

---

## BAB IV

---

### PENGARUH PARAMETER TANAH

#### TERHADAP KESTABILAN DINDING SEWAKTU GEMPA

##### 4.1. Uraian Umum

Variasi beberapa parameter seperti percepatan gempa, sudut geser dinding, sudut geser tanah, dan sudut lereng dari tanah urugan mempengaruhi kestabilan dinding dan nilai dari koefisien tekanan tanah aktif  $K_{AE}$  dan  $K_{PE}$ , serta pengaruh keberadaan air. Pada bab ini akan dibahas dampak perubahan parameter-parameter tersebut terhadap kestabilan sewaktu gempa.

##### 4.2. Pengaruh dari Percepatan Tanah (a)

Percepatan tanah adalah parameter yang mempengaruhi kestabilan dinding sewaktu gempa. Hal ini dapat dilihat pada persamaan Mononobe - Okabe dengan mempengaruhi komponen horizontal dan komponen vertikal gempa seperti pada persamaan 3.34 sampai persamaan 3.38.

---

Riwayat percepatan tanah (*ground acceleration time history*) menurut Widodo(1997) adalah representasi terbaik gerakan tanah akibat gempa. Pengertian umum gerakan tanah akibat gempa lebih banyak ditujukan pada percepatan tanah walaupun akibat gempa juga terdapat kecepatan dan perpindahan permukaan tanah. Gerakan tanah dengan makna seperti itu dimaksudkan sebagai terjemahan atas istilah *ground motions*, yaitu suatu istilah yang populer dalam

teknik gempa. Istilah tersebut kadang-kadang juga disebut *strong motion* untuk lebih menekankan pada percepatan tanah akibat gempa daripada respon-respon yang lain (Widodo, 1997).

### 4.3. Pengaruh dari Variasi Sudut Geser

#### 4.3.1. Pengaruh dari Sudut Geser Dinding-Tanah ( $\delta$ )

Material yang digunakan akan berpengaruh pada besar kecilnya nilai sudut gesek antara dinding dan tanah ( $\delta$ ). Adanya pergerakan segitiga keruntuhan menimbulkan gaya gesekan yang mengakibatkan tekanan tanah aktif dan pasif bekerja dengan sudut  $\delta$  terhadap dinding. Hal ini yang mendasari perbedaan teori Coulomb dan Rankine. Rankine beranggapan bahwa resultan gaya bekerja tegak lurus dinding, sedangkan Coulomb membentuk sudut sebesar  $\delta$ .

Untuk teori Coulomb semakin besar nilai sudut  $\delta$  maka nilai tekanan tanah aktif semakin kecil sebaliknya untuk nilai tekanan tanah pasif. Dalam teori Rankine sudut  $\delta$  tidak berpengaruh terhadap nilai tekanan tanah lateralnya, sedangkan teori Mononobe Okabe pada dasarnya sama dengan teori Coulomb. Teori Mononobe - Okabe juga memperhitungkan sudut geser antara dinding dengan tanah ( $\delta$ ).

#### 4.3.2. Pengaruh dari Sudut Geser Intern /Dalam ( $\phi$ )

Tanah tidak mampu untuk menahan gaya tarik atau desak, yang menahannya adalah gaya geser antara butir-butir tanah. Sudut geser yang terbentuk antara

butir-butir dalam tanah disebut sudut geser dalam ( $\phi$ ). Nilai sudut geser dalam dapat dicari dengan percobaan di laboratorium. Untuk tanah kohesif (lempung basah atau murni) tidak mempunyai sudut geser dalam ( $\phi = 0^\circ$ ). Pengaruh nilai  $\phi$  pada ketiga teori yang dibahas adalah bahwa semakin besar nilai  $\phi$  maka nilai tekanan tanah aktif semakin kecil, sedangkan untuk tekanan tanah pasif semakin bertambah. Ini berarti besar butir tanah berpengaruh pada nilai tekanan tanah.

#### 4.4. Pengaruh dari variasi Geometri Tanah (kemiringan lereng, $i$ )

Pada kenyataannya permukaan tanah urugan tidak selalu datar tetapi juga mempunyai kemiringan ( $i$ ). Nilai sudut  $i$  maksimum tergantung dari jenis tanah yang ada. Sudut  $i$  berpengaruh pada nilai distribusi tekanan tanah lateral pada dinding, bahkan pada teori Rankine sudut  $i$  mempengaruhi arah kerja tekanan tanah lateral. Semakin besar sudut  $i$  semakin besar nilai tekanan tanah lateral yang didistribusikan. Tekanan tanah aktif antara teori Rankine dan Coulomb besarnya tidak jauh berbeda untuk sudut  $i$  yang kecil, tetapi untuk sudut yang besar perbedaan akan menjadi lebih jelas, nilai tekanan aktif Rankine lebih besar daripada Coulomb. Untuk tekanan tanah pasif nilai tekanan menurut Coulomb jauh lebih besar daripada Rankine.

#### 4.5. Pengaruh Keberadaan Air

Prosedur untuk memperkirakan beban gempa pada dinding penahan tanah yang telah digambarkan dalam pembahasan sebelumnya dibatasi hanya untuk kasus urugan yang kering. Kebanyakan dinding penahan tanah yang direncanakan menggunakan drainasi yang mencegah kemunculan air didalam urugan. Ini tidak

---

mungkin diterapkan untuk dinding penahan tanah dalam area yang berhadapan dengan air secara langsung (*waterfront structure*). Sedangkan kebanyakan kerusakan dinding yang telah diteliti ternyata bahwa kehadiran air memainkan peranan penting dalam menentukan beban pada dinding penahan tanah yang berhadapan dengan air, baik ketika terjadi gempa maupun sesudah terjadi gempa.

