

BAB 2

KAJIAN PUSTAKA dan KERANGKA BERPIKIR

2.1. Umum

Dalam pengertian teknik secara umum, tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi satu sama lain dan dari bahan-bahan yang telah melapuk. Ruang di antara partikel-partikel dapat berupa air atau udara, ataupun keduanya. Partikel-partikel dapat berbentuk bulat, bergerigi maupun bentuk-bentuk di antaranya. Umumnya, pelapukan akibat proses kimia dapat terjadi oleh pengaruh oksigen, karbon dioksida, air dan proses-proses kimia lainnya.

Ukuran dari partikel tanah sangat beragam dengan variasi yang cukup besar. Penamaan tanah didasarkan pada ukuran partikel yang paling dominan pada tanah tersebut. Secara umum tanah dibedakan antara lain: kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*silt*) dan lempung (*clay*) (Hardiyatmo, 1994).

Klasifikasi (penggolongan) tanah berdasarkan ukuran butir partikel tanah menurut standar ASTM (D422) ditampilkan pada Gambar 2-1. Pada Gambar 2-1 penggolongan atau klasifikasi tanah dibedakan dalam 7 (tujuh) kelompok tanah yakni: boulder, kerakal, kerikil, pasir, lanau, lempung dan koloidal.

Boulder	Kerakal	Kerikil	Pasir			Lanau	Lempung	Koloidal
			kasar	sedang	halus			
300	75	4,750	2,000	0,425	0,075	0,005	0,001	
(nomor saringan)	→	(4)	(10)	(40)	(200)			

Gambar 2-1. Penggolongan Tanah berdasarkan Ukuran Butiran (ASTM, 1998)

2.2. Kerapatan Relatif (*Relative Density*) Pasir

Kerapatan relatif biasanya digunakan untuk menunjukkan derajat kerapatan tanah granular di lapangan. Kerapatan relatif biasanya dinyatakan dalam persen (%). Kerapatan relatif diekspresikan dalam Persamaan 2.1.

$$D_r = \frac{e_{maks} - e}{e_{maks} - e_{min}} \quad (2.1)$$

dengan :

e_{maks} = kemungkinan angka pori maksimum

e_{min} = kemungkinan angka pori minimum

e = angka pori dalam keadaan aslinya

Dalam kenyataan sangat sulit mendapatkan angka pori maksimum dan angka pori minimum sehingga Rumus Persamaan 2.1 dapat diturunkan menjadi Persamaan 2.2.

$$D_r = \left[\frac{x_{d(maks)}}{x_d} \right] \left[\frac{x_d - x_{d(min)}}{x_{d(maks)} - x_{d(min)}} \right] \quad (2.2)$$

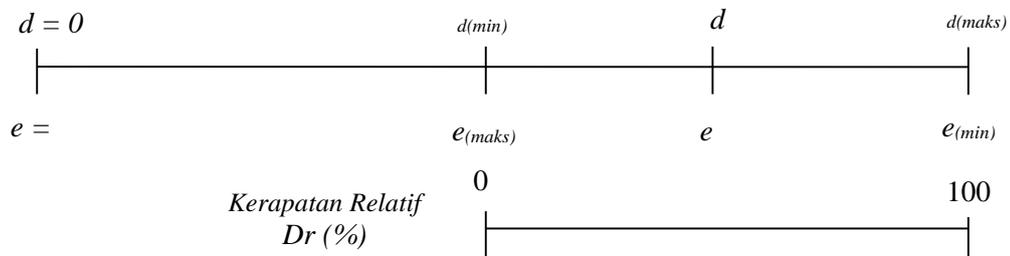
dengan :

x_d = berat volume kering lapangan

$x_{d(maks)}$ = berat volume kering maksimum laboratorium

$x_{d(min)}$ = berat volume kering minimum laboratorium

Hubungan antara berat volume kering tanah maksimum ($x_{d(maks)}$), berat volume kering tanah minimum ($x_{d(min)}$), kemungkinan angka pori maksimum (e_{maks}), kemungkinan angka pori minimum (e_{min}) dengan kerapatan relatif tanah dinyatakan dalam Gambar 2-2.



Gambar 2-2. Konsep Kerapatan Relatif (Das, 1983b)

Secara umum Hausmann (1990) menggolongkan jenis pasir kedalam 3 (tiga) kategori berdasarkan nilai kerapatan tanah pasir (Dr), sebagaimana ditampilkan dalam Tabel 2.1.

Tabel 2.1. Batas Tipikal Kerapatan Tanah Pasir (Hausman, 1990)

Jenis Pasir	Dr (%)
Pasir lepas (<i>loose sand</i>)	0 – 33,33
Pasir padat sedang (<i>medium dense</i>)	33,34 - 66,66
Pasir padat (<i>dense sand</i>)	66,67 - 100

2.3. Kekuatan Geser Tanah

Kekuatan geser tanah adalah aspek yang penting dalam permasalahan rekayasa pondasi seperti misalnya kapasitas daya dukung pondasi, stabilitas lereng dan tekanan lateral tanah pada konstruksi dinding penahan tanah. Kuat geser tanah adalah perlawanan yang dilakukan oleh butir-butir tanah terhadap desakan atau tarikan (Hardiyatmo, 1994).

2.3.1. Kriteria Keruntuhan Mohr Coulomb

Menurut teori Mohr (1910), keruntuhan sepanjang bidang dalam material terjadi karena kombinasi kritis antara tegangan normal dan tegangan geser, dan tidak oleh tegangan normal saja atau tegangan geser saja. Hubungan fungsi antara tegangan normal dan tegangan geser di ekspresikan sebagai berikut pada Persamaan 2.3.

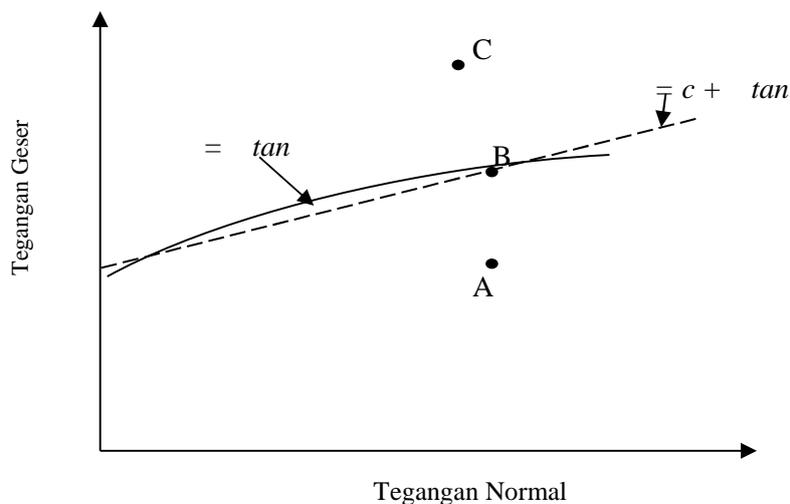
$$\tau = f(\sigma) \quad (2.3)$$

dengan τ adalah tegangan geser saat runtuh dan σ adalah tegangan normal pada bidang runtuh. Sedangkan Coulomb (1776) mendefinisikan hubungan antara tegangan geser dan tegangan normal sebagai fungsi dari sudut gesek dalam tanah (ϕ), diekspresikan sebagai Persamaan 2.4.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.4)$$

dengan c adalah kohesi tanah dan ϕ adalah sudut gesek dalam tanah.

Selanjutnya Persamaan 2.4 ini disebut sebagai kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb, yang digambarkan sebagaimana dalam Gambar 2-3.



Gambar 2-3. Kriteria Keruntuhan Mohr-Coulomb (Das, 1983b)

Pada Gambar 2-3 dijelaskan bahwa jika tegangan normal dan tegangan geser pada sebuah bidang dalam massa tanah berada pada posisi di titik A, maka keruntuhan tidak akan terjadi sepanjang bidang tersebut. Sedangkan jika tegangan tersebut berada pada posisi di titik C, keruntuhan bahan sudah terjadi sebelum tegangannya sampai pada titik tersebut. Keruntuhan geser akan terjadi jika tegangan tersebut berada pada posisi di titik B, karena tepat berada pada selubung keruntuhan.

Pada tanah jenuh, tegangan yang dipertimbangkan dalam butiran tanah adalah tegangan efektif, sehingga Persamaan 2.4 dimodifikasi menjadi Persamaan 2.5.

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi = c + \sigma' \tan \phi \quad (2.5)$$

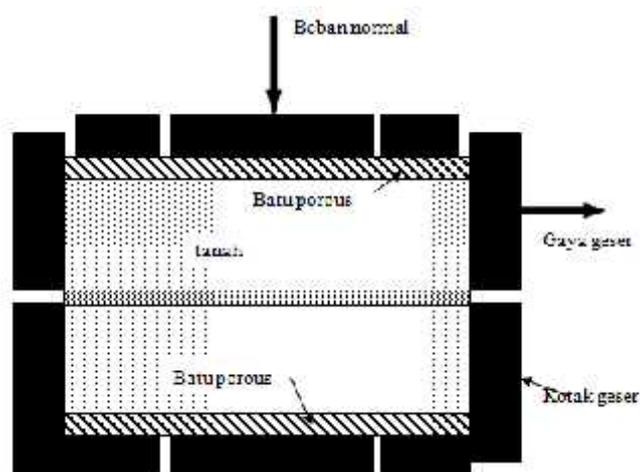
dengan u adalah tekanan air pori dan σ' adalah tegangan efektif pada bidang.

