

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Uraian Umum

Konstruksi penahan tanah seperti dinding penahan, dinding bangunan bawah tanah (*basement*), dan turap baja, pada umumnya digunakan dalam teknik pondasi; konstruksi penahan tanah tersebut biasanya digunakan untuk menahan massa tanah dengan talud vertikal. Agar dapat merencanakan konstruksi penahan tanah dengan benar, maka perlu diketahui gaya horisontal yang bekerja antara konstruksi penahan dan massa tanah yang ditahan. Gaya horisontal tadi disebabkan oleh tekanan tanah arah horisontal.

Pembahasan dalam bab ini, perhatian akan difokuskan untuk mempelajari berbagai teori tentang tekanan tanah. Tekanan tanah timbul selama pergeseran tanah (*soil displacement*) atau selama peregangan tetapi tanah tersebut mengalami keruntuhan (*on the verge of failure*), seperti yang didefinisikan oleh selubung keruntuhan Mohr, maka tegangan-tegangan (*stresses*) tersebut tidak mempunyai harga tertentu (*indeterminate*). Tegangan-tegangan tersebut belum tentu terdapat bagian yang runtuh (*rupture*) karena sangat sukar untuk mendapatkan keadaan kesetimbangan plastis secara serempak di mana-mana di dalam massa tanah – hal ini biasanya merupakan peristiwa yang progresif. Walaupun demikian, hal ini pada prakteknya sudah bisa dianalisis sebagai suatu kejadian keadaan yang ideal, baik

untuk mempermudah persoalannya maupun dari segi pembatasan parameter tanah yang diperlukan dengan tingkat kepercayaan (*reliability*) yang tinggi.

3.2 Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam (*At Rest*)

Dilakukan tinjauan massa tanah seperti yang ditunjukkan dalam gambar 3.1 Massa tanah tersebut dibatasi oleh dinding dengan permukaan yang licin (*frictionless wall*) AB yang dipasang sampai kedalaman yang tak terhingga. Suatu elemen tanah yang terletak pada kedalaman z akan terkena tekanan arah vertikal σ_v dan tekanan arah horisontal σ_h . Di sini akan dibahas permasalahan σ_v dan σ_h yang masing-masing merupakan tekanan yang berupa tekanan efektif dan tekanan total, sedangkan tegangan geser pada bidang tegak dan bidang datar diabaikan.

Bila dinding AB dalam keadaan diam, yaitu bila dinding tidak bergerak ke salah satu arah baik ke kanan maupun ke kiri dari posisi awal, maka massa tanah akan berada dalam keadaan keseimbangan elastis (*elastic equilibrium*).

Rasio tekanan arah horisontal dan tekanan arah vertikal dinamakan "koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam" (*coefficient of earth pressure at rest*), K_o atau

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \dots \dots \dots (3.1).$$

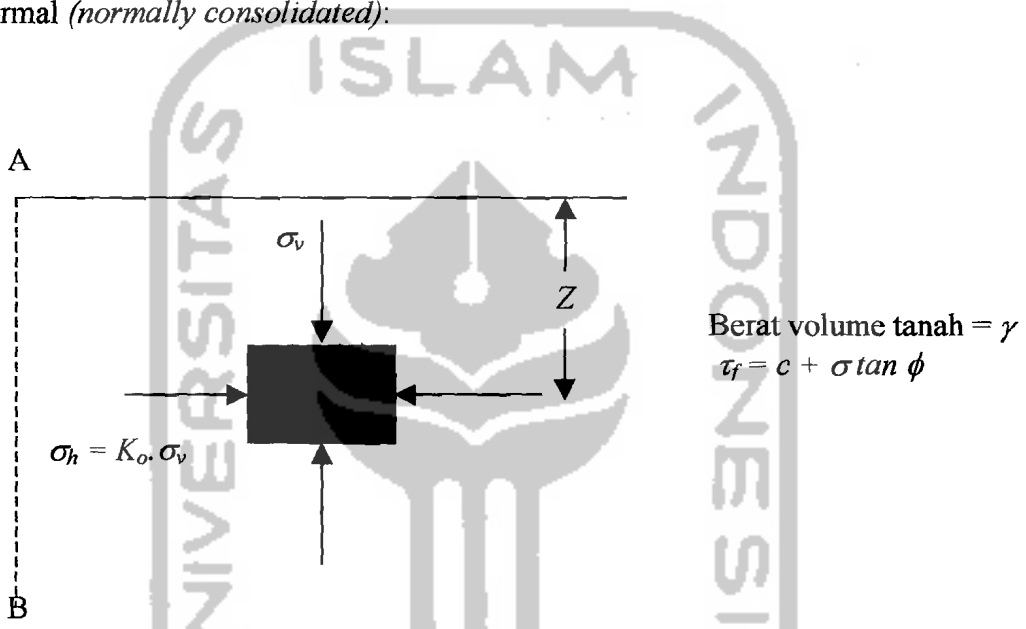
Karena $\sigma_v = \gamma z$, maka

$$\sigma_h = K_o (\gamma z) \dots \dots \dots (3.2).$$

Untuk tanah berbutir, koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili oleh hubungan empiris yang ditawarkan oleh Jaky (1944)

$$K_o = 1 - \sin \phi \dots \dots \dots (3.3)$$

Brooker dan Ireland (1965) menyarankan agar menggunakan persamaan berikut ini untuk menghitung harga K_o dari tanah lempung yang terkonsolidasi normal (*normally consolidated*):



Gambar 3.1 Tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*)

$$K_o = 0,95 - \sin \phi \dots \dots \dots (3.4)$$

Sudut ϕ dalam persamaan 3.3 dan 3.4 adalah sudut geser tanah dalam keadaan air teralirkan (*drained*). Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi lebih (*overconsolidated*), koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*) dapat diperkirakan sebagai berikut :

$$K_o (\text{overconsolidated}) = K_o (\text{normally consolidated}) \sqrt{OCR} \dots \dots (3.5)$$

Dengan

$OCR = \text{overconsolidation ratio}$ (rasio terkonsolidasi lebih).

Rasio terkonsolidasi lebih ini di definisikan sebagai :

$$OCR = \frac{\text{tekanan pra konsolidasi}}{\text{tekanan efektif akibat lapisan tanah di atasnya}} \dots \dots \dots (3.6)$$

Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi normal, persamaan empiris yang lain untuk K_o telah di perkenalkan oleh Alpan (1967):

$$K_o = 0,19 + 0,233 \log (PI) \dots \dots \dots (3.7)$$

Dengan $PI =$ indeks plastisitas

Gambar 3.2 menunjukkan distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam yang bekerja pada dinding setinggi H . Gaya total per satuan lebar dinding, P_o , adalah sama dengan luas dari diagram tekanan tanah yang bersangkutan. Jadi,

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \dots \dots \dots (3.8)$$

Tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*) untuk tanah yang terendam air sebagian

Gambar 3.3 menunjukkan tembok setinggi H dengan permukaan air tanah (*ground water table*) terletak pada kedalaman H , dari permukaan tanah.