Air luar lambung pada dinding penahan tanah dapat menjadi tekanan dinamik pada permukaan dinding. Air didalam urugan dapat juga mempengaruhi tekanan dinamik yang bekerja pada belakang dinding. Pertimbangan dari pengaruh air sangat penting untuk perencanaan gempa pada struktur penahan, terutama pada area yang berhadapan dengan air (*waterfront*).

Sebelum struktur penahan yang berhadapan dengan air dipastikan secara sempurna tidak tembus air (*impermeable*), muka air dalam urugan selalu berkisar pada tingkat yang sama tingginya dengan air bebas di luar lambung dinding. Tinggi air pada urugan secara umum berubah setelah perubahan muka air luar lambung dinding juga berubah sedangkan perbedaan muka air tergantung permeabilitas dinding dan urugan, serta kisaran (*rate*) perubahan muka air pada luar lambung. Tekanan total air yang bekerja pada dinding dengan meniadakan rembesan (*seepage*) dapat dibagi menjadi 2 komponen :

1. Tekanan Hidrostatik, yang besarnya bertambah secara linier dengan kedalaman dan bekerja pada dinding pada waktu sebelumnya, saat dan sesudah goncangan gempa.
2. Tekanan Hidrodinamik, yang dihasilkan dari respon dinamik dari air itu sendiri.

#### 4.5.1. Air yang Berada di Luar Dinding

Tekanan air hidrodinamik adalah hasil dari respon dinamik dari air. Untuk dinding penahan tanah, tekanan hidrodinamik selalu diperhitungkan dari solusi Westergaard (Westergaard,1931) untuk kasus vertikal, bendung kaku, bak pengumpul air (*reservoir*) semi tak hingga. Westergaard telah menghitung amplitudo tekanan hidrodinamik sebagai berikut:

$$P_w = \frac{7}{8} \frac{a_h}{g} \gamma_w \sqrt{z_w} H \dots \dots \dots (4.1)$$

Resultan tekanan hidrodinamik diberikan

$$P_w = \frac{7}{12} \frac{a_h}{g} \gamma_w H^2 \dots \dots \dots (4.2)$$

Total tekanan air pada muka dinding adalah jumlah tekanan air hidrostatik dan hidrodinamik. Artinya, total tekanan tanah kesamping pada air adalah sama dengan jumlah dari tekanan kesamping hidrostatik dan hidrodinamik.

Perhitungan lain yang penting dalam desain dinding penahan tanah yang berhadapan dengan air adalah kemungkinan terjadinya regangan secara cepat pada air diluar lambung dinding. Gempa yang terjadi didekat badan yang besar pada air sering mengakibatkan periode yang panjang gerakan air seperti pada tsunami yang dapat menyebabkan permukaan air bergerak ke atas dan kebawah. Tsunami adalah gerakan air secara vertikal berbentuk aliran deras diakibatkan keruntuhan patahan sewaktu gempa yang mampu menghasilkan gelombang laut yang mempunyai periode yang panjang (Steinbrugge dan Cloud,1962). Ketika gerakan ke arah atas dari air pada luar dinding secara umum akan akan cenderung menstabilkan

---

dinding (dengan asumsi bahwa air tidak naik ke batas atas dinding), gerakan kebawah membuat kondisi aliran tidak stabil.

---

Ketika tanah yang dapat berlikuifaksi berada dibawah tegangan geser yang relatif tinggi, kerusakan dapat dipicu oleh perubahan air yang sangat kecil. Beberapa kerusakan lebih sering terjadi pada tanah yang berdekatan atau dibawah struktur penahan dibandingkan pada urugan.

#### 4.5.2. Air dalam Tanah Urugan

Kehadiran air dalam urugan di belakang dinding penahan tanah dapat mempengaruhi beban gempa yang bekerja pada dinding dalam tiga langkah :

1. Dengan mengubah gaya inersia dalam urugan
2. Dengan menambah tekanan hidrodinamik dalam urugan
3. Dengan adanya kenaikan tekanan air pori yang luar biasa, karena regangan siklik (*cyclic strain*) pada tanah urugan.

Gaya inersia pada tanah jenuh tergantung pada gerakan relatif antar partikel tanah urugan dan air pori yang mengelilingi partikel tersebut. Jika seperti pada kasus biasanya, permeabilitas tanah cukup kecil (seperti halnya  $k \leq 10^{-3}$  cm<sup>3</sup>/det,  $3.3 \times 10^{-5}$  ft/det) atau sejenisnya, maka air pori bergerak bersama tanah ketika terjadi guncangan gempa (tidak ada gerakan relatif dari air dan tanah atau kondisi peregangan air pori), gaya inersia akan proporsional terhadap total berat jenis tanah. Jika permeabilitas tanah urugan sangat tinggi, air tanah yang tertinggal sebenarnya tetap, ketika tanah bergerak ke depan dan ke belakang (partikel tanah bergerak menembus air pori dalam kondisi air pori bebas). Di

beberapa kasus gaya inersia akan sebanding dengan berat jenis tanah yang bisa mengapung (*buoyant*) atau berat jenis tanah terendam (*submerged*).

Tekanan hidrodinamik dapat juga berkembang dibawah kondisi air pori bebas dan dapat juga ditambahkan untuk tekanan hidrostatik dan tekanan tanah dihitung untuk menentukan total beban pada dinding.