2.3.2. Kekuatan Geser Tanah Pasir

Berdasarkan pada Persamaan 2.5, kuat geser tanah dapat didefinisikan sebagai $\tau = c + \sigma' \tan \phi$. Untuk tanah pasir dengan $c = 0$, maka besar tegangan geser pasir menjadi: $\tau = \sigma' \tan \phi$. Perhitungan sudut gesek dalam tanah dapat diperoleh dengan satu dari dua metode tes laboratorium, yaitu uji geser langsung atau uji triaksial.

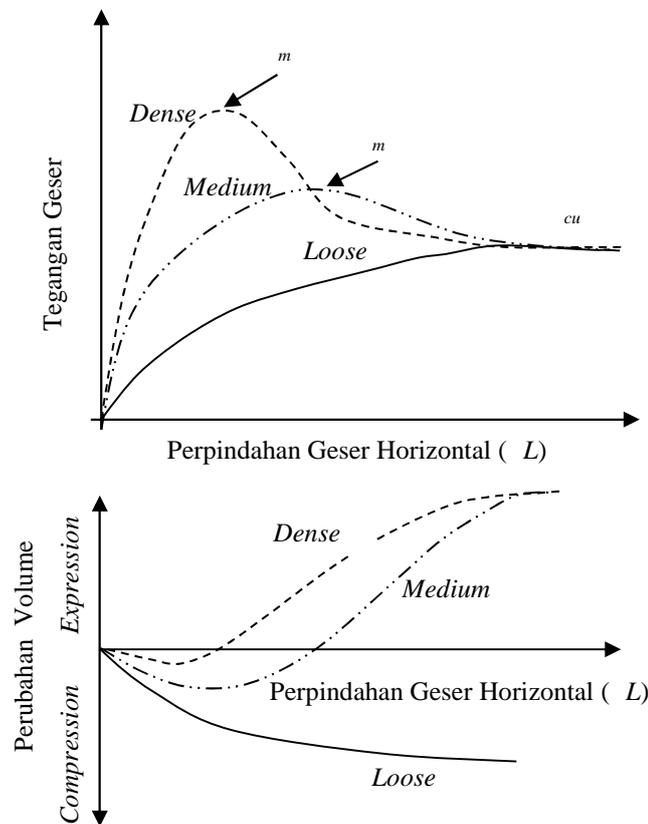
2.3.2.1. Uji Geser Langsung

Sebuah diagram skema peralatan uji geser langsung (seperti dapat dilihat pada Gambar 2-4). Untuk pengujian pasir kering maka, tekanan air pori $u = 0$. Hal ini disebabkan karena tanah pasir mempunyai permeabilitas besar, sehingga pada tambahan bebannya, air pori relatif cepat mengalir keluar tanpa menimbulkan tekanan yang berarti, dengan demikian tegangan normal total sama dengan besar tegangan efektif σ' .



Gambar 2-4. Peralatan Uji Geser Langsung (Das, 1983b)

Pada tanah pasir padat dan sedang, tegangan geser bertambah dengan perpindahan akibat geser L , pada nilai maksimum m dan berkurang ke nilai yang mendekati konstan pada nilai c_u , ini merupakan tegangan geser ultimit. Pada tanah pasir lepas, tegangan geser bertambah dengan L , pada suatu nilai maksimum dan kemudian konstan. Perubahan volume yang terjadi pada tanah pasir padat dan sedang, volume awal akan berkurang, kemudian bertambah seiring dengan L -nya. Pada nilai L yang besar, volume sampel mendekati konstan. Sedangkan pada tanah pasir lepas, volume sampel berangsur-angsur berkurang pada nilai tertentu dan kemudian mendekati tetap konstan (lihat Gambar 2-5).

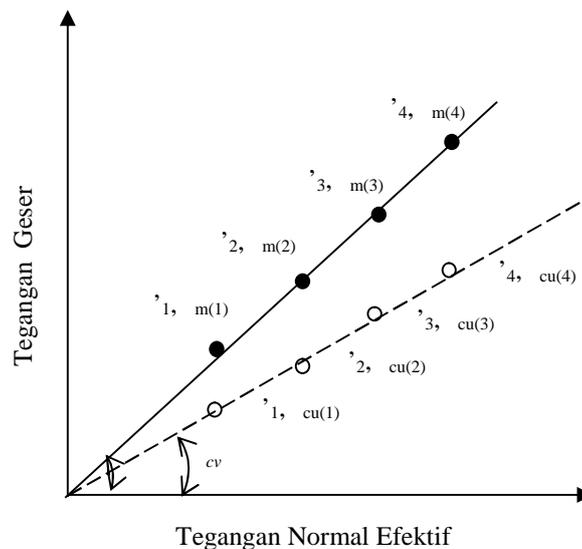


Gambar 2-5. Hasil Uji Geser Langsung pada Tanah Pasir *Loose*, *Medium* dan *Dense*.
(Hardiyatmo, 1994)

Jika uji geser langsung dilakukan pada pasir kering, tekanan air pori sama dengan nol sehingga tegangan normal sama dengan tegangan efektif 1 . Uji geser langsung akan diulang dalam beberapa nilai tegangan normal (dapat dilihat pada Gambar 2-6). Sudut gesek dalam tanah dapat diperoleh dengan membuat grafik hubungan antara tegangan geser puncak (maksimum) vs tegangan normal yang bersesuaian dengannya. Kemiringan keruntuhan Mohr-Coulomb dapat diperoleh dengan menarik garis lurus

melalui titik asal dan titik-titik hasil uji eksperimental. Kemiringan garis tersebut akan memberikan nilai puncak sudut gesek dalam tanah .

Serupa dengan hal tersebut, nilai sudut gesek dalam tanah ultimit c_u dapat dihitung dengan membuat grafik hubungan antara tegangan geser ultimit c_u vs tegangan normal yang bersesuaian dengannya. Sudut gesek dalam tanah ultimit c_u menunjukkan kondisi geser pada volume konstan dari sampel. Untuk tanah pasir lepas (*loose*), sudut gesek dalam maksimum mendekati atau sama dengan sudut gesek dalam ultimit. Jika uji geser langsung dilakukan pada tanah granular jenuh, waktu penerapan antara beban normal dan gaya geser harus diizinkan adanya drainase dari tanah melalui batu pori. Juga gaya geser harus diberikan dengan kecepatan lambat untuk memungkinkan drainase lengkap. Karena tanah granular sangat permeabel, ini tidak akan menimbulkan masalah. Jika drainase lengkap diperbolehkan, tekanan air pori berlebih adalah nol, sehingga $\sigma' = \sigma$.



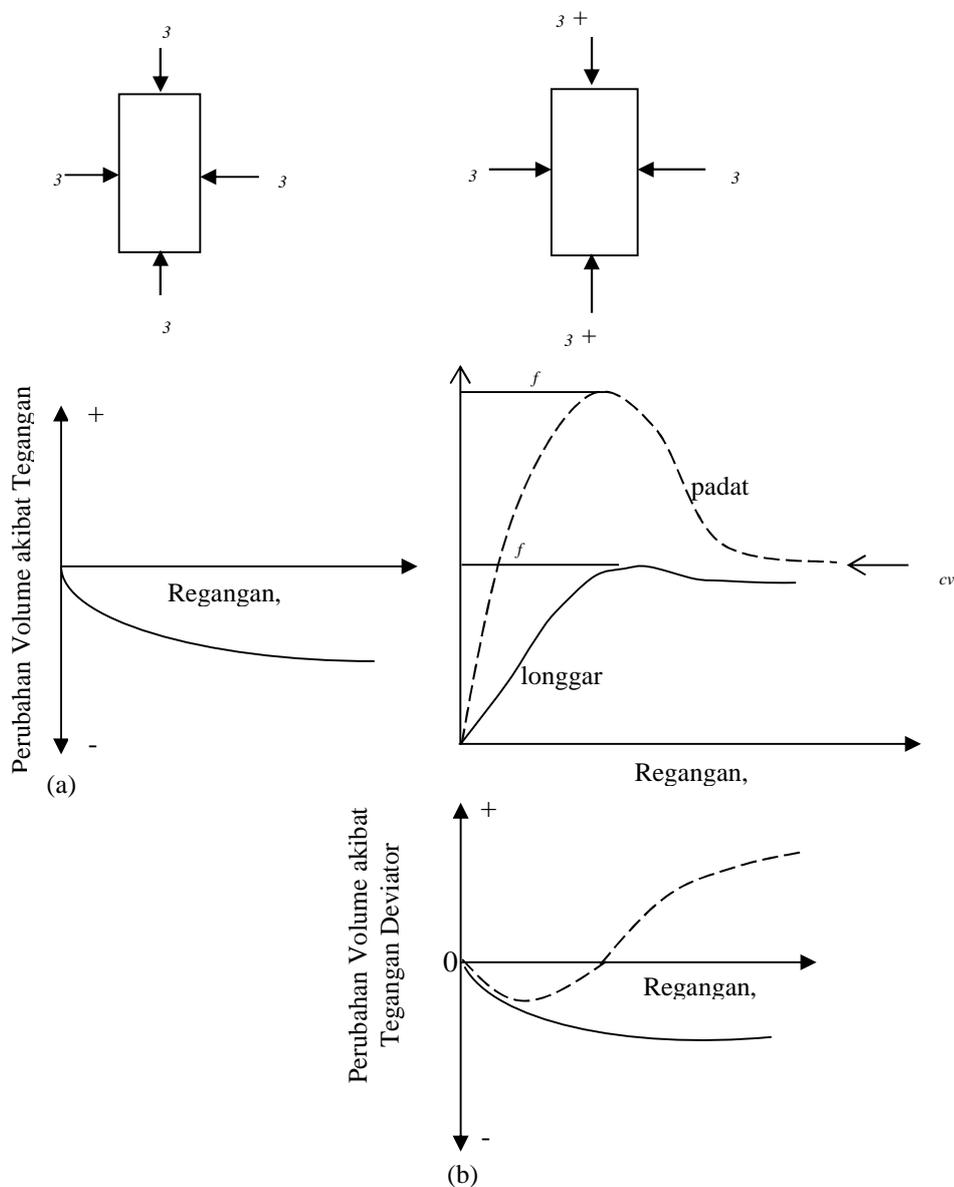
Gambar 2-6. Perhitungan Sudut gesek dalam Ultimit dari Uji Geser Langsung (Das, 1983b)