Untuk $z \leq H_1$, tekanan tanah dalam keadaan diam arah horisontal adalah sebesar $\sigma_h = K_o \gamma z$ Variasi dengan kedalaman tertentu ditunjukkan oleh segi-tiga *ACE* dalam gambar 3.3a. tetapi untuk $z \geq H_1$ (yaitu di bawah permukaan air tanah), tekanan tanah pada tembok merupakan komponen dari tekanan efektif dan tekanan air pori.

$$\text{Tekanan efektif arah vertikal} = \sigma_v' = \gamma H_1 + \gamma' (Z-H) \dots \dots \dots (3.9)$$

Dengan $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w =$ berat volume efektif dari tanah

jadi, tekanan tanah efektif dalam keadaan arah horisontal adalah :

$$\sigma_h' = K_o \sigma_v' = K_o [\gamma H_1 + \gamma'(z-H_1)] \dots\dots\dots (3.10)$$

Variasi σ_h' dengan kedalaman oleh CEGB dalam gambar 3.3a .

Tekanan arah horisontal yang disebabkan oleh air adalah:

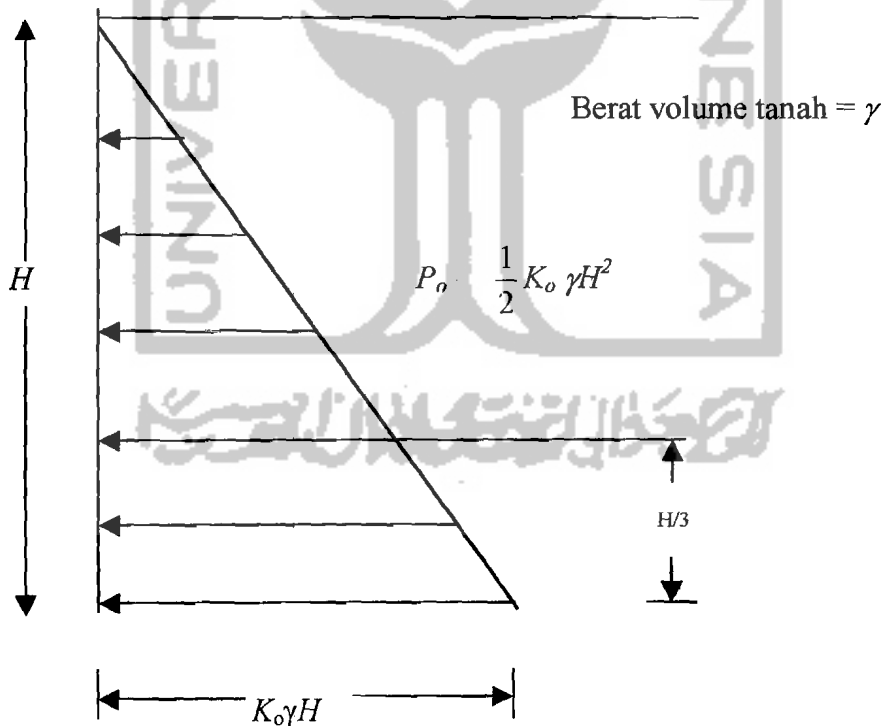
$$u = \gamma_w (z-H_1) \dots\dots\dots (3.11)$$

Variasi u dengan kedalaman ditunjukkan dalam gambar 3.3b

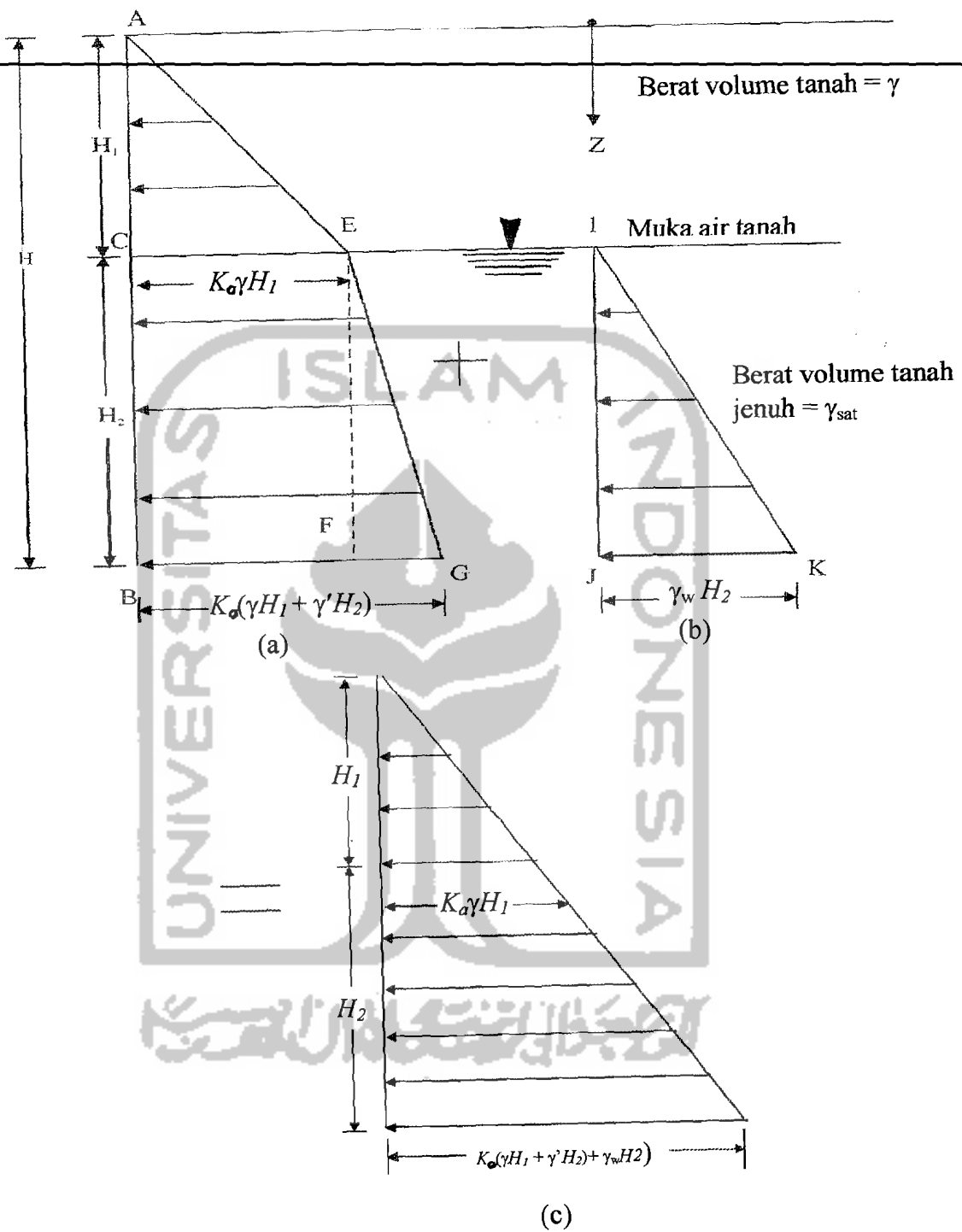
Oleh karena itu, tekanan tanah total arah horisontal pada kedalaman $z \geq H_1$

adalah : $\sigma_h = \sigma_h' + u \dots\dots\dots (3.12)$

$$= K_o [\gamma H_1 + \gamma'(z-H_1)] + \gamma_w (z-H_1)$$



Gambar 3.2 Distribusi tekanan tanah lateral dalam keadaan diam (at rest).