Untuk kondisi air pori yang mengalami regangan metode Mononobe-Okabe dapat dimodifikasi untuk menghitung kehadiran air pori dalam urugan (Matzuzawa et.al 1985). Dengan menghadirkan kembali dampak tekanan air pori dalam urugan dengan rasio tekanan air pori,  $r_u$ , tekanan kesamping yang bekerja pada dinding runtuh (*yielding wall*) dapat dihitung dari persamaan Mononobe - Okabe menggunakan

$$\gamma = \gamma_b (1 - r_u) \quad \dots\dots\dots(4.3)$$

$$\theta = \frac{\tan^{-1}[\gamma_{sat} k_h]}{\gamma_b (1 - r_u)(1 - k_v)} \quad \text{dan} \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

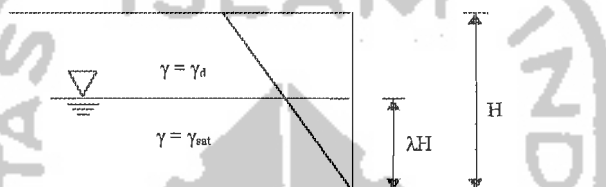
Tekanan hidrostatik ke samping ekuifalen berdasar atas aliran dari berat unit  $\gamma_{eq} = \gamma_w + r_u \gamma_b$  harus ditambahkan kepada tekanan tanah kesamping. Catatan

bahwa  $r_u$  mendekati 1 (sebagaimana bisa terjadi sewaktu liquifaksi) tekanan ke samping dinding mendekati seperti yang dikenai oleh cairan pada berat jenis ekuifalen,  $\gamma_{eq} = \gamma_{sat}$ . Sewaktu tanah dalam keadaan gerakan tidak terarah, tekanan air dimungkinkan dapat berkembang hingga mencapai tekanan air pori yang sangat tinggi dan tergantung pada kekuatan sisa (*residual strength*) seperti waktu keadaan stabil, menyebabkan pembesaran (*dilation*) dengan disertai berkurangnya tekanan air pori dan kekuatan sisa (*residual strength*). Tekanan tanah kesamping

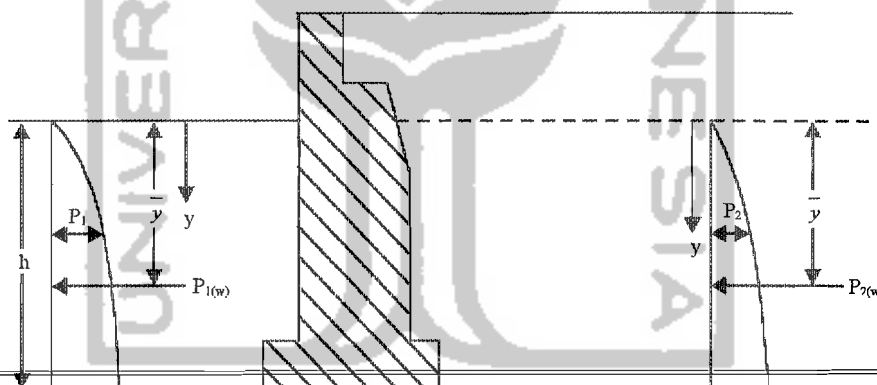
pada urugan tanah dapat dihitung menggunakan berat jenis rata-rata berdasar volume relatif dalam baji aktif baik diatas maupun dibawah muka air tanah (gambar 4.1)

$$\bar{\gamma} = \lambda^2 \gamma_{sat} + (1 - \lambda^2) \gamma_a \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

juga tekanan kesamping hidrostatis dan hidrodinamik jika ada harus ditambahkan kepada tekanan tanah kesamping.



**Gambar 4.1.** Geometri dan notasi untuk urugan yang terendam sebagian



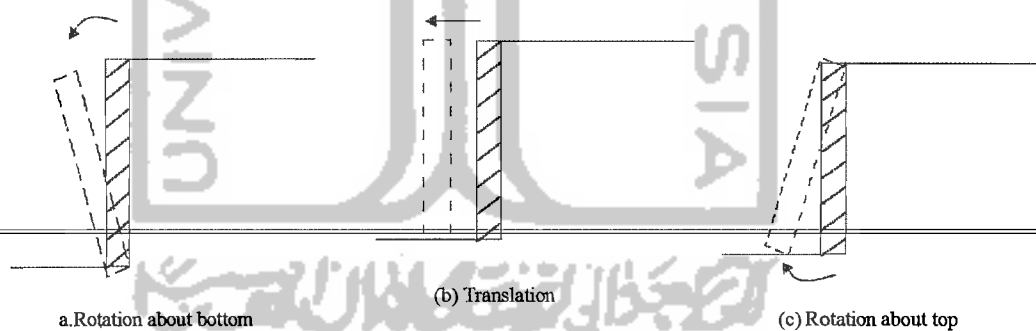
**Gambar 4.2.** Dinding Gravitasi yang terendam air