Gambar 2-6 memperlihatkan sifat dari variasi $\Delta \uparrow$ dengan tegangan aksial untuk tanah pasir padat dan tidak padat (Das, 1983b). Pada gambar tersebut dapat dilihat bahwa penambahan tegangan pada sampel tanah pasir padat dan longgar (rendah) akan memberikan tambahan regangan. Akan tetapi perubahan volume yang terjadi pada tegangan maksimum memberikan nilai perilaku yang berbeda. Pada tanah pasir padat perubahan volume bernilai negatif hingga mencapai pemberian tegangan maksimum, setelah itu arah perubahan akan berubah arah menjadi positif hingga sampel tanah

runtuh. Sedangkan pada tanah pasir longgar, perubahan volume akan terus bernilai negatif sepanjang pembebanan.

2.3.2.2. Pengujian Triaxial pada Tanah Pasir.

Untuk tanah berbutir kasar (pasir), maka pengujian sifat mekanis tanah selain dapat dilakukan dengan menggunakan uji geser langsung, dapat juga dilakukan dengan uji triaxial. Karena untuk mendapatkan benda uji tanah pasir sangat sulit maka biasanya contoh tanah adalah tidak asli. Gambar 2-7 memperlihatkan sifat dari variasi Δ dengan regangan aksial untuk tanah pasir padat dan tidak padat (Hardiyatmo, 1994).

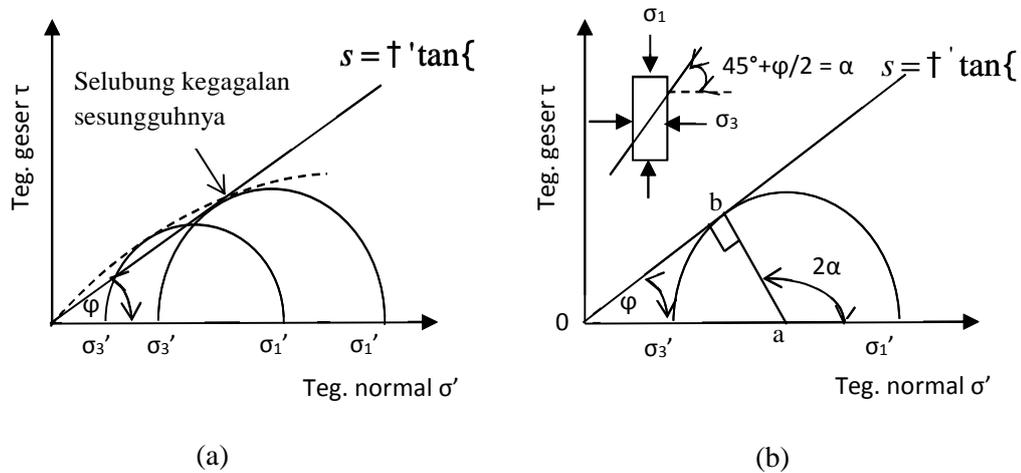


Gambar 2-7. Pengujian Triaxial pada Tanah Pasir (Hardiyatmo, 1994)

(a) Dengan Penerapan Tegangan Sel

(b) Dengan Penerapan Tegangan Deviator

Pengujian triaksial untuk tanah pasir biasanya berupa contoh tanah tidak asli karena sulitnya penanganan contoh benda uji untuk tanah pasir. Beberapa pengujian dengan benda uji yang sama dapat dikerjakan dengan penerapan tegangan sel (σ_3) yang berbeda-beda. Nilai sudut gesek dalam puncak (ϕ), dapat ditentukan dari penggambaran lingkaran-lingkaran Mohr pada beberapa pengujian, dengan penggambaran garis singgung pada lingkaran-lingkaran Mohr melalui titik asalnya (Gambar 2-8a). Sudut yang dibentuk oleh garis selubung kegagalan dengan sumbu tegangan normalnya sama dengan ϕ , seperti yang terlihat pada Gambar 2-8b.



Gambar 2-8. Hasil Pengujian Triaksial *Drained* (Das, 1983b)

Dari Gambar 2-8b dapat diperoleh hubungan:

$$\sin \{ = \frac{ab}{oa} = \frac{(\tau'_1 - \tau'_3)/2}{(\tau'_1 + \tau'_3)/2} \text{ maka diperoleh Persamaan 2.6.}$$

$$\{ = \text{arc sin} \frac{(\tau'_1 - \tau'_3)/2}{(\tau'_1 + \tau'_3)/2} \text{ (pada saat kegagalan)} \quad (2.6)$$

Akan tetapi, perlu diperhatikan bahwa garis selubung yang diberikan pada Gambar 2-8a, hanyalah merupakan garis pendekatan. Karena garis yang sesungguhnya akan berupa kurva, sudut gesek batas ϕ_{cv} dapat ditentukan dari Persamaan 2.7.

$$\{_{cv} = \text{arc sin} \frac{(\tau'_{1(cv)} - \tau'_3)/2}{(\tau'_{1(cv)} + \tau'_3)/2} \quad (2.7)$$

dimana $\tau'_{1(cv)} = \tau'_3 + \Delta\tau'_{(cv)}$, yaitu tegangan yang terjadi pada regangan yang besar (saat tegangan konstan pada penambahan regangannya).

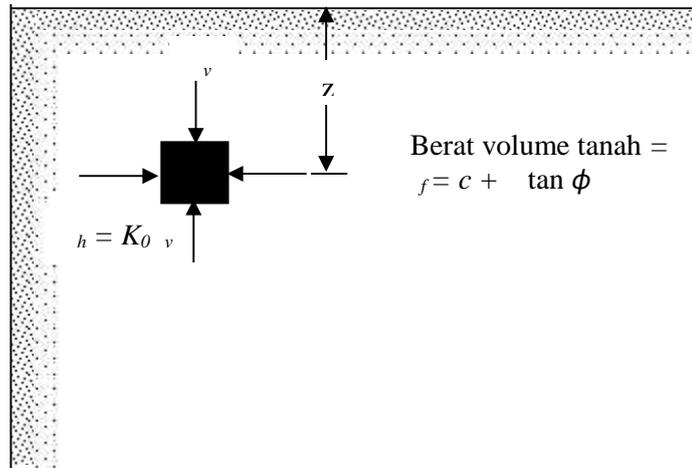
2.3.2.3. Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral adalah sebuah parameter perencanaan yang penting di dalam sejumlah persoalan teknik pondasi. Persoalan teknik pondasi ini semuanya memerlukan perkiraan tekanan lateral secara kuantitatif pada pekerjaan konstruksi, baik untuk analisa perencanaan maupun analisa stabilitas.