Gambar 3.3. Distribusi tekanan tanah lateral dalam keadaan diam (*at rest*) untuk tanah terendam sebagian

Gaya persatuan lebar tembok merupakan penjumlahan dari luas diagram

tekanan yang diberikan dalam gambar 3.3 a dan b, yaitu :

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H_1^2 + K_o \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} (K_o \gamma' + \gamma_w) H_2^2 \quad \dots \dots \dots (3.13)$$

$$\frac{1}{2} K_o \gamma H_1^2 = \text{luas ACE}$$

$$K_o \gamma H_1 H_2 = \text{luas CEFB}$$

$$\frac{1}{2} (K_o \gamma' + \gamma_w) H_2^2 = \text{luas EFG dan IJK}$$

3.3 Tekanan Tanah Menurut Rankine

Yang dimaksud dengan keseimbangan plastis (*plastic equilibrium*) di dalam tanah adalah suatu keadaan yang menyebabkan tiap-tiap titik di dalam massa tanah menuju suatu proses ke suatu keadaan runtuh. Rankine (1857) menyelidiki keadaan tegangan di dalam tanah yang berbeda pada keadaan keseimbangan plastis, sub-sub berikut ini akan menjelaskan mengenai teori tekanan tanah menurut Rankine.

3.3.1. Kondisi aktif menurut Rankine

Gambar 3.4a menunjukkan suatu massa tanah seperti yang di tunjukan dalam gambar 3.1. Tanah tersebut dibatasi oleh tembok dengan permukaan yang licin, AB, yang dipasang sampai kedalaman yang tak terhingga. Tegangan-tegangan utama arah vertikal dan horisontal (total dan efektif) pada elemen tanah di suatu kedalaman z adalah berturut-turut σ_v dan σ_h . Seperti terlihat pada gambar 3.1, apabila dinding AB

tidak diijinkan bergerak sama sekali, maka $\sigma_h = k_o \cdot \sigma_v$. Kondisi tegangan dalam elemen tanah tadi dapat diwakili oleh lingkaran Mohr a dalam gambar 3.4b. Akan tetapi, bila dinding AB diijinkan bergerak menjauhi massa tanah secara perlahan-lahan, maka tegangan utama arah horisontal akan berkurang secara terus menerus. Pada akhirnya suatu kondisi, yaitu keseimbangan plastis, akan dicapai bila kondisi tegangan di dalam elemen tanah dapat di wakili oleh lingkaran Mohr b , dan klonggaran di dalam tanah terjadi. Keadaan tersebut diatas dinamakan sebagai "kondisi aktif menurut Rankine" (*Rankine's Active State*). Tekanan σ_a yang bekerja pada bidang vertikal (yang merupakan bidang utama) adalah tekanan tanah aktif menurut Rankine (*Rankine's Active earth pressure*). Berikut ini adalah penurunan dari σ_a sebagai fungsi γ , z , c dan ϕ . Dari gambar 3.4b didapat

$$\sin \phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC}$$

Dengan $CD =$ jari-jari lingkaran keruntuhan $= \frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}$

$$AO = c \cot \phi$$

Dan

$$OC = \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2}$$

Sehingga

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}}{c \cdot \cot \phi + \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2}}$$

$$\text{atau } c \cos \phi + \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2} \sin \phi = \frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}$$

$$\text{atau } \sigma_a = \sigma_v \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} - 2c \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi} \dots \dots \dots (3.14)$$

Dalam kasus ini, $\sigma_v =$ tekanan efektif akibat lapisan tanah di atasnya $= \gamma z$

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

$$\text{dan } \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi} = \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Dengan memasukkan persamaan-persamaan di atas ke dalam persamaan 3.14, di

$$\text{dapatkan: } \sigma_a = \gamma z \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (3.15)$$

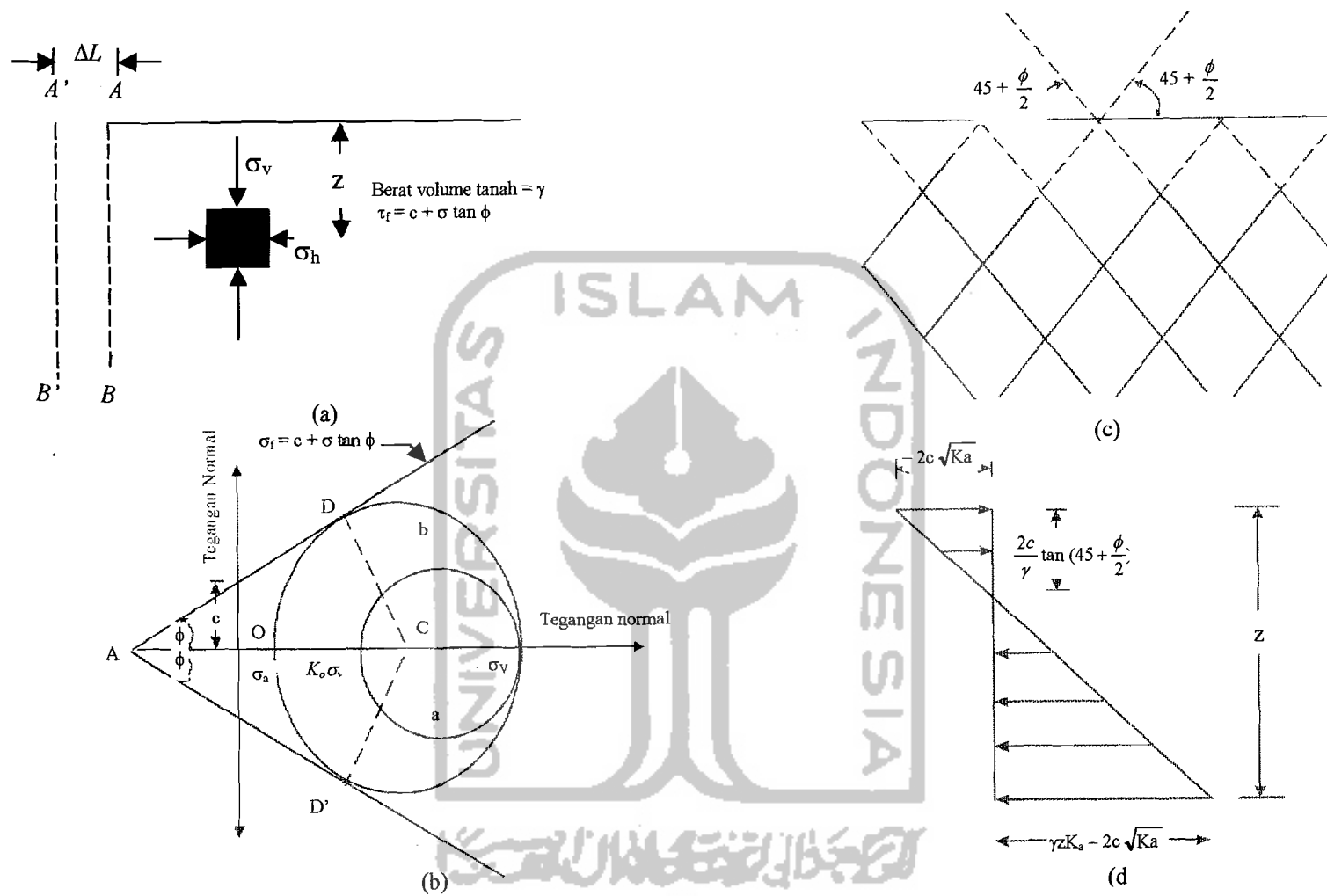
Variasi dengan kedalaman diberikan dalam gambar 3.4d. Untuk tanah yang tidak berkohesi (*cohesionless soil*), $c = 0$ maka :

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (3.16)$$

Rasio dan dinamakan koefisien tekanan tanah aktif, K_a . Atau:

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (3.17)$$

Dari gambar 3.4b akan dapat dilihat bahwa bidang runtuh dalam tanah membentuk sudut $\pm \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ dengan arah dari bidang utama besar (*major principal plane*), yaitu bidang horisontal. Bidang runtuh ini dinamakan bidang geser (*slip plane*). Bidang geser tersebut dapat di lihat dalam gambar 3.4c



Gambar 3.4 Tekanan tanah aktif menurut Rankine

3.3.2. Kondisi pasif menurut Rankine

Kondisi pasif menurut Rankine dapat di jelaskan dengan Gambar 3.5. AB adalah tembok licin tak terhingga. Keadaan tegangan awal pada suatu elemen tanah di wakili oleh lingkaran Mohr a dalam Gambar 3.5b. Apabila tembok di dorong perlahan-lahan ke arah masuk kedalam massa tanah, maka tegangan utama σ_h akan berubah secara terus menerus. Akhirnya akan didapatkan suatu keadaan yang menyebabkan kondisi tegangan elemen tanah dapat diwakili oleh lingkaran Mohr b. Pada keadaan ini, keruntuhan tanah akan terjadi yang saat ini dikenal sebagai kondisi pasif menurut Rankine (*Rankine's Passive State*).

Di samping itu tekanan tanah ke samping σ_p , yang merupakan tegangan utama besar (*Major Principal Stress*), dinamakan Tekanan Tanah Pasif menurut Rankine (*Rankine's Passive Earth Pressure*). Dari gambar 3.5b terlihat bahwa:

$$\begin{aligned}\sigma_p &= \sigma_v \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (3.18) \\ &= \gamma z \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)\end{aligned}$$

penurunannya serupa dengan penurunan untuk kondisi aktif menurut Rankine (*Rankine's active state*). Gambar 3.5b menunjukkan variasi tekanan tanah aktif dengan kedalaman. Untuk tanah tidak berkohesi ($c = 0$),

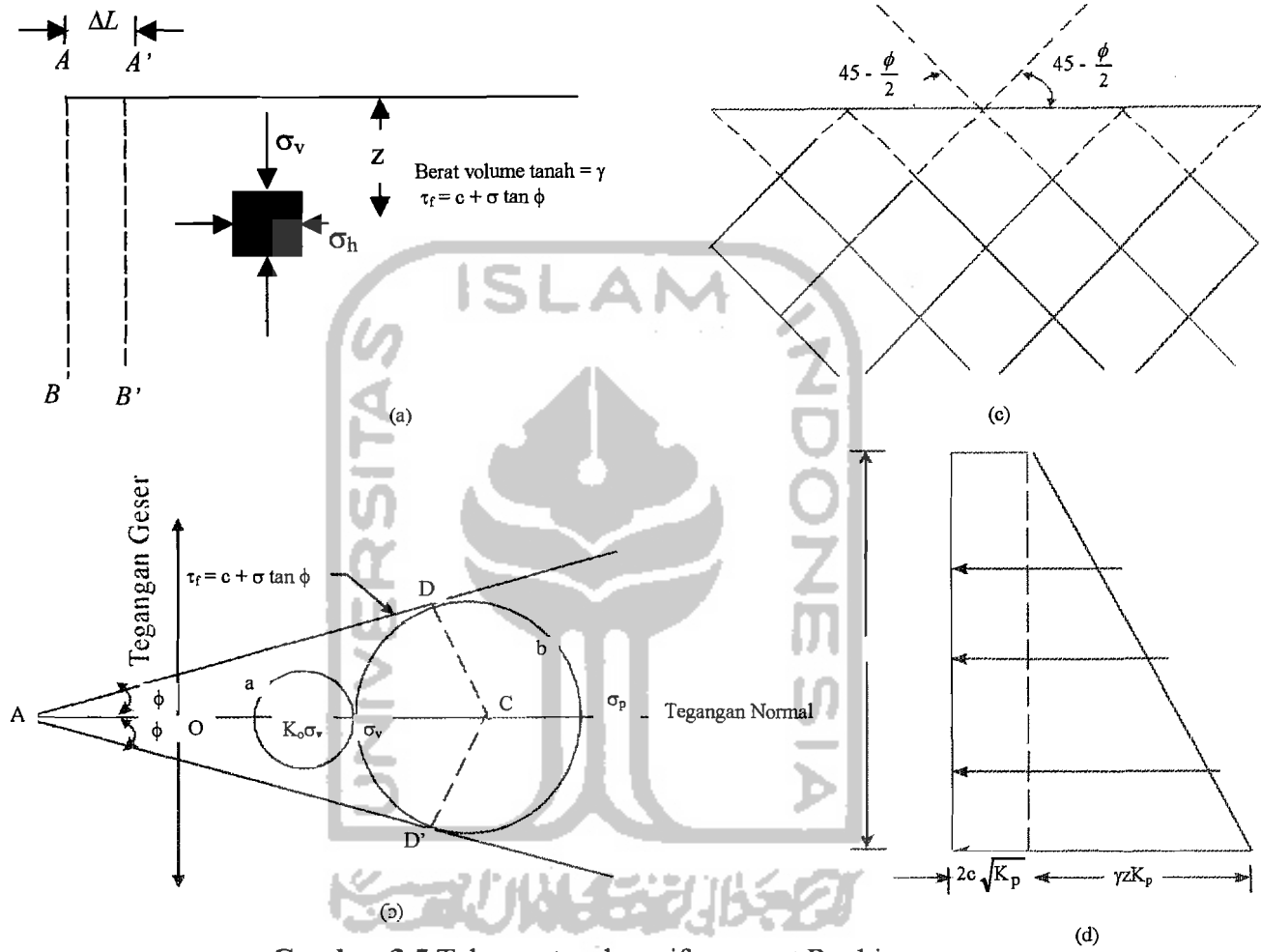
$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\text{atau } \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots(3.19)$$

k_p dari persamaan diatas di namakan sebagai *koefisien tekanan tanah pasif menurut Rankine*.

Titik-titik D dan D' pada lingkaran runtuh (gambar 3.5b) bersesuaian dengan bidang geser di dalam tanah. Untuk kondisi pasif (menurut Rankine) bidang geser membuat sudut $\pm (45 - \frac{\phi}{2})$ dengan arah dari bidang utama kecil (*minor principal plane*), yaitu arah horisontal. Gambar 3.5c menunjukkan distribusi bidang-bidang geser di dalam massa tanah .