#### 4.6. Hasil Model Tes Laboratorium untuk Koefisien Tekanan Tanah Aktif

Pada awal tahap perkembangan dari penyelesaian Mononobe-Okabe (persamaan 3.34) sebagian kecil percobaan model dilaboratorium menunjukkan hubungan dari besarnya nilai gaya lateral terhadap dinding yang kaku dengan



tanah urugan berupa butiran yang kering, dan  $K_{AE}$ , telah dilaporkan dalam literatur (Mononobe dan Matsuo 1929, Jacobsen 1939). Yang lebih baru, Sherif, Ishibashi dan Lee (1982), Sherif dan Fang (1984) dan Ishibashi dan Fang (1987) telah dipublikasikan menghasilkan nilai tekanan tanah lateral dibelakang alat berat dari dinding penahan tanah yang kaku. Untuk semua tes yang terdahulu, tinggi dinding penahan tanah adalah 1m. Dinding penahan tanah diletakkan diatas meja getar (*Shaking Table*) dengan diisi tanah butiran untuk urugan belakang. Grafik sinusoidal sebagai masukan dengan frekwensi  $3 \frac{1}{2}$  Hz dan akselerasi maksimum mencapai 0.5 g dikenakan pada meja getar sewaktu percobaan. Hasilnya sangat banyak mengandung pelajaran dan akan diuraikan disini. Distribusi alami dari tekanan tanah aktif dan nilai dari gaya aktif dari dinding penahan tanah adalah sangat bergantung pada kekakuan dari dinding tersebut.



**Gambar 4.3.** Model dari perputaran dinding untuk tekanan aktif



---

Penjelasan percobaan – percobaan tersebut adalah :

---

#### A. Rotasi pada Dasar

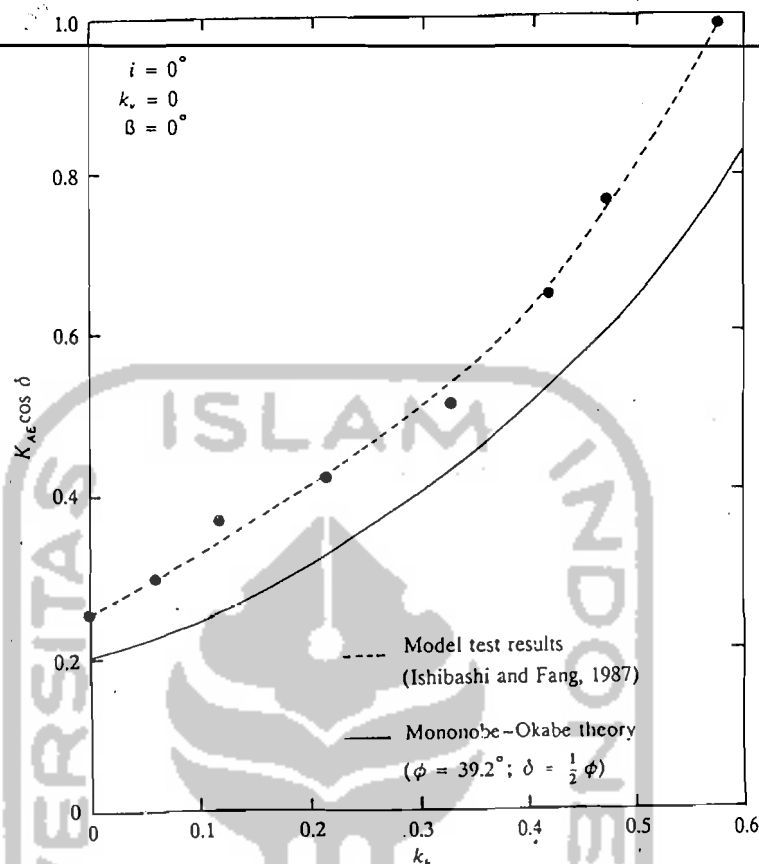
Ishibashi dan Fang (1987) telah menghitung distribusi tekanan tanah aktif dibelakang model dinding penahan tanah setinggi 1m ( $\beta = 0^\circ$ ) seperti digambarkan pada gambar 4.3. Pada tes ini, pasir kering digunakan sebagai material urugan. Permukaan urugan dijaga horisontal (artinya  $i = 0$  ; gambar 3.11). Data propertis pasir urugan yang dipakai adalah :

$\gamma$ kering untuk pemadatan urugan	= 15.94 –16.11 KN/m <sup>3</sup>
DR ( <i>Relatif Density</i> ) tanah urugan	= 49.5-57.6 %
Sudut geser tanah	= 38.5-40.1°

Pada beberapa tes ini, model dinding penahan tanah berputar pada dasar. Besarnya  $k_h$  bervariasi dari 0-0.6, dan  $k_v = 0$ . Dari persamaan (3.34) dengan  $k_v = 0$  didapat :

$$K_{AE} = \frac{P_{AE}}{\frac{1}{2} \gamma H^2} \dots \dots \dots (4.6)$$

Gambar 4.4 menunjukkan variasi dari nilai percobaan dari  $K_{AE} \cos \delta$  ditentukan dari tes-tes yang telah dilakukan oleh Ishibashi dan Fang (1987). Dalam gambar 4.4 ini juga telah diplot variasi teori dari  $K_{AE} \cos \delta$  yang ditentukan dari persamaan 3.35 dengan  $k_v = 0$ ,  $\beta = 0^\circ$ , dan  $i = 0^\circ$ .



Gambar 4.4  
Rotasi dinding pada dasar untuk tekanan aktif-perbandingan antara teori dengan hasil percobaan model

Dalam pengeplotan variasi teori ini telah diasumsikan bahwa  $\phi = 39.2^\circ$ , dan  $\delta = \phi/2$ . Perbandingan antara kurva teori Mononobe-Okabe dengan kurva percobaan menunjukkan bahwa:  $P_{AE} \text{ (percobaan)} \approx 1.23-1.43 P_{AE} \text{ (teori)}$ .

