quad (3.22)$$

Untuk tanah yang memiliki nilai c dan φ ($c > 0$ dan $\varphi > 0$) didefinisikan pada Persamaan 3.23.

$$\Sigma R_h = c_a B + W \tan \delta_b \quad (3.23)$$

Keterangan:

ΣR_h = tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran

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

δ_b = sudut gesek antara tanah dan dasar fondasi, biasanya di ambil $1/3 - 2/3$

φ

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

c = kohesi tanah dasar (kN/m²)

a_d = faktor adhesi

B = lebar fondasi (m)

ΣP_h = jumlah gaya-gaya horisontal (kN)

f = $\tan \delta_b$ = koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar fondasi

Faktor aman terhadap penggeseran dasar fondasi (F_{gs}) minimum di ambil 1,5.

Bowles (1997) dalam Hardiyatmo (2014) menyarankan:

$F_{gs} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granuler

$F_{gs} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif

2. Stabilitas Terhadap Penggulingan

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 akibat berat

sendiri dinding penahan dan momen akibat berat tanah di atas pelat fondasi. Faktor aman akibat penggulingan (F_{gl}), didefinisikan pada Persamaan 3.24.

$$F_{gl} = \frac{\Sigma M_w}{\Sigma M_{gl}} \quad (3.24)$$

Keterangan:

$$\Sigma M_w = W b_l$$

$$\Sigma M_{gl} = \Sigma P_{ah} h_l + \Sigma P_{av} B$$

ΣM_w = momen yang melawan penggulingan (kNm)

ΣM_{gl} = momen yang mengakibatkan penggulingan (kNm)

W = berat tanah di atas pelat fondasi + berat sendiri dinding penahan penahan (kN)

B = lebar kaki dinding penahan (m)

ΣP_{ah} = jumlah gaya-gaya horisontal (kN)

ΣP_{av} = jumlah gaya-gaya vertikal (kN)

Faktor aman terhadap penggulingan (F_{gl}) bergantung pada jenis tanah sebagai berikut.

$F_{gl} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granuler

$F_{gl} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif

3. Stabilitas Terhadap Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah

Beberapa persamaan kapasitas dukung tanah telah digunakan untuk menghitung stabilitas dinding penahan tanah, seperti persamaan kapasitas dukung Terzaghi (1943) dalam Hardiyatmo (2014). Kapasitas tersebut adalah kapasitas dukung ultimit (q_u) untuk fondasi memanjang dinyatakan pada Persamaan 3.25.

$$q_u = c N_c + D_f \gamma N_q + 0,5 B \gamma N_\gamma \quad (3.25)$$

Keterangan:

c = kohesi tanah (kN/m²)

D_f = kedalaman fondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m³)

B = lebar fondasi dinding penahan tanah (m)

N_c , N_q , dan N_γ = faktor-faktor kapasitas dukung Terzaghi (Tabel 3.4)

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung didefinisikan pada Persamaan 3.26.

$$SF = \frac{q_u}{q} \geq 3 \quad (3.26)$$

dengan q adalah tekanan akibat beban struktur. Umumnya faktor aman (SF) terhadap keruntuhan tanah dasar minimum diambil sama dengan 3.

Tekanan struktur pada tanah dasar fondasi dapat dihitung seperti Persamaan 3.27, Persamaan 3.28 dan Persamaan 3.29.

a. Bila lebar dipakai cara lebar efektif fondasi (asumsi Mayerhorf):

$$q = \frac{V}{B'} \quad (3.27)$$

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

b. Bila distribusi tekanan kontak antara tanah dasar fondasi dianggap linier.

$$q = \frac{V}{B'} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \text{ bila } e \leq B/6 \quad (3.28)$$

$$q = \frac{2V}{3(B-2e)} \text{ bila } e \geq B/6 \quad (3.29)$$

Berikut di bawah ini adalah nilai-nilai faktor kapasitas dukung Terzaghi (1943) dalam Hardiyatmo (2014) yang dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3.w Nilai-nilai Faktor Kapasitas Dukung Terzaghi (1943)

ϕ	Keruntuhan Geser Umum			Keruntuhan Geser Lokal		
	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7

Lanjutan Tabel 3.4 Nilai-nilai Faktor Kapasitas Dukung Terzaghi (1943)

ϕ	Keruntuhan Geser Umum			Keruntuhan Geser Lokal		
	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	N_γ'
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

Sumber: Hardiyatmo, 2014

3.5 Teori Analisis Stabilitas Lereng

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

1. Kelongsoran lereng terjadi di sepanjang permukaan bidang longsor tertentu dan dapat dianggap masalah bidang 2 dimensi.
2. Massa tanah yang longsor dianggap berupa benda yang masif.
3. Tahanan geser dari massa tanah pada setiap titik sepanjang bidang longsor tidak tergantung dari orientasi permukaan longсорan, atau dengan kata lain kuat geser tanah dianggap isotropis.
4. Faktor aman didefinisikan dengan memperhatikan tegangan geser rata-rata sepanjang bidang longсорan yang potensial dan kuat geser tanah rata-rata sepanjang permukaan longсорan. Jadi, kuat geser tanah mungkin terlampaui di titik-titik tertentu pada bidang longсорannya, padahal faktor aman hasil hitungan lebih besar 1.