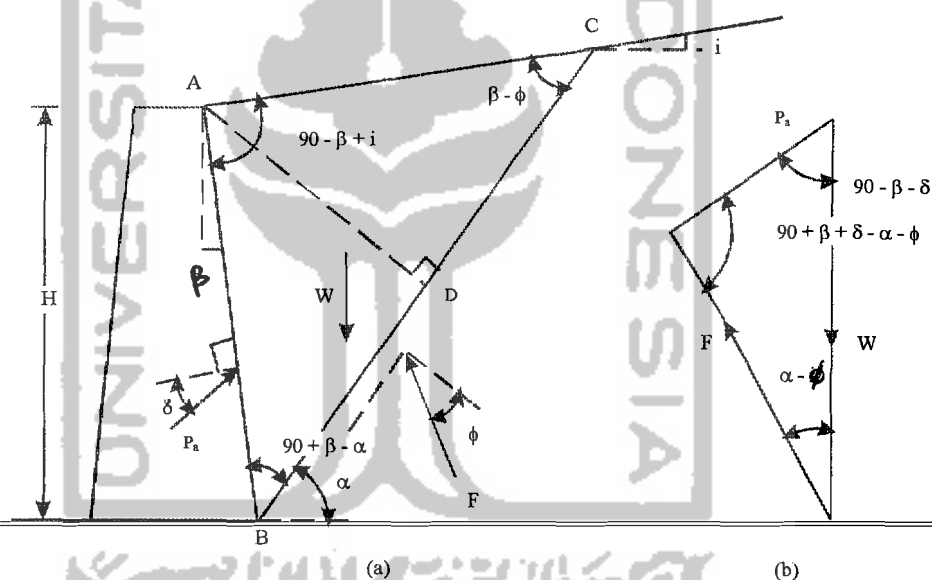


Gambar 3.5 Tekanan tanah pasif menurut Rankine

3.4. TEORI TEKANAN TANAH MENURUT COULOMB

Coulomb (1776) memperkenalkan suatu teori mengenai tekanan tanah aktif dan pasif yang bekerja pada tembok penahan. Dalam teorinya, Coulomb menganggap bahwa bidang longsor adalah rata. Geseran antara tembok dengan tanah dibelakang tembok ikut diperhitungkan. Prinsip umum dari penurunan teori tekanan tanah menurut Coulomb untuk tanah kering tak berkohesi (kekuatan gesernya dinyatakan dengan persamaan $\tau_f = \sigma \tan \phi$) diberikan dibawah ini.

3.4.1. Kondisi Aktif menurut Coulomb



Gambar 3.6

Tekanan tanah aktif menurut Coulomb (a) blok keruntuhan yang dicoba (b) poligon gaya

Anggaplah bahwa AB (Gambar 3.6 a) adalah muka sebelah belakang dari sebuah tembok penahan yang dipergunakan untuk menahan urugan tanah tak berkohesi, yang permukaannya mempunyai kemiringan tetap dengan horisontal yaitu sebesar i . BC adalah sebuah bidang keruntuhan yang dicoba. Dalam

memperhitungkan kestabilan dari kemungkinan keruntuhan blok tanah (*failure wedge*) ABC, gaya-gaya yang diperhitungkan (per satuan lebar tembok) adalah:

1. W , berat dari blok tanah
2. F , resultante dari gaya geser dan gaya normal pada permukaan bidang longsor, BC. Gaya resultan tersebut membuat kemiringan sebesar ϕ dengan normal dari bidang BC
3. P_a , gaya aktif per satuan lebar tembok. Arah P_a ini akan membuat sudut sebesar δ dengan normal dari permukaan tembok yang menahan tanah. Dimana δ adalah sudut geser antara tanah dengan tembok. Segitiga gaya untuk blok tanah adalah seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 3.6b. Dari rumus sinus didapatkan:

$$\frac{W}{\sin(90 + \beta + \delta - \alpha + \phi)} = \frac{P_a}{\sin(\alpha - \phi)} \dots \dots \dots (3.20)$$

atau:

$$P_a = \frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sin(90 + \beta + \delta - \alpha + \phi)} W \dots \dots \dots (3.21)$$

Dari Gambar 3.6 a, berat dari blok tanah adalah:

$$W = \frac{1}{2} (\overline{AD}) (\overline{BC}) \cdot \gamma \dots \dots \dots (3.22)$$

tapi

$$\begin{aligned} \overline{AD} &= \overline{AB} \sin(90 + \beta - \alpha) \\ &= \frac{H}{\cos \beta} \cdot \sin(90 + \beta - \alpha) \dots \dots \dots (3.23) \end{aligned}$$

Lagi, dari rumus sinus

$$\frac{\overline{AB}}{\sin(\alpha - i)} = \frac{\overline{BC}}{\sin(90 - \beta + i)} \dots\dots\dots(3.24)$$

$$\overline{BC} = \frac{\cos(\beta - i)}{\sin(\alpha - i)} \cdot \overline{AB}$$

$$\overline{BC} = \frac{\cos(\beta - i) \cdot H}{\sin(\alpha - i) \cdot \cos \beta} \dots\dots\dots(3.25)$$

Dengan memasukan persamaan (3.23) dan (3.25) ke dalam persamaan (3.22), akan didapatkan

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos(\beta - \alpha) \cdot \cos(\beta - i)}{\cos^2 \beta \sin(\alpha - i)} \dots\dots\dots(3.26)$$

Selanjutnya, harga W dimasukan dalam persamaan (3.21)

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\cos(\beta - \alpha) \cdot \cos(\beta - i) \cdot \sin(\alpha - i)}{\cos^2 \beta \cdot \sin(\alpha - i) \cdot \sin(90 + \beta + \delta - \alpha + \phi)} \right] \dots\dots\dots(3.27)$$

Parameter-parameter yang ada dalam persamaan (3.27) yaitu: γ , H , β , i , ϕ , dan δ adalah tetap, sedangkan α adalah satu-satunya variabel dalam menentukan harga kritis dari α untuk mendapatkan P_a yang maksimum, sementara :

$$\frac{dP_a}{d\alpha} = 0 \dots\dots\dots(3.28)$$

Setelah menyelesaikan persamaan 3.28 harga α yang didapatkannya dimasukkan dalam persamaan 3.27 tekanan tanah aktif P_a , menurut Coulomb yang di dapat adalah :

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \dots\dots\dots(3.29)$$

dengan K_a adalah koefisien tekanan tanah aktif menurut Coulomb dan harganya adalah:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2} \dots (3.30)$$

Perlu di ketahui bahwa bila $i = 0^\circ$, $\beta = 0^\circ$, dan $\delta = 0^\circ$ maka koefisien tekanan tanah aktif menurut Coulomb menjadi sama dengan $\frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)}$, disini harga tersebut sama dengan koefisien tekanan tanah aktif menurut Rankine seperti yang di bicarakan pada awal dari bab ini.

Variasi dari harga K_a untuk tembok penahan dengan muka sebelah belakang tegak ($\beta = 0$) dan permukaan tanah urugan di belakang tembok datar ($i = 0$) diberikan dalam Tabel 3.1. Dari Tabel tersebut dapat dilihat bahwa untuk harga ϕ tertentu, geseran tembok menyebabkan berkurangnya harga koefisien tekanan tanah aktif.

3.4.2. Kondisi Pasif menurut Coulomb

Gambar 3.7 a menunjukkan suatu tembok penahan dengan urugan tanah non kohesi yang kemiringannya serupa dengan yang diberikan dalam gambar 3.6 a. keseimbangan polygon gaya dari blok tanah (*wedge*) ABC untuk kondisi pasif ditunjukkan dalam gambar 3.7b. P_p adalah notasi untuk gaya pasif. Notasi lain yang digunakan dalam kondisi pasif adalah sama seperti yang digunakan dalam kondisi aktif seperti yang dibicarakan dalam sub-sub ini, urutan perhitungan yang akan dilakukan adalah sama seperti yang kita lakukan pada kondisi aktif yaitu:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad \dots \dots \dots (3.31)$$

dengan: K_p = koefisien tekanan tanah pasif menurut Coulomb

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta - \beta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + i)}{\cos(\delta - \beta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad \dots \dots (3.32)$$

Untuk tembok dengan permukaan licin dan muka belakang tegak, serta permukaan tanah urugan yang datar (yaitu $\beta = 90^\circ$, $i = 0^\circ$, $\delta = 0^\circ$). Persamaan