### B. Pergeseran Dinding

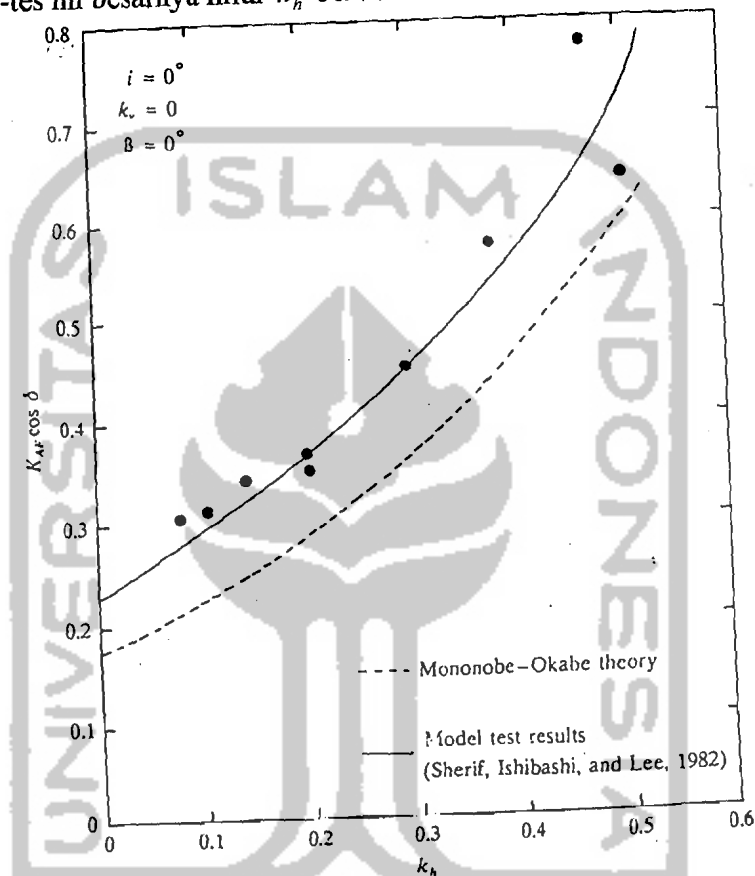
Nilai tekanan tanah aktif dinamik dibelakang model kaku dinding penahan tanah yang vertikal pada perlakuan geser telah dilaporkan oleh Sherif, Ishibashi, dan Lee (1982). Detail dari kondisi percobaan ini adalah sebagai berikut :

Dinding penahan tanah ketinggian = 1m,  $\beta = 0^\circ$

Propertis tanah urugan rata-rata (pasir)

$$\gamma = 16.28 \text{ KN/m}^3, \phi = 40.9^\circ, \delta = 23.9^\circ, i = 0^\circ$$

Untuk tes-tes ini besarnya nilai  $k_h$  bervariasi dari 0-0.5, dan  $k_v$  adalah 0.



Gambar 4.5

Pergeseran dinding untuk tekanan aktif-perbandingan teori dengan hasil percobaan teori

Gambar 4.5 menunjukkan variasi hasil percobaan  $K_{AE} \cos \delta$  yang ditentukan dari tes terhadap model ini. Pada gambar ini juga ditunjukkan variasi  $K_{AE} \cos \delta$  yang ditentukan dari teori Mononobe-Okabe [persamaan (3.35)]. Berdasarkan plot ini memperlihatkan bahwa nilai  $P_{AE}$  adalah 30 % lebih besar daripada hasil yang ditentukan dari persamaan (3.34) dan (3.35).

Sherif, Ishibashi, dan Lee (1982) juga telah mengembangkan hubungan empirik untuk besarnya geseran dinding untuk pengembangan keadaan aktif, yang dapat diberikan sebagai:

$$\Delta = H (7 - 0.13 \phi)^{10^{-4}} \dots\dots\dots(4.7)$$

sedangkan  $\Delta$  = gaya geser lateral dinding,  $H$  = tinggi dinding dan nilai  $\phi$  dalam derajat.

### C. Rotasi dinding sekitar puncak

Sherif dan Fang (1984) melaporkan bahwa distribusi tekanan tanah dinamik sejauh ini dibelakang dinding vertikal dari dinding penahan tanah yang kaku ( $\beta = 0^\circ$ ) berlaku rotasi seputar puncak. Pasir dengan  $\gamma$  rata-rata adalah  $15.99\text{KN/m}^3$  digunakan sebagai urugan (*backfill*). Permukaan urugan (*backfill*) adalah horisontal ( $i = 0^\circ$ ).

Variasi alami dari distribusi tekanan tanah aktif horisontal maksimum ( $P_{AE} \cos \delta$ , sedangkan  $P$  = tekanan tanah aktif akibat kedalaman) yang ditentukan dari tes-tes ini seperti ditunjukkan dalam gambar 4.6. Dalam gambar ini juga telah diplot variasi teoritik dari  $P_{AE} \cos \delta$  yang ditentukan dari solusi Mononobe-Okabe (dengan  $\beta = 0^\circ$ ,  $i = 0$ , dan  $k_v = 0$ ), untuk variasi nilai  $k_h$ . Dari perbandingan plot antara teori dan percobaan, kesimpulan umum berikut dapat digambarkan.