Faktor aman didefinisikan sebagai nilai banding antara gaya yang menahan dan gaya yang menggerakkan, atau disajikan pada Persamaan 3.30.

$$SF = \frac{\tau}{\tau_d} \quad (3.30)$$

di mana τ adalah tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah, τ_d adalah tegangan geser yang terjadi akibat gaya berat tanah yang akan longсор, dan SF adalah faktor aman.

Menurut teori Mohr-Coulomb, tahanan terhadap tegangan geser (τ) yang dapat dikerahkan oleh tanah, di sepanjang bidang longsornya, dapat dinyatakan seperti Persamaan 3.31.

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (3.31)$$

dengan c adalah kohesi, σ adalah tegangan normal, dan φ adalah sudut gesek dalam tanah. Nilai-nilai c dan σ adalah parameter kuat geser tanah di sepanjang bidang longsornya.

Dengan cara yang sama, dapat dituliskan persamaan tegangan geser yang terjadi (τ_d) akibat beban tanah dan beban-beban lain pada bidang longsornya disajikan pada Persamaan 3.32.

$$\tau_d = c_d + \sigma \tan \varphi_d \quad (3.32)$$

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

Substitusi Persamaan 3.31 dan Persamaan 3.32 ke Persamaan 3.30 diperoleh persamaan faktor aman seperti pada Persamaan 3.33.

$$SF = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{c_d + \sigma \tan \varphi_d} \quad (3.33)$$

Persamaan 3.33 dapat juga dituliskan dalam bentuk seperti Persamaan 3.34.

$$c_d + \sigma \tan \varphi_d = \frac{c}{SF} + \sigma \frac{\tan \varphi}{SF} \quad (3.34)$$

Untuk maksud memberikan faktor aman terhadap masing-masing komponen kuat geser, faktor aman dapat dinyatakan oleh Persamaan 3.35 dan Persamaan 3.36.

$$SF_c = \frac{c}{c_d} \quad (3.35)$$

$$SF_\varphi = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_d} \quad (3.36)$$

dengan SF_c adalah faktor aman pada komponen kohesi dan SF_φ adalah faktor aman pada komponen gesekan. Umumnya faktor aman terhadap kuat geser tanah diambil

lebih besar atau sama dengan 1,2 – 1,5. Metode keseimbangan batas menganggap bahwa nilai $SF_c = SF_\phi$ yang menunjukkan bahwa komponen kohesi (c) dan gesekan (ϕ) termobilisasi pada proporsi yang sama secara bersamaan di sepanjang bidang longsor.

Menurut Bowles (1984) dalam Hardiyatmo (2010) membedakan tingkat longsor berdasarkan faktor aman dapat dilihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.3 Nilai Faktor Aman Terhadap Bidang Longsor

Faktor Aman	Kejadian
$SF \leq 1,07$	Longsor sering terjadi (lereng labil)
$1,07 \leq SF \leq 1,25$	Longsor dapat terjadi (lereng kritis)
$SF \geq 1,25$	Longsor jarang terjadi (lereng relatif stabil)

Sumber: Bowles, 1984

3.6 Metode Elemen Hingga Menggunakan Plaxis

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

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).

Plaxis adalah program elemen hingga yang dikembangkan untuk analisis deformasi, stabilitas dan aliran air tanah dalam rekayasa geoteknik. Perkembangan *plaxis* dimulai pada tahun 1987 di *Delft University of Technology* sebagai inisiatif Kementerian Pekerjaan Umum dan Pengelolaan Air (Rijkswaterstaat) Belanda. Tujuan semula adalah untuk mengembangkan kode elemen hingga 2D yang mudah digunakan untuk analisis tanggul sungai di tanah lunak dari dataran rendah Belanda.

Dalam beberapa tahun berikutnya, plaxis diperluas untuk mencakup sebagian besar wilayah lain untuk rekayasa geoteknik. Karena terus berkembang, perusahaan plaxis (*Plaxis bv*) dibentuk pada tahun 1993.