3.32 dengan: $K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$

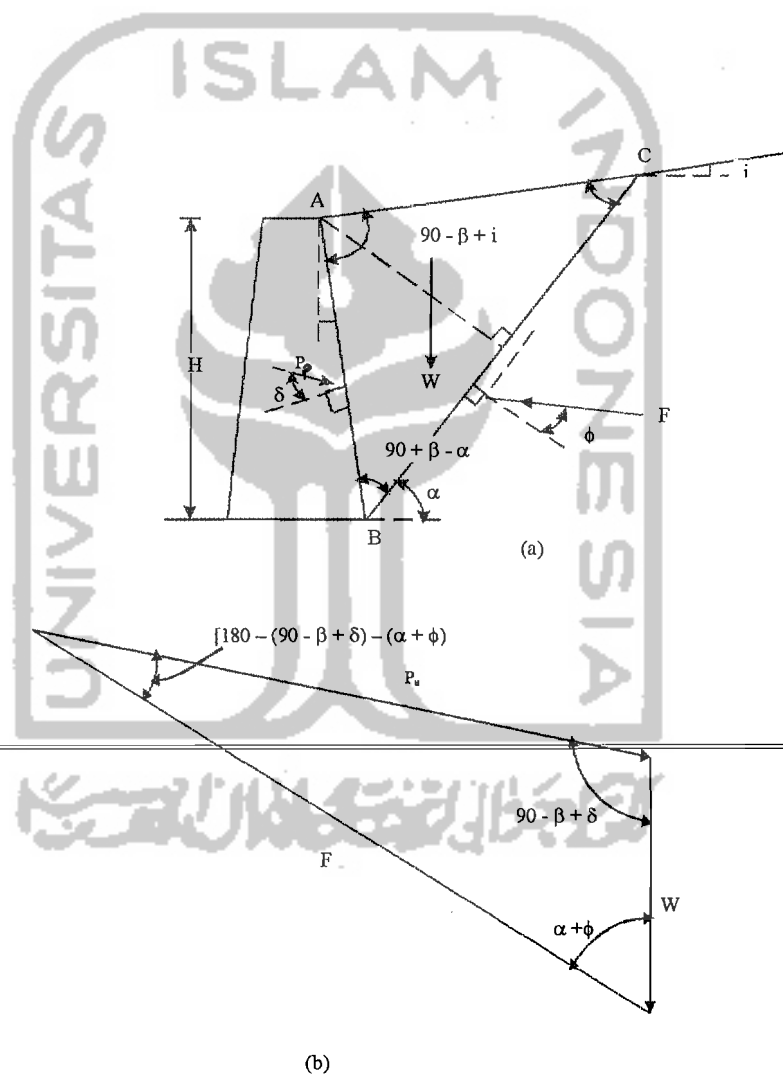
Variasi K_p dengan ϕ dan δ (untuk $\beta = 0$ dan $i = 0$) diberikan dalam tabel 3.2. dari Tabel tersebut dapat dilihat bahwa untuk harga-harga i dan ϕ tertentu harga K_p bertambah besar dengan bertambahnya sudut geser tembok.

Tabel 3.1. Nilai K_a dengan ϕ dan δ (untuk $\beta = 0$ dan $i = 0$)

ϕ (derajat)	δ (derajat)					
	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2596	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

Tabel 3.2 Nilai K_p dengan ϕ dan δ (untuk $\beta = 0$ dan $i = 0$)

ϕ (derajat)	δ (derajat)				
	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

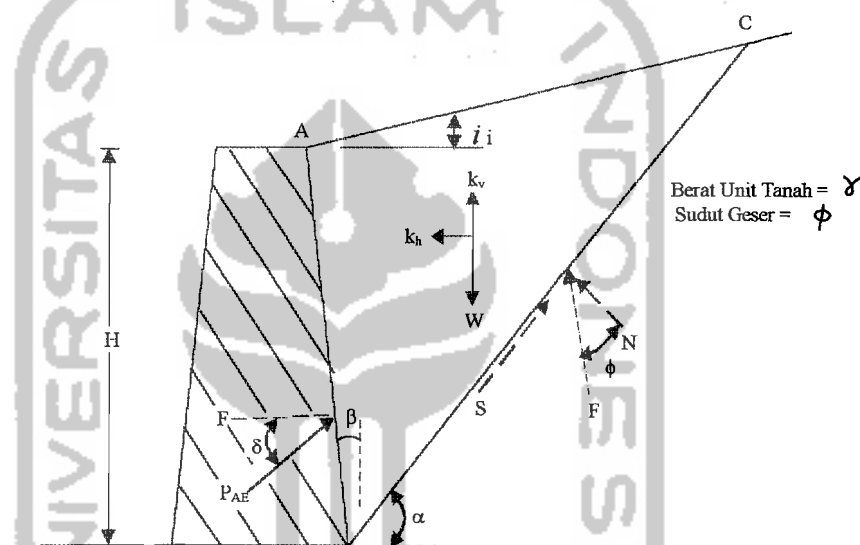


Gambar 3.7 Tekanan pasif menurut Coulomb; (a) blok keruntuhan yang dicoba; (b) polygon

Perlu diketahui bahwa dengan membuat asumsi bahwa bidang longsor adalah bidang rata (dalam teori Coulomb), maka tekanan tanah pasif yang dihasilkan sangat besar (*over estimate*), terutama untuk $\delta > \frac{\phi}{2}$ keadaan ini tidak aman dalam perencanaan.

3.5. Teori Tekanan Tanah Menurut Mononobe-Okabe

3.5.1. Tekanan Tanah Aktif Mononobe – Okabe



Gambar 3.8 Asal Persamaan Mononobe - Okabe

Persamaan Tekanan Tanah Aktif Coulomb dapat dimodifikasi dengan memperhitungkan perubahan koefisien vertikal dan horisontal akibat gempa yang pada umumnya berdasarkan analisis dari Mononobe-Okabe. Penyelesaian Mononobe - Okabe berdasarkan asumsi sebagai berikut :

- 1 . Kerusakan tanah terletak sepanjang bidang BC (Gambar 3.8),
2. Gerakan dinding cukup untuk menghasilkan tekanan aktif ,
3. Kuat geser dari tanah tanpa kohesi kering dapat diberikan dengan persamaan

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi \quad \dots\dots\dots(3.33)$$

dengan σ' adalah tegangan efektif dan τ_f adalah kuat geser ,

4. Ketika kerusakan terjadi, maka kuat geser penuh sepanjang dinding kerusakan (Bidang BC, Gambar 3.8) menjadi berubah.
5. Tanah dibelakang dinding penahan tanah berperilaku sebagai struktur kaku.

Garis A-B adalah sisi belakang dinding penahan tanah dan ABC adalah baji (*wedge*) tanah yang akan rusak Gaya-gaya yang bekerja pada baji yang rusak tiap unit panjang dari dinding adalah :

- a) berat baji (*weight of wedge W*),
- b) gaya aktif P_{AE} ,
- c) Resultan dari gaya geser dan gaya normal sepanjang bidang kerusakan disebut F ,
- d) $k_h W$ dan $k_v W$ adalah gaya inersia di arah vertikal dan horisontal dan g adalah akselerasi / percepatan gravitasi .

$$k_h = \frac{\text{komponen horisontal dari akselerasi gempa}}{g}$$

$$k_v = \frac{\text{komponen vertikal dari akselerasi gempa}}{g}$$

dan g adalah akselerasi /percepatan gravitasi.