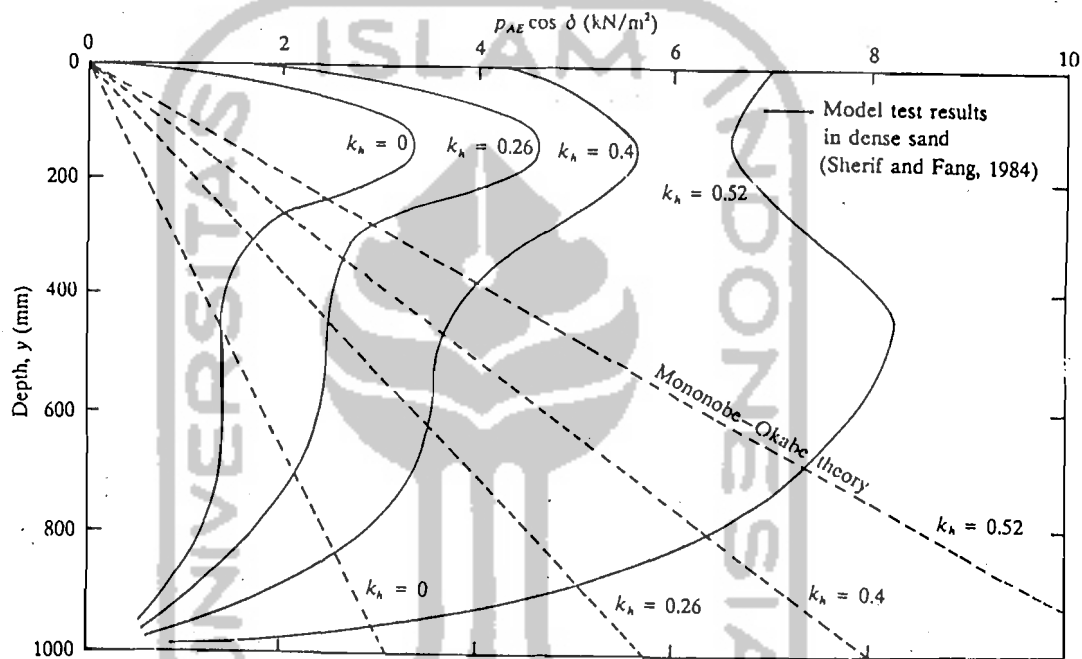
1. Variasi alami tekanan tanah dinamik untuk rotasi dinding pada puncak sangat berbeda dengan yang telah diprediksi oleh teori Mononobe-Okabe.
2. Untuk nilai  $k_h$  yang telah diberikan,

$$P_{AE} \cos \delta = \int (P_{AE} \cos \delta) dy \dots\dots\dots(4.8.)$$

3. Sedangkan  $y$  adalah kedalaman yang ditentukan dari dinding puncak.

4. Untuk nilai  $k_h$  yang telah diberikan, komponen horisontal dari gaya lateral,

$P_{AE} \cos \delta$ , dihitung dari kurva eksperimen dengan menggunakan persamaan (4.8), adalah lebih besar antara 15 %-20 % daripada yang telah diprediksi oleh teori Mononobe-Okabe.



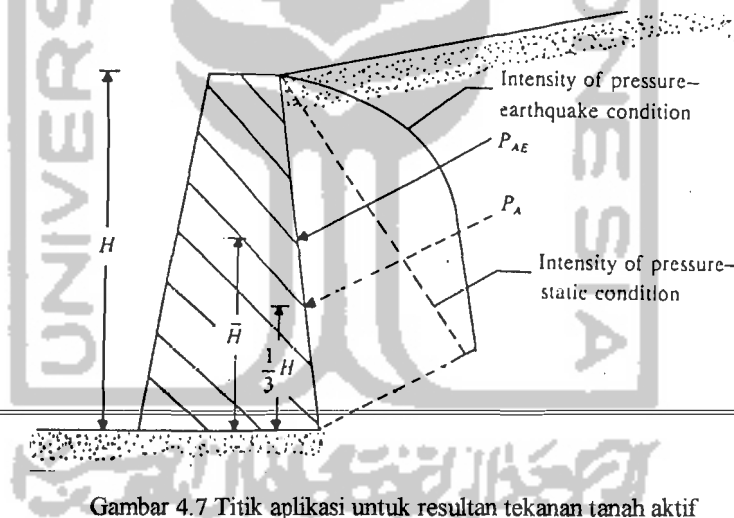
Gambar 4.6 Perbandingan antara teori dan hasil model tes untuk rotasi dinding pada puncak ( $i = 0^\circ$ ,  $\beta = 0^\circ$ ,  $k_v = 0$ )

#### 4.7. Titik Aplikasi dari Resultan Gaya Aktif, $P_{AE}$

##### A. Rotasi pada Dasar Dinding

Solusi Mononobe-Okabe yang sebenarnya untuk gaya aktif pada struktur penahan tercantum bahwa resultan gaya akan bekerja pada jarak  $1/3 H$  diukur dari dasar dinding ( $H =$  tinggi dinding) sama pada kasus beban statik ( $k_h = k_v = 0$ ).

Bagaimanapun semua tes laboratorium sudah dituntun terlalu jauh, menunjukkan bahwa resultan tekanan  $P_{AE}$  bekerja pada jarak  $\bar{H}$ , yang agak lebih besar dari  $1/3 H$  yang terukur dari dasar dinding. Ini ditunjukkan dalam gambar 4.7. Prakash dan Basavanna (1969) telah membuat evaluasi teoritis untuk menentukan  $\bar{H}$ . Berdasarkan analisa kesetimbangan gaya, penelitian mereka menunjukkan bahwa  $\bar{H}$  bertambah dari  $1/3 H$  untuk  $k_h = 0$  sampai sekitar  $1/2 H$  untuk  $k_h = 0.3$  (untuk  $\phi = 30$ ,  $\delta = 7.5^\circ$ ,  $k_v = 0$ ,  $i = \beta = 0$ ). Untuk kondisi yang sama, analisa kesetimbangan momen memberi nilai  $\bar{H} = 1/3 H$  dan  $k_h = 0$ , yang bertambah untuk nilai  $\bar{H} \approx \frac{H}{1.9}$  pada  $k_h = 0.3$ .