2.3.2.4. Tekanan Tanah dalam Keadaan Diam

Massa tanah seperti pada Gambar 2.9 dibatasi oleh dinding dengan permukaan licin AB yang dipancang pada kedalaman tak terhingga. Suatu elemen tanah yang terletak pada kedalaman z akan terkena tekanan arah vertikal v dan arah horisontal h . Bila dinding AB dalam keadaan diam, maka massa tanah akan berada dalam keadaan keseimbangan elastis. Rasio tekanan arah horisontal dan tekanan arah vertikal dinamakan sebagai koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dan dirumuskan sebagai Persamaan 2.8.

$$K_0 = \frac{\dagger_h}{\dagger_v} \quad (2.8)$$



Gambar 2-9. Tekanan Tanah dalam Keadaan Diam (Das et al., 1994)

Karena $\dagger_v = \gamma z$, maka tekanan arah horisontal dirumuskan sebagai Persamaan 2.9.

$$\dagger_h = K_0 (\gamma z) \quad (2.9)$$

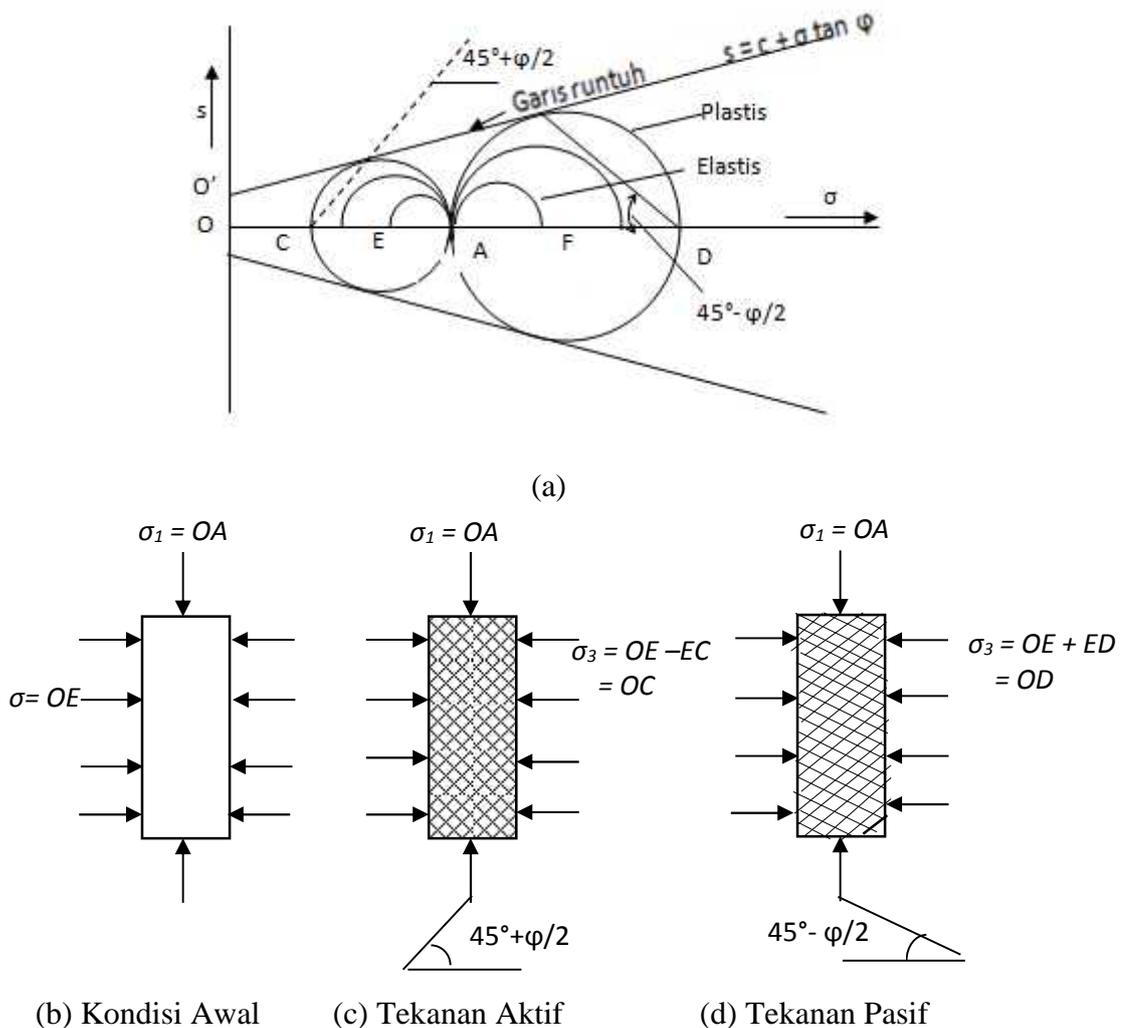
Untuk tanah berbutir, koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili oleh hubungan empiris yang diperkenalkan oleh Jaky (1994) dan dirumuskan sebagai Persamaan 2.10.

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2.10)$$

dengan ϕ adalah sudut geser tanah dalam keadaan air teralirkan (*drained*).

2.3.2.5. Tekanan Tanah Aktif dan Pasif Menurut Rankine

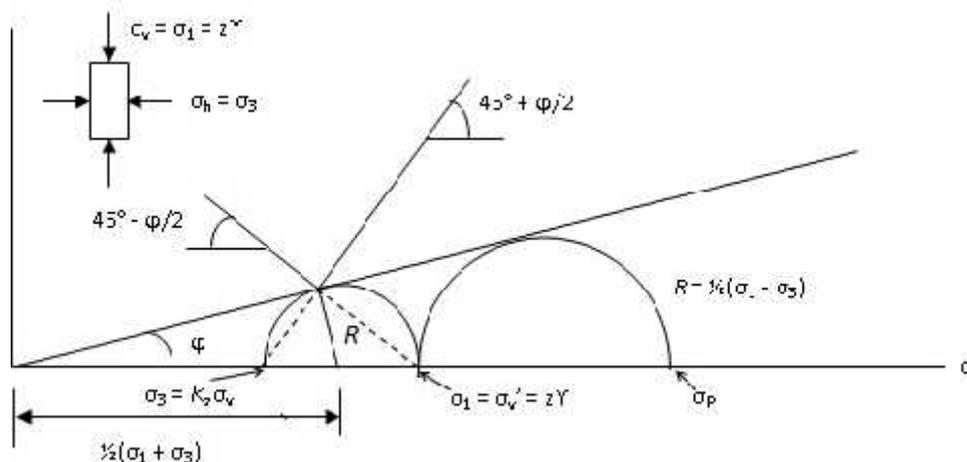
Rankine (1857) menyelidiki keadaan tegangan di dalam tanah yang berada pada kondisi keseimbangan plastis. Yang dimaksud dengan keseimbangan plastis di dalam tanah adalah suatu keadaan yang menyebabkan tiap-tiap titik di dalam massa tanah menuju proses ke suatu keadaan runtuh. Untuk mempelajari kondisi keseimbangan plastis, ditinjau kondisi tegangan yang ditunjukkan pada lingkaran Mohr dalam Gambar 2-10a. Dalam Gambar 2-10a, setiap lingkaran yang digambar lewat titik A mewakili kedudukan keseimbangan elastis dan memenuhi persyaratan keseimbangan elastis dengan satu dari tegangan utamanya sama dengan OA . Melalui A dapat digambarkan hanya 2 lingkaran Mohr yang menyinggung garis runtuh. Kedua lingkaran ini mewakili kondisi keseimbangan plastis dari tanahnya. Kondisi-kondisi keseimbangan plastis yang bekerja pada elemen tanah diperlihatkan pada Gambar 2-10(b).



Gambar 2-10. Lingkaran Mohr pada Keseimbangan Elastis dan Plastis (Das et al., 1994)

Elemen tanah mula-mula dipengaruhi oleh tegangan-tegangan utama $\sigma_1 = OA$ dan $\sigma_3 = OE$. Jika pada kondisi pada Gambar 2-10b, tekanan arah lateral dikurangi sampai mencapai OC , keruntuhan akan terjadi karena lingkaran CA menyinggung garis runtuh. Pada kondisi ini, tegangan OA adalah tegangan utama mayor dan bidang runtuh akan membentuk sudut $45^\circ + \varphi/2$ terhadap bidang horisontal (Gambar 2-10c). Kondisi ini menunjukkan kondisi permukaan longsoran akibat geser pada teori tekanan aktif. Jika tekanan vertikal OA ditahan tetap dan tekanan lateral ditambah sampai bahan mengalami keruntuhan pada kedudukan OD (Gambar 2-10d), tegangan utama menjadi berotasi sehingga tegangan utama mayor menjadi OD . Pada kondisi ini lingkaran Mohr akan lewat A dan D dan bidang runtuh membentuk sudut $45^\circ - \varphi/2$ dengan bidang horisontal. Gambar 2-10d menunjukkan kondisi permukaan longsoran akibat geser pada teori tekanan tanah pasif.

Ditinjau suatu tanah tak berkohesi yang homogen dan isotropis yang terbentang pada ruangan semi tak berhingga dengan permukaan horisontal dan dinding vertikal berupa dinding yang licin sempurna. Pada kondisi aktif sembarang elemen tanah akan sama seperti benda uji dalam alat triaksial yang diuji dengan penerapan tekanan sel yang dikurangi, sedangkan tekanan aksial tetap. Ketika tekanan horisontal dikurangi pada suatu nilai tertentu, kuat geser tanah akan sepenuhnya berkembang dan tanah kemudian mengalami keruntuhan. Gaya horisontal yang menyebabkan keruntuhan ini merupakan tekanan tanah aktif dan nilai banding tekanan horisontal dan vertikal pada kondisi ini, merupakan koefisien tekanan aktif atau K_a (Hardiyatmo, 1994). Nilai K_a dinyatakan dalam Persamaan 2.11 dengan melihat Gambar 2-11.