Gaya aktif ditentukan dengan analisis baji yang diuraikan disini.

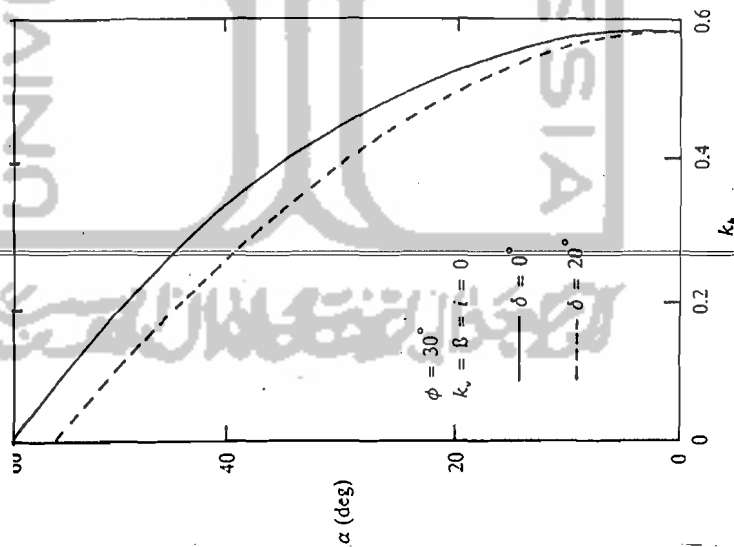
$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \quad \dots\dots\dots(3.34)$$

Dengan K_{AE} adalah koefisien tekanan tanah aktif dengan efek gempa.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(i - \beta)} \right]^2} \quad (3.35a)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad \dots\dots\dots (3.35b)$$

Persamaan (3.34) disebut sebagai “Persamaan tekanan tanah aktif Mononobe-Okabe”. Untuk kondisi gaya aktif (P_{AE}), yang berbentuk gaya horisontal, sudut i adalah baji tanah ABC yang terletak dibelakang dinding penahan tanah (Gambar 3.8) yang berbentuk gaya horisontal (untuk $k_v = 0^\circ$, $\beta = 0^\circ$, $i = 0^\circ$, $\phi = 30^\circ$ dan $\delta = 0^\circ$ dan 20°), seperti ditunjukkan dalam gambar 3.9. Tabel 3.3 memberikan nilai dari K_{AE} [persamaan (3.35a)] untuk variasi nilai ϕ, δ, i dan k_h , dengan k_v dan $\beta = 0^\circ$.

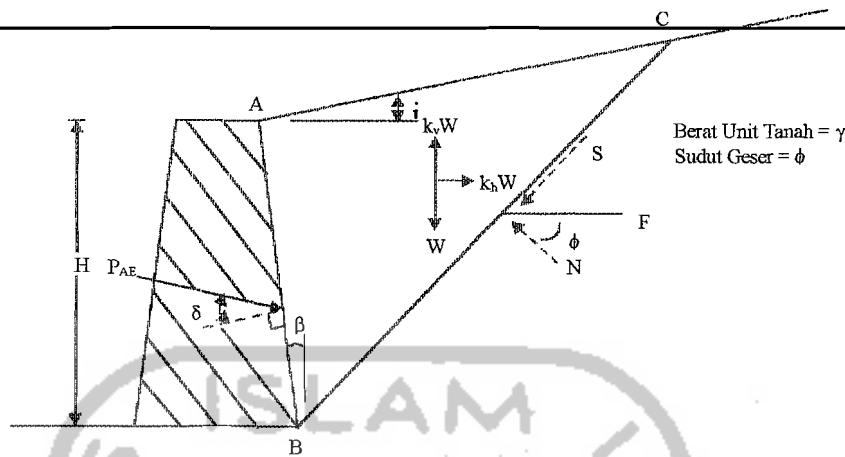


Gambar 3.9
Sudut inklinsi antara bidang keruntuhan dengan Horizontal (sesuai dengan Davies, Richards, dan Chen, 1986)

Tabel 3.3 Nilai dari K_{AE} dengan $k_v = 0$, dan $\beta = 0^\circ$

k_h	δ (deg)	r (deg)	ϕ (deg)				
			28	30	35	40	45
0.1	0	0	0.427	0.397	0.328	0.268	0.217
0.2			0.508	0.473	0.396	0.382	0.270
0.3			0.611	0.569	0.478	0.400	0.334
0.4			0.753	0.697	0.581	0.488	0.409
0.5			1.005	0.890	0.716	0.596	0.500
0.1	0	5	0.457	0.423	0.347	0.282	0.227
0.2			0.554	0.514	0.424	0.349	0.285
0.3			0.690	0.635	0.522	0.431	0.356
0.4			0.942	0.825	0.653	0.535	0.442
0.5			—	—	0.855	0.673	0.551
0.1	0	10	0.497	0.457	0.371	0.299	0.238
0.2			0.623	0.570	0.461	0.375	0.303
0.3			0.856	0.748	0.585	0.472	0.383
0.4			—	—	0.780	0.604	0.486
0.5			—	—	—	0.809	0.624
0.1	$\frac{\phi}{2}$	0	0.396	0.368	0.306	0.253	0.207
0.2			0.485	0.452	0.380	0.319	0.267
0.3			0.604	0.563	0.474	0.402	0.340
0.4			0.778	0.718	0.599	0.508	0.433
0.5			1.115	0.972	0.774	0.648	0.552
0.1	$\frac{\phi}{2}$	5	0.428	0.396	0.326	0.268	0.218
0.2			0.537	0.497	0.412	0.342	0.283
0.3			0.699	0.640	0.526	0.438	0.367
0.4			1.025	0.881	0.690	0.568	0.475
0.5			—	—	0.962	0.752	0.620
0.1	$\frac{\phi}{2}$	10	0.472	0.433	0.352	0.285	0.230
0.2			0.616	0.562	0.454	0.371	0.303
0.3			0.908	0.780	0.602	0.487	0.400
0.4			—	—	0.857	0.656	0.531
0.5			—	—	—	0.944	0.722
0.1	$\frac{2}{3}\phi$	0	0.393	0.366	0.306	0.256	0.212
0.2			0.486	0.454	0.384	0.326	0.276
0.3			0.612	0.572	0.486	0.416	0.357
0.4			0.801	0.740	0.622	0.533	0.462
0.5			1.177	1.023	0.819	0.693	0.600
0.1	$\frac{2}{3}\phi$	5	0.427	0.395	0.327	0.271	0.224
0.2			0.541	0.501	0.418	0.350	0.294
0.3			0.714	0.655	0.541	0.455	0.386
0.4			1.073	0.921	0.722	0.600	0.509
0.5			—	—	1.034	0.812	0.679
0.1	$\frac{2}{3}\phi$	10	0.472	0.434	0.354	0.290	0.237
0.2			0.625	0.570	0.463	0.381	0.317
0.3			0.942	0.807	0.624	0.509	0.423
0.4			—	—	0.909	0.699	0.573
0.5			—	—	—	1.037	0.800