Gambar 4.7 Titik aplikasi untuk resultan tekanan tanah aktif

Untuk pertimbangan desain yang praktis, Seed dan Whitman (1969) telah mengusulkan prosedur berikut untuk menentukan garis aksi dari  $P_{AE}$ .

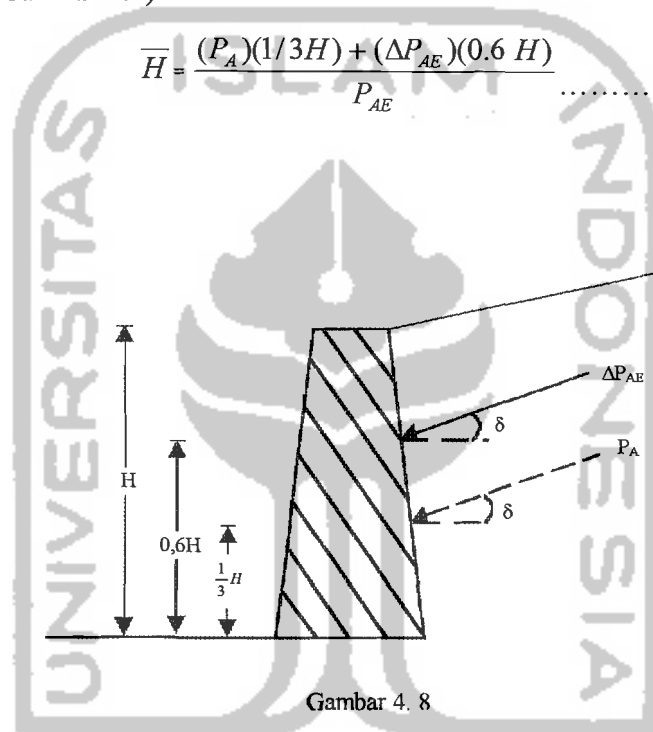
1. Menghitung  $P_A$  [Persamaan (3.29)].
2. Menghitung  $P_{AE}$  [Persamaan (3.34)].

3. Menghitung  $\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A$ . Bagian  $\Delta P_{AE}$  adalah tambahan gaya sewaktu kondisi gempa.

4. Diasumsikan bahwa  $P_A$  bekerja pada jarak  $1/3 H$  dari dasar dinding (Gambar 4.8)

5. Diasumsikan bahwa  $\Delta P_{AE}$  bekerja pada jarak  $0.6 H$  dari dasar dinding (Gambar 4.8)

$$\bar{H} = \frac{(P_A)(1/3H) + (\Delta P_{AE})(0.6 H)}{P_{AE}} \dots\dots\dots(4.9)$$



Gambar 4. 8

### B. Pergeseran Dinding

Sherif, Ishibashi, dan Lee (1982) menyarankan bahwa untuk pergeseran dinding, prosedur berikut dapat digunakan untuk memperkirakan lokasi garis gaya dari gaya aktif,  $P_{AE}$ .

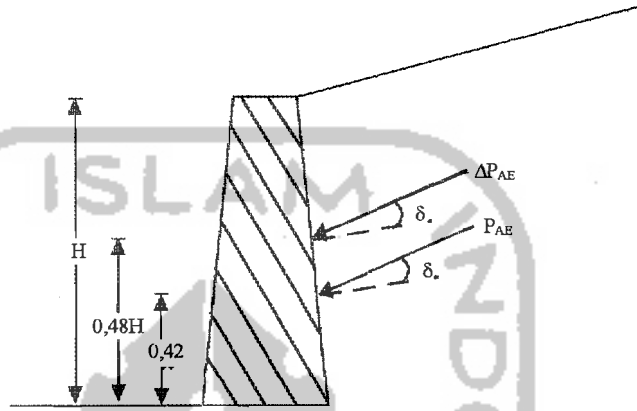
1. Menghitung  $P_A$  [Persamaan (3.29)]
2. Menghitung  $P_{AE}$  [Persamaan (3.34)]



3. Menghitung  $\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A$

4. Berdasar gambar 4.9, kemudian menghitung :

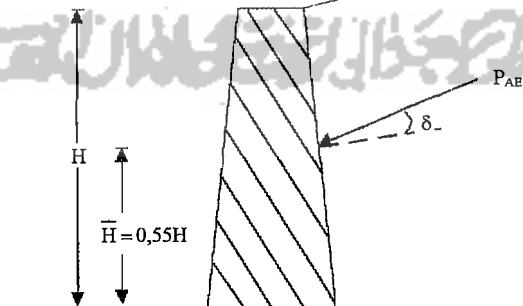
$$\bar{H} = \frac{(P_A)(0.42 H) + (\Delta P_{AE})(0.48 H)}{P_{AE}} \dots\dots\dots(4.5)$$



Gambar 4.9

C. Rotasi pada Puncak Dinding

Untuk rotasi pada puncak dinding (Gambar 4.10),  $\bar{H}$  sekitar 0.55 H (Sherif dan Fang, 1984).