Gambar 2-11. Tegangan Rankine dengan Menggunakan Lingkaran Mohr (Hardiyatmo, 1994)

$$K_a = \frac{\tau_3}{\tau_1} = \frac{\tau_h}{\tau_v} \quad (2.11)$$

dengan $\tau_v = z\chi$

Dari Gambar 2-11, dapat dilihat bahwa $\sin \phi$ dirumuskan sebagai Persamaan 2.12.

$$\sin \phi = \frac{\tau_1 - \tau_3}{\tau_1 + \tau_3} \quad (2.12)$$

dengan ϕ yang sudah diketahui dan $\tau_v = \tau_1 = z\chi$, substitusi Persamaan 2.12 ke Persamaan 2.11 akan diperoleh nilai K_a seperti pada Persamaan 2.13.

$$\tau_3 = \tau_1 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = z\chi \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2)$$

Karena $\tau_3 = K_a z\chi$, maka

$$K_a = \frac{\tau_3}{z\chi} = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \quad (2.13)$$

Jika tekanan horisontal ditambah sedangkan tekanan aksial tetap hingga tanah kemudian mengalami keruntuhan, maka gaya horisontal yang menyebabkan keruntuhan ini merupakan tekanan tanah pasif dan nilai banding tegangan horisontal dan vertikal pada kondisi ini, merupakan koefisien tekanan aktif atau K_p . Nilai K_p dinyatakan dalam Persamaan 2.14. Pada kondisi ini nilai tegangan utama $\tau_v = z$ menjadi τ_3 , maka akan diperoleh persamaan $\tau_p = z\chi \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$ atau

$$K_p = \frac{\tau_p}{\tau_1} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) \quad (2.14)$$

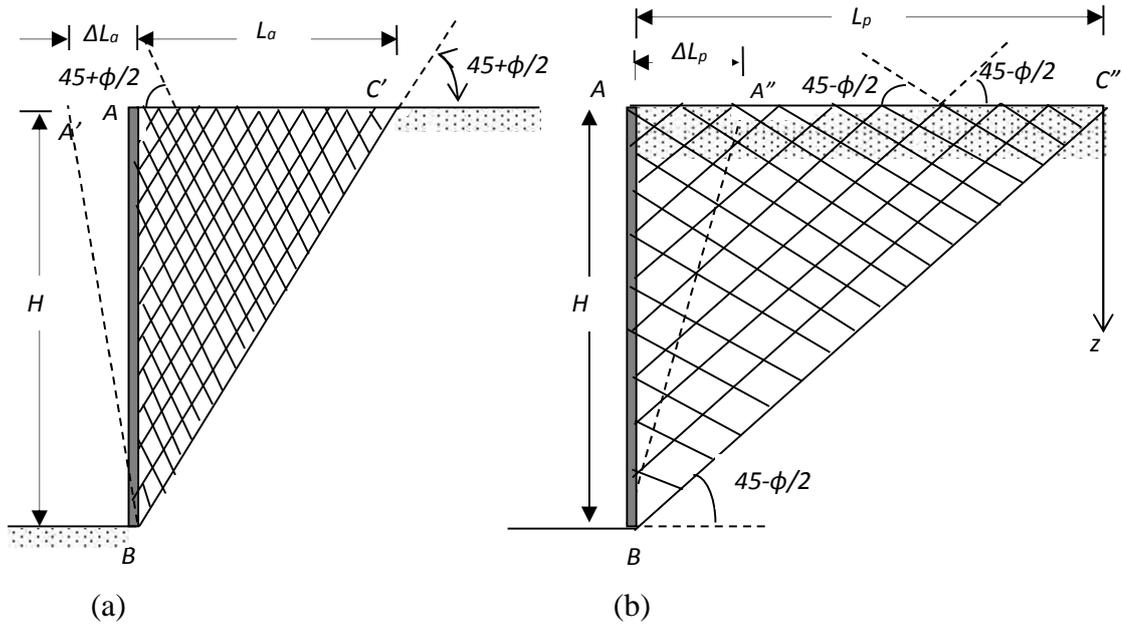
2.3.2.6. Pengaruh Pergerakan Dinding

Distribusi tekanan tanah lateral pada dinding sangat dipengaruhi oleh perilaku pergerakan dinding. Pada umumnya pergerakan dinding terjadi dengan cara translasi atau rotasi terhadap dasar dinding.

Untuk analisis pergerakan dinding, kita tinjau dinding penahan dengan permukaan licin yaitu bidang AB dalam Gambar 2-12a. Apabila dinding berputar terhadap dasar dinding ke suatu posisi $A'B'$, maka massa tanah segitiga ABC yang berdekatan dengan dinding akan mencapai keadaan aktif (menurut Rankine). Karena bidang geser dalam kondisi aktif akan membentuk sudut $\pm (45^\circ + \phi/2)$ dengan bidang utama mayor, maka massa tanah yang berada pada kondisi keseimbangan plastis akan dibatasi oleh bidang

BC' yang membuat sudut $(45^\circ + \phi/2)$ dengan arah horisontal. Tanah di dalam zona ABC' mengalami deformasi dalam arah horisontal yang sama besarnya, untuk tiap-tiap titik yaitu sama dengan $\frac{\Delta L_a}{L_a}$. Panjang L_a dapat dihitung dengan Persamaan 2.15.

$$L_a = \frac{H}{\text{tg}(45^\circ + \phi/2)} \quad (2.15)$$



Gambar 2-12. Perputaran Dinding dengan Permukaan Licin pada Dasarnya (Das et al.,1994)

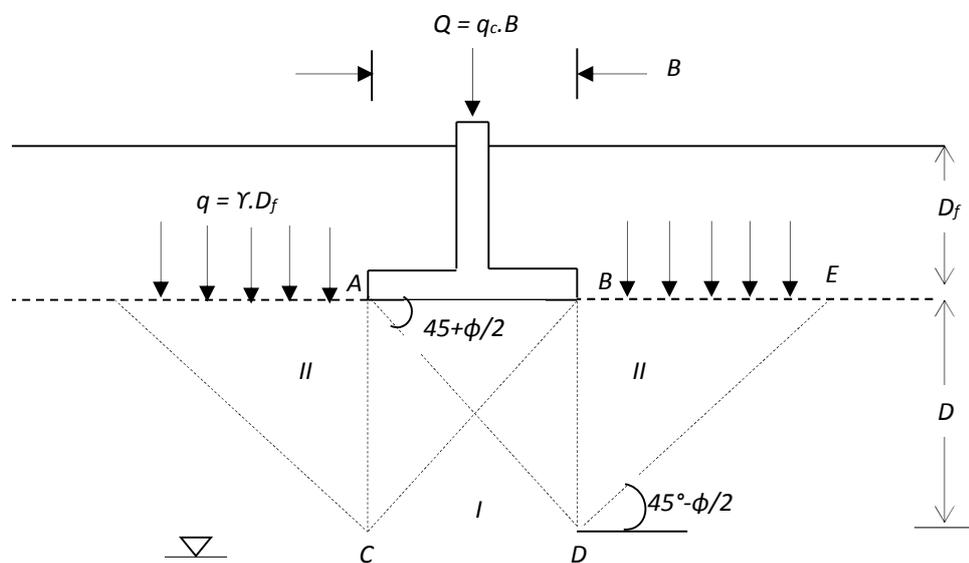
Dengan cara yang sama, jika dinding mengalami perputaran ke arah massa tanah, yaitu ke posisi $A''B$, massa tanah segitiga ABC'' akan mencapai keadaan pasif. Bidang geser BC'' yang membatasi massa tanah yang berada pada kondisi keseimbangan plastis adalah membuat sudut $(45^\circ - \phi/2)$ dengan arah horisontal. Tanah di dalam zona ABC'' mengalami deformasi dalam arah horisontal yang sama besarnya yaitu sama dengan $\frac{\Delta L_p}{L_p}$. Panjang L_p dapat dihitung dengan Persamaan 2.16.

$$L_p = \frac{H}{\text{tg}(45^\circ - \phi/2)} \quad (2.16)$$

2.3.2.7. Zona Keruntuhan Pondasi Telapak Menerus pada Pasir

Pada umumnya, penyelesaian permasalahan teknik pondasi menggunakan pendekatan keseimbangan batas. Gambar 2-13 memperlihatkan mekanisme keruntuhan pondasi telapak pada tanah pasir. Zona I yang berada langsung di bawah pondasi berada pada

keadaan aktif Rankine, yaitu arah tekanan pada horisontal dan vertikal yang dinyatakan dengan $\tau_h = \tau_v K_a$, dimana $K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$. Zona II yang berada di sisi luar kiri dan kanan, berada pada kondisi pasif Rankine, yaitu arah tekanan pada horisontal dan vertikal yang dinyatakan dengan $\tau_h = \tau_v K_p$, dimana $K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$. Akibatnya, bidang keruntuhan AD akan membentuk sudut $(45^\circ + \phi/2)$ terhadap horisontal dan bidang keruntuhan DE akan membentuk sudut $(45^\circ - \phi/2)$ terhadap horisontal.