3.5.2. Tekanan Tanah Pasif Mononobe - Okabe



Gambar 3.10 Gaya pasif, P_{PE} , dari sebuah dinding penahan tanah

Gambar 3.10 menunjukkan dinding penahan tanah menggunakan tanah butiran untuk urugan belakang tembok. Jika dinding didorong kedepan oleh massa tanah, pada kerusakan pangkalan tertentu dalam tanah akan terjadi sepanjang bidang BC. Saat kerusakan, gaya P_{PE} , tiap unit panjang dari dinding penahan tanah dinamakan gaya pasif dinamik. Gaya tiap unit panjang yang dibutuhkan untuk pertimbangan keseimbangan baji tanah seperti ditunjukkan dalam gambar 3.10. Notasi W , ϕ , δ , γ , k_h , dan k_v mempunyai makna yang sama seperti digambarkan dalam gambar 3.11. Menggunakan anggapan dasar untuk tanah yang diberikan, gaya pasif (P_{PE}) mungkin juga diturunkan sebagai (Kapila, 1962)

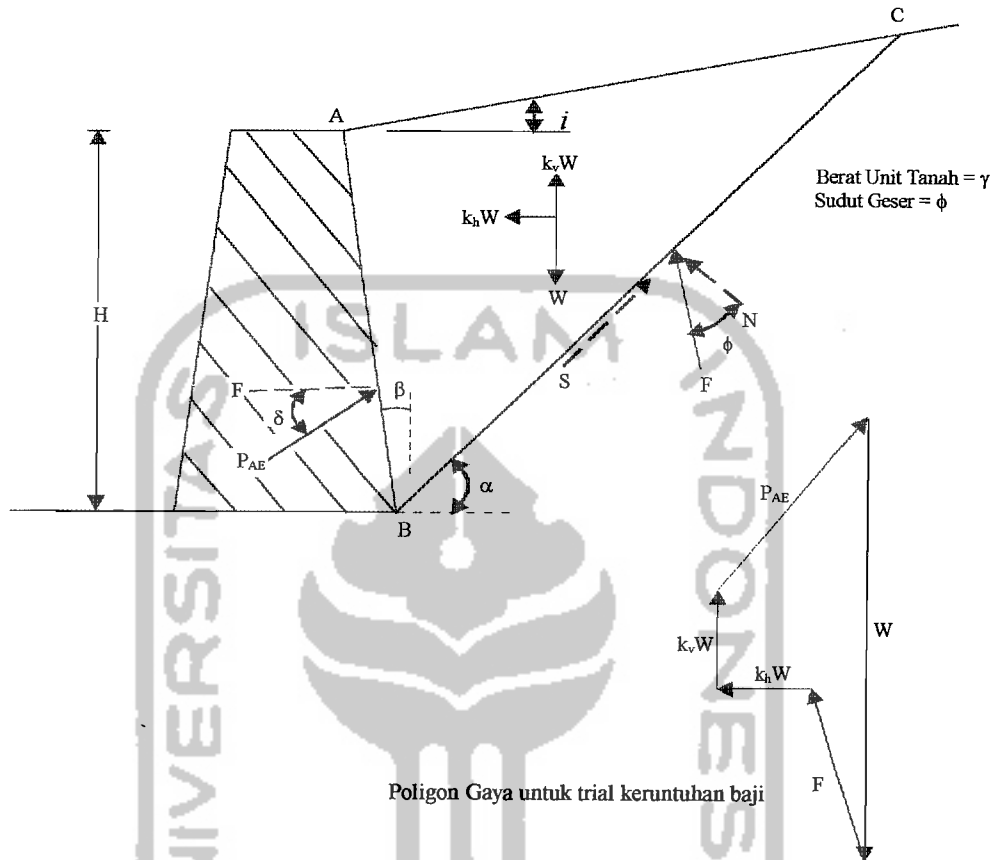
$$P_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{PE} \dots\dots\dots(3.37)$$

dimana

$$K_{PE} = \frac{\cos^2 (\phi + \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos (\delta - \beta + \theta) \left[1 - \left\{ \frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi + i - \theta)}{\cos (i - \beta) \cos (\delta - \beta + \theta)} \right\}^{1/2} \right]^2}$$

.....(3.38)

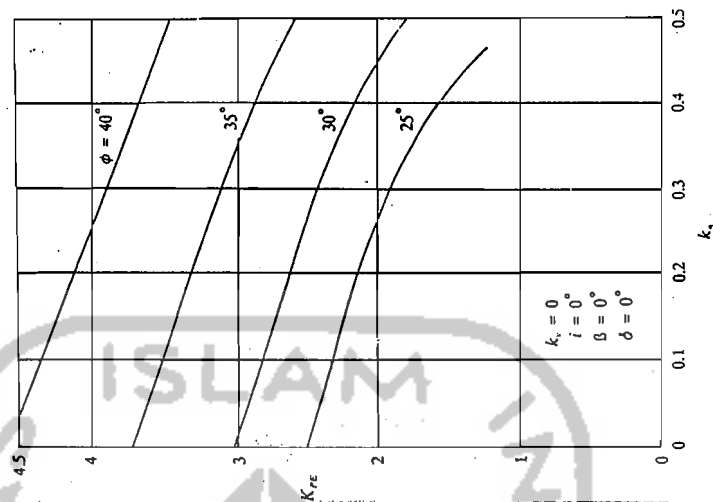
dan $\theta = \tan^{-1} [k_h / (1 - k_v)]$



Poligon Gaya untuk trial keruntuhan baji

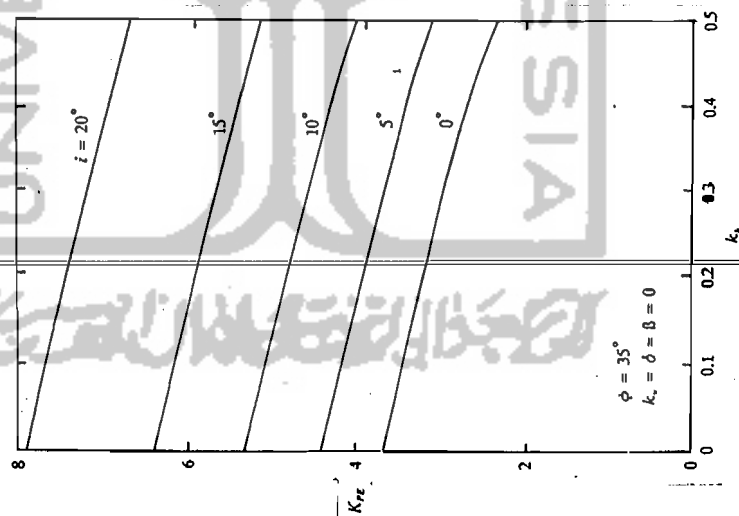
Gambar 3.11. Derivasi persamaan Mononobe-Okabe





Gambar 3.12

Variasi K_{pe} dengan sudut geser tanah dan k_h
(sesuai dengan Davies, Richards dan Chen, 1986)



Gambar 3.13

Pengaruh kemiringan urugan pada K_{pe}
(sesuai dengan Davies, Richards dan Chen, 1986)

Dengan catatan bahwa persamaan (3.37) telah diturunkan untuk tanah urugan yang kering dan tidak berkohesi. Kapilla juga telah mengembangkan prosedur grafis untuk menentukan P_{PE} . Gambar 3.12 menunjukkan variasi nilai dari ϕ dan k_h (dengan $k_v = i = \beta = \delta = 0$). Dari gambar ini dapat dilihat bahwa parameter lain adalah sama, nilai K_{PE} bertambah dengan bertambahnya kuat geser tanah, ϕ . Gambar 3.13 menunjukkan pengaruh sudut lereng urugan terhadap K_{PE} . Faktor yang lain cenderung konstan, besarnya K_{PE} bertambah dengan besarnya i .