Gambar 4.10

#### 4.8. Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Stabilitas dinding yang akan di tinjau adalah stabilitas dinding penahan tanah jenis "gravity wall". Gaya-gaya yang bekerja pada dinding adalah gaya tekanan tanah aktif dan pasif, berat dinding dan gesekan tanah. Dinding harus menyediakan stabilitas yang cukup untuk menahan gaya – gaya yang bekerja. Dinding gravitasi mengutamakan beratnya untuk stabilitas. Tanah didepan dinding dapat membantu untuk melawan tekanan tanah aktif tetapi jika tergerus maka dinding harus menyediakan stabilitas yang cukup untuk menahan dorongan.

Dalam perencanaan biasanya disediakan angka keamanan. Angka keamanan untuk melawan dorongan harus paling sedikit 1,5 untuk urugan tanah non kohesif dan 2 untuk tanah kohesif.

$$FS = \frac{\text{jumlah gaya penahan}}{\text{jumlah gaya – gaya pendorong}} \dots\dots\dots(4.10)$$

Dengan jumlah gaya penahan :

$$\sum P_{\text{penahan}} = \sum V \cdot tg(k_1 \phi) + Pp + k_2 \cdot c' B \dots\dots\dots(4.11)$$

sedangkan  $k_1$  dan  $k_2$  diantara  $\frac{1}{2}$  sampai  $\frac{2}{3}$  dengan alasan bahwa untuk keamanan nilai  $\phi$  dan nilai  $c$  bisa berkurang (Das,1990), jumlah gaya pendorong adalah  $\sum P_{\text{aktif}}$ , dan

$V$  : Gaya total vertikal ke bawah (t)

$Pp$  : Tekanan tanah pasif (t)

$c'$  : kohesi pada dasar dinding ( $t/m^2$ )

$B$  : Lebar dasar dinding (m)

Angka keamanan biasa melawan guling terhadap dasar adalah 1,5 untuk tanah non kohesif dan 2 untuk tanah kohesif.

$$FS = \frac{\text{jumlah momen yang menahan}}{\text{jumlah momen - momen guling}} \dots\dots\dots(4.12)$$

Dengan jumlah momen yang menahan :

$$\Sigma M_{\text{penahan}} = \Sigma M_{\text{bangunan}} + \Sigma M_{\text{gaya vertikal kebawah}} \dots\dots(4.13)$$

dan jumlah momen guling :  $\Sigma M_{\text{aktif}}$

Setelah dinding aman untuk stabilitasnya, maka dinding harus diperiksa tahanan geser pada badan dinding pada daerah kritis, kuat desak serta daya dukung ijin tanah. Tahanan geser diperiksa pada bagian bawah dasar dinding, dimana pada bagian ini yang paling rawan mengalami patah atau tarik. Tahanan geser pada bagian ini harus mampu menahan tekanan horisontal.

$$FS = \frac{V \cdot \text{tg} \phi}{P_{ah}} \geq 1,5 \dots\dots\dots(4.14)$$

dimana,

$P_{ah}$  : Gaya horisontal total yang beraksi pada bagian bawah dinding

$V$  : Berat dinding pada bagian atas dari bawah dinding

Tegangan tekan dan tarik juga ditinjau pada bagian bawah dinding, dan dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\sigma_{\text{max}}, \sigma_{\text{min}} = \frac{V}{B'} \left[ 1 \pm \frac{6.e}{B'} \right] \dots\dots\dots(4.15)$$

$\sigma_{\text{max}}, \sigma_{\text{min}}$  : Tekanan yang terjadi pada daerah bawah dari dinding ( $t/m^2$ )

$V$  : Gaya tekan total (t).

$B'$  : Lebar dasar dinding diatas daerah pada bagian bawah dinding per satuan panjang (m).

$e$  : Eksentrisitas (m).

Nilai  $\sigma_{max}$  harus lebih kecil dari tegangan desak ijin dan  $\sigma_{min}$  diusahakan tidak lebih kecil dari nol karena tidak diijinkan terjadinya tarik, karena menggunakan pasangan batu kali, bukan beton.

Tekanan yang terjadi pada dasar dinding penahan tanah harus lebih kecil dari daya dukung ijin tanah, tekanan yang terjadi pada dasar dinding penahan adalah:

$$\sigma_{max}, \sigma_{min} = \frac{V}{B} \left[ 1 \pm \frac{6.e}{B} \right] \dots\dots\dots(4.16)$$

dimana,

$\sigma_{max}, \sigma_{min}$  : Tekanan yang terjadi pada daerah bawah dari dinding ( $t/m^2$ )

$V$  : Gaya tekan total (t).

$e$  : Eksentrisitas (m).

$B$  : Lebar dasar dinding diatas daerah pada bagian bawah dinding  
Persatuan panjang (m).

Daya dukung tanah dihitung dengan rumus :

$$\sigma_{ult} = c.N_c + \gamma.D.N_q + 0,5.\gamma.B.N\gamma \dots\dots\dots(4.17)$$

dimana,

$\sigma_{ult}$  : Daya dukung tanah didasar bangunan ( $t/m^2$ )

$D$  : Kedalaman tanah (m)

$c$  : Kohesitas tanah ( $t/m^2$ )

$\gamma$  : Berat volume tanah ( $t/m^3$ ).

Untuk kasus gempa maka nilai  $\phi$  semula berubah menjadi  $\phi_{dy} = \phi - 2^\circ$ .

(Vesic,1973)

$N_c, N_q, N_\gamma$ : Koefisien daya dukung tanah menurut Terzaghi.