Gambar 2-13. Pondasi Telapak pada Tanah Pasir (Redana, 2010)

Dari Gambar 2-13 dapat dihitung kedalaman bidang longsor sebesar dengan menggunakan Persamaan 2.17.

$$D = B \tan(45^\circ + \phi/2) \quad (2.17)$$

dimana ϕ adalah sudut geser tanah, B lebar telapak pondasi dan D kedalaman bidang longsor.

2.4. Beban Dinamis

Tanah dan struktur seringkali tidak hanya menerima beban statis akibat konstruksi bangunan baik di dalam maupun di permukaan tanah, tetapi juga beban dinamis. Jika beban tersebut cukup kuat, seperti pada gempa bumi, maka dapat mengakibatkan kerusakan parah.

Getaran atau vibrasi dapat berasal dari alam maupun buatan manusia. Di daerah pemukiman, getaran dapat terbentuk akibat pemancangan tiang, gerakan kendaraan, getaran mesin maupun kereta api yang melintas. Sumber getaran alami di dalam tanah adalah gempa bumi (Brinkgreve, 2005).

2.4.1. Definisi Getaran

Getaran adalah suatu gerak bolak-balik di sekitar keseimbangan. Keseimbangan di sini maksudnya adalah keadaan dimana suatu benda berada pada posisi diam jika tidak ada gaya yang bekerja pada benda tersebut. Getaran mempunyai amplitudo (jarak simpangan terjauh dengan titik tengah) yang sama.

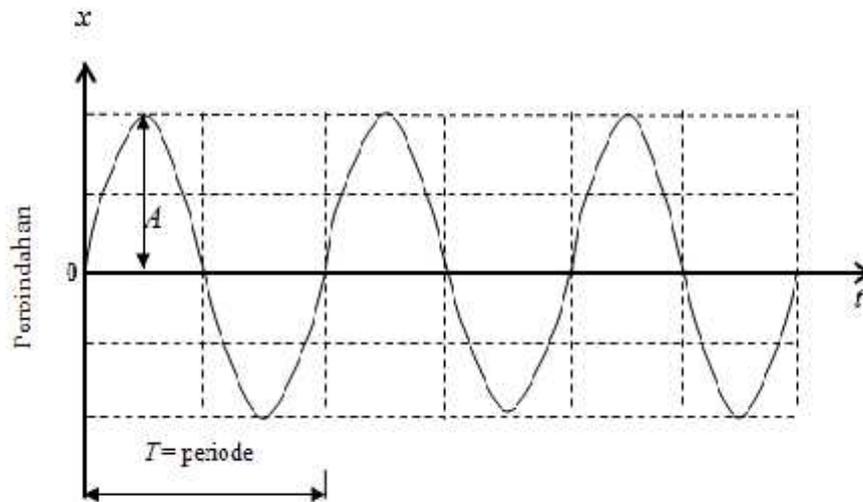
Ciri suatu getaran dinyatakan melalui amplitudo dan frekuensi. Amplitudo adalah simpangan maksimum, sedangkan frekuensi adalah banyaknya getaran tiap detik. Waktu yang diperlukan untuk melakukan satu kali getaran dinamakan periode (waktu) getar. Periode (T) tidak bergantung pada amplitudo. Artinya, berapapun simpangan yang kita inginkan, waktu untuk satu periode tetap sama (Prakash and Puri, 1988).

Sebuah benda yang bergetar, akan membentuk lintasan perpindahan yang berulang-ulang dalam waktu tertentu. Bentuk lintasan tersebut dapat digambarkan dalam fungsi matematik (Hakam, 2011). Bentuk lintasan yang paling sederhana dan cukup baik untuk menggambarkan getaran adalah fungsi sinus maupun kosinus (Irsyam et al., 2008). Lintasan perpindahan dari benda yang bergetar, diekspresikan dalam Gambar 2-14 (Hakam, 2011). Sedangkan fungsi matematik dari benda yang bergetar diekspresikan dalam Persamaan 2.18.

$$x = A \sin \check{S}t \quad (2.18)$$

dengan :

- x = perpindahan yang merupakan lintasan dalam fungsi waktu, t
- A = amplitudo (sama dengan perpindahan maksimum)
- S = frekuensi sudut dari lintasan (radian / detik)
- f = frekuensi getaran (jumlah getaran) dalam waktu (perdetik)
- t = waktu (detik)



Gambar 2-14. Lintasan Perpindahan Benda Bergetar Terhadap Waktu (Hakam, 2011)

Dalam pengenalan teori getaran (Irsyam, 2008; Das, 1983a; Das, 1993), dibedakan dua macam sistem getaran berdasarkan derajat kebebasannya yaitu:

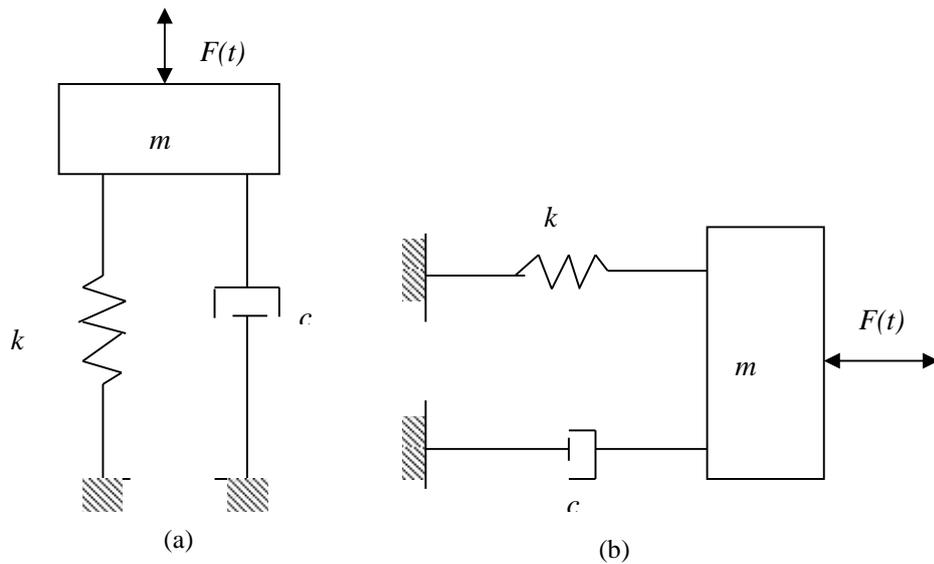
- 1) Sistem berderajat kebebasan tunggal (*single degree of freedom sytem*, SDOF)
- 2) Sistem berderajat kebebasan ganda (*two degrees of freedom*, TDOF).

Prakash (1981) dan Prakash and Puri (1988) menyatakan bahwa berdasarkan derajat kebebasannya maka sistem getaran dibedakan menjadi dua yakni, sistem berderajat kebebasan tunggal dan sistem berderajat kebebasan banyak (*multidegree of freedom*). Sistem berderajat kebebasan tunggal adalah sistem getaran yang paling sederhana. Sistem ini terdiri dari massa tunggal (m) yang bekerja di titik pusat massa, kekakuan (*stiffness*, k) dan redaman (*viscous damping*, c). Bentuk sederhana dari sistem satu derajat kebebasan diilustrasikan seperti pada Gambar 2-15.

Massa (m) memberikan gaya getar yang bekerja akibat adanya percepatan. Kekakuan (k) memberikan gaya tahanan selaras dengan besarnya perpindahan dari sistem. Sedangkan redaman (c) sistem bekerja mendisipasi energi getaran yang selaras dengan kecepatan dari getaran.

Dalam satu sistem derajat kebebasan tunggal (Hakam, 2011), elemen sistem yang mempengaruhi sistem sehingga bergetar adalah:

- 1) Beban luar $F(t)$, yaitu beban yang bekerja pada struktur yang besarnya berubah-ubah menurut fungsi waktu, t . Pada sistem yang bergerak dinamis dengan nilai be-



Gambar 2-15. Sistem Satu Derajat Kebebasan (Hakam, 2011)

ban luar sama dengan nol, $F(t) = 0$, disebut dengan sistem yang bergerak bebas.

Pada sistem ini, frekuensi getaran yang terjadi adalah merupakan ekspresi dari getaran sendiri dari sistem dan disebut dengan frekuensi diri atau frekuensi natural (alami) sistem. Frekuensi natural merupakan parameter paling mendasar dan penting dalam teori getaran.

2) Massa (m)

Massa yang dimiliki sistem tersebut akan menimbulkan gaya pada struktur yang diakibatkan adanya percepatan (*acceleration, a*) dari getaran. Gaya yang ditimbulkan akibat massa sistem disebut dengan gaya inersia yang didefinisikan sebagai Persamaan (2.19).

$$F_i(t) = m \cdot a = m \frac{d^2 x(t)}{dt^2} = m \ddot{x} \quad (2.19)$$

dengan $F_i(t)$ adalah gaya inersia struktur; m adalah massa struktur dan a adalah percepatan getaran yang merupakan turunan kedua dari persamaan lintasan perpindahan terhadap waktu sebagai $\frac{d^2 x(t)}{dt^2}$ atau \ddot{x} .