Dengan plaxis 2D geometri model dapat dengan mudah didefinisikan dalam mode tanah dan struktur, setelah model padat independen secara otomatis dapat dipotong dan menyatu. Modus konstruksi dipentaskan memungkinkan untuk simulasi proses konstruksi dan penggalian dengan mengaktifkan dan menonaktifkan *cluster* tanah dan objek struktural. Perhitungan kernel memungkinkan simulasi realistis dari linear, waktu perilaku non tergantung dan anisotropik tanah dan / atau *rock*. Karena tanah merupakan bahan multi-fase, prosedur khusus memungkinkan untuk perhitungan yang berhubungan dengan tekanan hidrostatik pori hidrostatik dan non dalam tanah. *Output* terdiri dari rangkaian lengkap dari alat visualisasi untuk memeriksa rincian model tanah-struktur 2D bawah tanah.

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 ini yang digunakan 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 penyelesaian tugas akhir jenis ini 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 pemodelan perilaku jangka panjang. Dengan perilaku tidak porous maka baik tekanan air pori awal maupun tekanan air pori berlebih tidak diperhitungkan sama sekali. Aplikasi dari pemodelan 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:

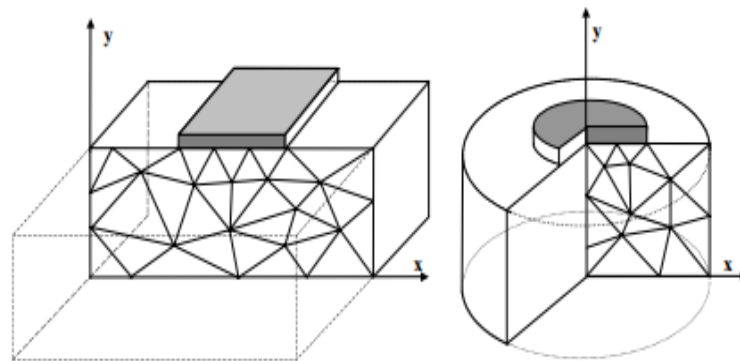
1. Keheterogenitasan struktur tanah
2. Kenon–linieran dan tingkah laku tanah
3. Interaksi tanah–struktur
4. Metode konstruksi

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

Pada matrik dimana K adalah matriks 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 pemodelan 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. Pemodelan axisimetri sumbu (x) merepresentasikan radius dan sumbu (y) disamakan dengan sumbu simetri pada aksial pemodelan. Contoh pemodelan *Plane-Strain* dan *Aximetri* terlihat pada Gambar 3.8.



Gambar 3.8 Contoh Pemodelan *Plane-Strain* dan *Aximetri*.
(Sumber: Brinkgreve, 2007)

Pada pemodelan 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 beberapa komponen utama model geometri pada plaxis yaitu sebagai berikut:

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 penghalusan 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 penyusunan jaringan elemen, setiap klaster dibagi-bagi menjadi elemen-elemen segitiga. Sebuah pilihan dapat diambil antara elemen dengan 15 buah titik nodal 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 nodal dapat dipilih untuk melakukan proses perhitungan yang singkat.

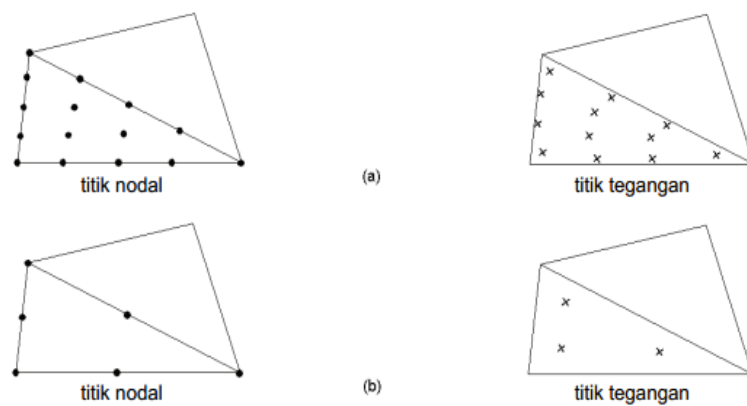
2. Titik Nodal

Pada sebuah elemen dengan 15 titik nodal akan terdiri dari 15 titik nodal dan sebuah elemen segitiga dengan 6 titik nodal didefinisikan dengan 6 titik nodal. Penyebaran titik-titik nodal dalam suatu elemen baik pada elemen 15 titik nodal maupun pada elemen 6 titik nodal ditunjukkan pada Gambar 3.10. 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 3.9.



Gambar 3.9 Posisi Titik Nodal dan Titik-Titik Regangan pada Elemen Tanah

(Sumber: Brinkgreve, 2007)