3) Redaman (*damping, c*)

Redaman dalam sistem, akan mendisipasi energi dari sistem getaran yang diberikan oleh beban luar dalam bentuk gaya redaman. Terdapat dua mekanisme pendisipasian / peredaman energi yaitu: (a) terjadinya gesekan (*friction*) dan (b)

terjadinya aliran cairan kental (*viscous*). Gaya redaman ini yang mengakibatkan sistem yang bergerak bebas akan berhenti pada waktu t_u tertentu. Sedangkan bila tidak ada redaman, sistem bergetar sendiri tidak akan pernah berhenti bergetar.

Dalam analisis dinamis, gaya redaman didefinisikan dalam Persamaan 2.20.

$$F_d(t) = c \frac{dx(t)}{dt} = c \dot{x} \quad (2.20)$$

dengan $F_d(t)$ adalah gaya redaman, c adalah koefisien redaman dan $\frac{dx(t)}{dt}$ atau \dot{x} adalah kecepatan getaran sistem yang merupakan turunan pertama dari persamaan lintasan perpindahan terhadap waktu.

4) Pegas (*spring, k*)

Pegas merupakan kekakuan yang dimiliki sistem. Besarnya kekakuan ini tergantung dari jenis material dan geometrinya, serta arah dari pergerakan sistem tersebut. Kekakuan pada sistem dinamis akan memberikan gaya statis yang timbul akibat terjadinya simpangan atau deformasi struktur dari kondisi diamnya.

Gaya statis dalam analisis dinamis, didefinisikan sebagaimana diekspresikan dalam Persamaan 2.21.

$$F_s(t) = k x(t) \quad (2.21)$$

dengan $F_s(t)$ adalah gaya statis sistem, k adalah koefisien kekakuan sistem dan $x(t)$ adalah persamaan lintasan perpindahan terhadap waktu.

2.4.2. Persamaan Gerak

Persamaan gerak sistem kebebasan tunggal dengan adanya beban luar yang bekerja pada pusat massa struktur, dapat dituliskan sebagaimana dalam Persamaan 2.22.

$$F_i + F_d + F_s = F(t) \quad (2.22)$$

Selanjutnya dengan memasukkan Persamaan 2.19, Persamaan 2.20 dan Persamaan 2.21 kedalam Persamaan 2.22, maka akan diperoleh Persamaan 2.23.

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + k x = F(t) \quad (2.23)$$

Persamaan 2.23 tersebut selanjutnya disebut sebagai Persamaan Gerak Dinamis.

2.4.3. Gerak Bebas Tak Tereadam

Suatu sistem SDOF dikatakan bergerak bebas tak teredam (*undamped free vibration*), jika struktur tersebut bergerak sendiri / bebas dan tidak terpengaruh oleh gaya-gaya luar, $F(t) = 0$ dan nilai redaman pada sistem tersebut diabaikan, $c = 0$.

Gerak pada struktur ditimbulkan karena adanya pengaruh atau kondisi yang disebut kondisi awal (*initial condition*), berupa perpindahan dan atau kecepatan struktur pada saat awal ($t = 0$), diilustrasikan pada Persamaan 2.24a dan Persamaan 2.24b menurut Irsyam et al. (2008), Prakash (1981) serta Prakash and Puri (1988).

$$x(0) = x(t = 0) \quad (2.24a)$$

$$\dot{x}(0) = \dot{x}(t = 0) \quad (2.24b)$$

Selanjutnya persamaan gerak sistem SDOF untuk gerak bebas tak teredam menjadi Persamaan 2.25.

$$m \ddot{x} + k x = 0 \quad (2.25)$$

Untuk menyelesaikan persamaan gerak bebas tak teredam SDOF, maka terlebih dahulu harus diambil fungsi dari getaran, yaitu persamaan perpindahan dalam fungsi waktu dalam bentuk fungsi sinusoidal sebagaimana diekspresikan dalam Persamaan 2.26.

$$x(t) = A \sin \check{S}t \quad (2.26)$$

Selanjutnya, \ddot{x} adalah merupakan percepatan dari gerak bebas yang merupakan turunan kedua dari fungsi perpindahan terhadap waktu menjadi bentuk Persamaan 2.27 dan Persamaan 2.28.

$$\dot{x} = \frac{dx}{dt} = A \check{S} \cos \check{S}t \quad (2.27)$$

$$\ddot{x} = \frac{d^2x}{dt^2} = -A \check{S}^2 \sin \check{S}t \quad (2.28)$$

Dengan memasukkan Persamaan 2.26 dan Persamaan 2.28 kedalam Persamaan 2.25, maka diperoleh Persamaan 2.29.

$$m \ddot{x} + k x = 0$$

$$m(-A \check{S}^2 \sin \check{S}t) + k(A \sin \check{S}t) = 0$$

$$(-m \check{S}^2 + k) A \sin \check{S}t = 0 \quad (2.29)$$

Persamaan tersebut mempunyai solusi, jika:

$$(-m\ddot{S}^2 + k) = 0$$

$$\ddot{S}^2 = \frac{k}{m}$$

$$\dot{S} = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad [rad / dt] \quad (2.30)$$

dengan: S = frekuensi natural sistem atau frekuensi sudut alami.

Sedangkan frekuensi yang merupakan jumlah getaran alami dalam satuan waktu disebut *Frekuensi Natural Getaran*, (f), ditulis dalam bentuk Persamaan 2.31.

$$f = \frac{\dot{S}}{2\pi} \quad [cps] \quad (2.31)$$

Selanjutnya waktu yang diperlukan oleh sistem untuk menyelesaikan satu siklus getaran disebut *Periode Natural Getaran* (*Natural Period of Vibration*, T), diekspresikan pada Persamaan 2.32.

$$T = \frac{2\pi}{\dot{S}} \quad [detik] \quad (2.32)$$

2.5. Beban Dinamis Pada Konstruksi Dinding Penahan Tanah

2.5.1. Umum

Coulomb mengusulkan sebuah teori untuk menghitung tekanan lateral pada dinding penahan tanah akibat beban statis dengan timbunan tanah granular. Dalam teori ini sudut gesek dinding dipertimbangkan. Untuk penggunaan teori tekanan tanah aktif Coulomb, dapat dilihat pada Gambar 2-16. Dinding penahan tanah dengan inklinasi punggung dinding terhadap dasar dinding adalah α . Inklinasi tanah timbunan terhadap garis horisontal sebesar β . Sudut gesek antara dinding dan tanah sebesar ϕ .

Dalam kondisi aktif, dinding penahan tanah bergerak ke depan dari massa tanah. Coulomb mengasumsikan bahwa, permukaan longsor dalam massa tanah membentuk sebuah bidang (seperti BC_1 , BC_2 , ...). Jadi untuk mendapatkan gaya aktif, mempertimbangkan baji ABC_1 yang mungkin terjadi. Untuk keseimbangan gaya-gaya maka, nilai tekanan tanah aktif persatuan panjang dinding P_a dapat dihitung sebagaimana disajikan pada Gambar 2-16b.

Nilai maksimum P_a dapat diekspresikan sebagai Persamaan 2.33.

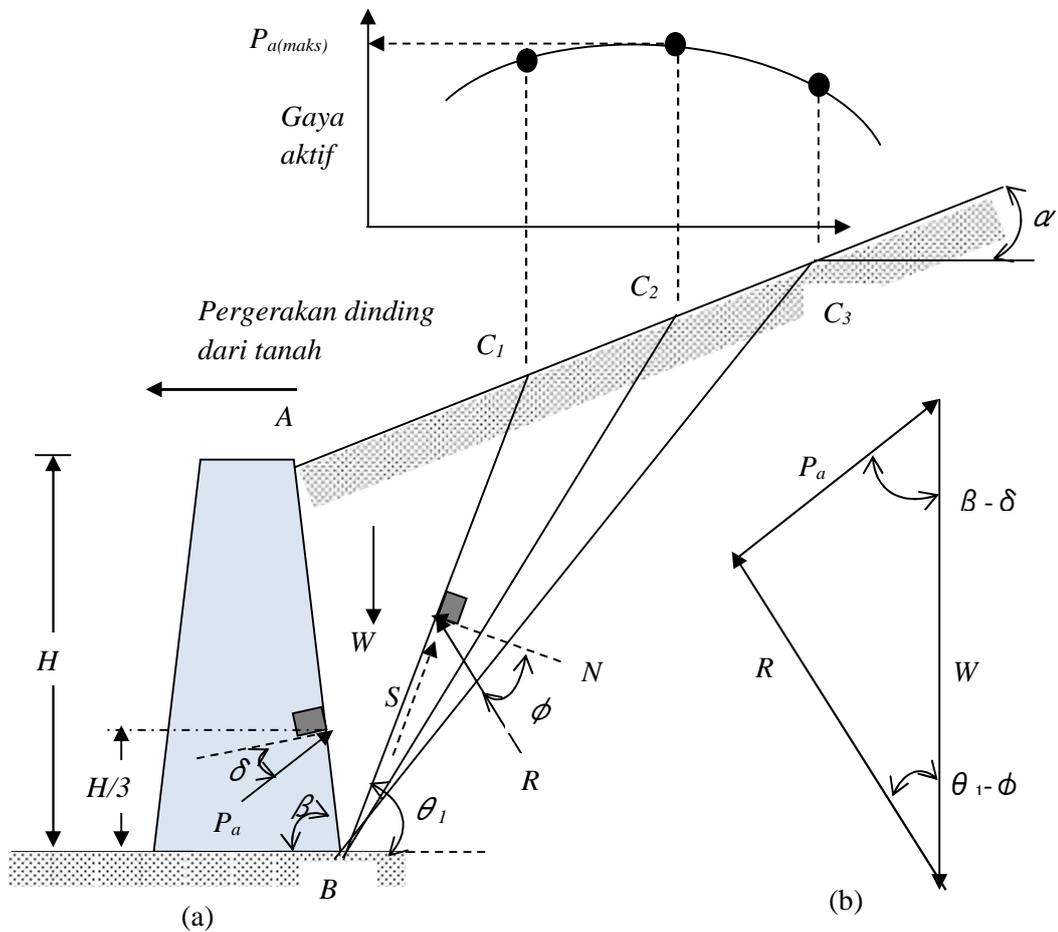
$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (2.33)$$

dimana :

K_a adalah koefisien tekanan tanah aktif Coulomb, diekspresikan dalam Persamaan 2.34.

$$K_a = \frac{\sin^2(S + W)}{\sin^2 S \cdot \sin(S - u) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(W + u) \cdot \sin(W - r)}{\sin(S - u) \cdot \sin(r + S)}} \right]^2} \quad (2.34)$$

dengan H adalah tinggi dinding.



Gambar 2-16. Tekanan Aktif Coulomb (Coulomb, 1776)

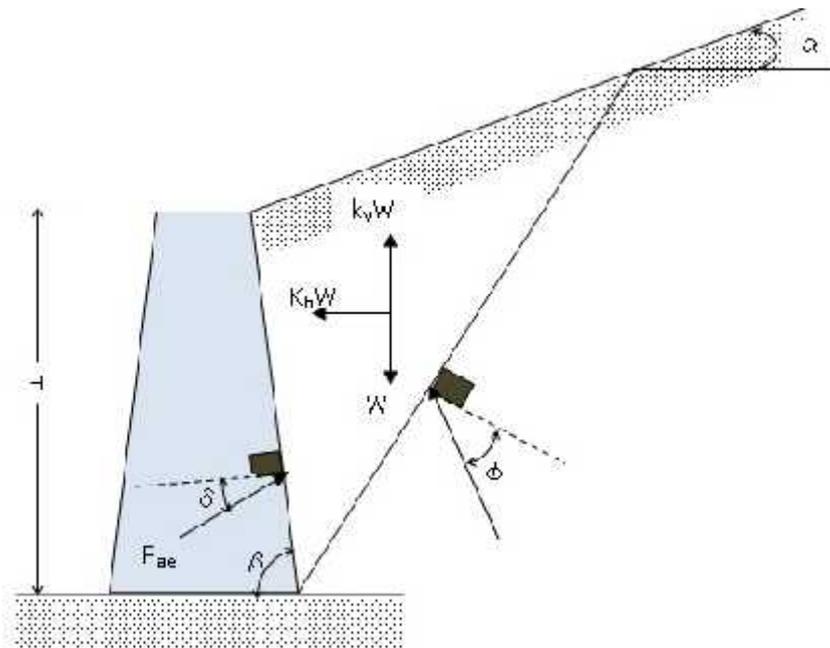
Teori tekanan tanah aktif Coulomb akibat beban statis ini dapat diperluas untuk menghitung gaya-gaya akibat beban dinamis (gempa). Gambar 2-17 menunjukkan kondisi tekanan tanah aktif akibat beban dinamis (gempa) arah horisontal dan arah vertikal dengan tanah timbunan pasir. Dengan k_h dan k_v didefinisikan sebagai Persamaan 2.35 dan Persamaan 2.36.

$$k_h = \frac{\text{komponen percepatan gempa horizontal}}{\text{percepatan gravitasi, } g} \quad (2.35)$$

$$k_v = \frac{\text{komponen percepatan gempa vertikal}}{\text{percepatan gravitasi, } g} \quad (2.36)$$

dimana :

K_{ae} = koefisien tekanan tanah aktif gempa, diekspresikan dalam Persamaan 2.38.



Gambar 2-17. Gaya Aktif pada Dinding Penahan Tanah Dengan Gaya Dinamis (Coulomb, 1776)

$$K_{ae} = \frac{\sin^2(W + S - \alpha)}{\cos \alpha \sin^2 S \sin(S - \alpha - u) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(W + u) \sin(W - \alpha - r)}{\sin(S - u - \alpha) \sin(r + S)}} \right]^2} \quad (2.38)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (2.39)$$

- = inklinasi resultan gaya terhadap normal bidang longsor
- = inklinasi dinding penahan tanah terhadap dasar dinding
- = sudut gesek antara dinding penahan tanah dengan tanah timbunan
- = inklinasi tanah timbunan terhadap garis horisontal

Desain dinamis dari dinding penahan adalah masalah yang menarik sejak awal abad ini. Telah banyak dikembangkan ide-ide dan metode yang berbeda untuk

merancang dinding penahan tanah yang tahan terhadap beban dinamis (gempa). Ada dua faktor penting untuk dipertimbangkan dalam merencanakan dinding penahan tanah yang menerima beban gempa:

- 1) Besarnya tekanan tanah di belakang dinding.
- 2) Distribusi tekanan tanah dan titik tangkap gaya total untuk perhitungan.

Untuk alasan ini telah dikembangkan beberapa metoda (solusi) antara lain:

- 1) Solusi Statis.
- 2) Solusi Dinamis.
- 3) Berdasarkan eksperimen dan lainnya seperti aplikasi elemen hingga (Wood, 1973).

Dinding penahan tanah dapat diklasifikasikan mengenai kondisi gaya lateral yang ditahan yaitu:

- 1) Dinding penahan gaya lateral terkendali. Jenis dinding penahan yang dibangun untuk meminimalkan defleksi lateral. Umumnya dinding penahan runtuh dengan menghasilkan retakan. Ini dapat diklasifikasikan sebagai dinding penahan dimana gaya lateral yang diatur.
- 2) Dinding penahan gaya lateral yang tidak terkendali. Tipe ini runtuh dengan translasi, rotasi atau kombinasi keduanya. Ini dapat diklasifikasikan sebagai dinding penahan dimana perpindahan yang diatur (Elms and Richards, 1979).

Mononobe and Matsuo (1929) dan Okabe (1926), peneliti yang telah mengembangkan berbagai model analitik dan numerik untuk memprediksi perilaku dinamis dari dinding penahan tanah, dan telah melakukan berbagai jenis eksperimen untuk mempelajari mekanisme tekanan tanah seismik di belakang struktur penahan tanah. Metode Mononobe-Okabe merupakan versi dari *pseudo-dynamic* (beban dinamis bekerja di pusat massa) adalah merupakan perluasan dari teori Coulomb yang mana beban gempa adalah hasil perkalian antara koefisien seismik dengan berat dinding gravitasi.

Untuk mempelajari tekanan tanah dinamis dapat dibagi dalam tiga metode pendekatan. Ketiga metode pendekatan adalah metode analitis, metode numerik, dan metode eksperimental (Atik and Nicholas, 2008).

2.5.2. Metode Analitis

Metode analitis yang digunakan untuk menyelesaikan masalah tekanan tanah dinamis dapat dibagi menjadi tiga kategori besar tergantung pada besarnya defleksi dinding diantisipasi dengan model rigid-plastik, model elastis, dan model elasto-plastik (Wood, 1973). Defleksi dinding yang relatif besar biasanya diasumsikan untuk model rigid-plastik, sedangkan defleksi sangat kecil diasumsikan untuk model elastis. Model Elasto-plastik, sesuai untuk dinding dengan defleksi sedang. Biasanya solusi model tersebut dikembangkan dengan menggunakan analisis elemen hingga, sehingga dikategorikan sebagai metode numerik. Pada metode analitis tekanan tanah seismik biasanya didasarkan pada asumsi ideal dan penyederhanaan yang tidak selalu mewakili gambaran nyata perilaku seismik struktur dinding penahan - *backfill*. Oleh karena itu, metode tersebut sering mengakibatkan perkiraan *overconservative* tekanan tanah dinamis.

2.5.2.1. Model Rigid-Plastik

Model *rigid*-plastik adalah model yang umumnya menganggap defleksi dinding yang besar, baik berdasarkan gaya atau berdasarkan perpindahan. Yang paling sering digunakan dalam model *rigid*-plastik berdasarkan gaya adalah metode Mononobe-Okabe.

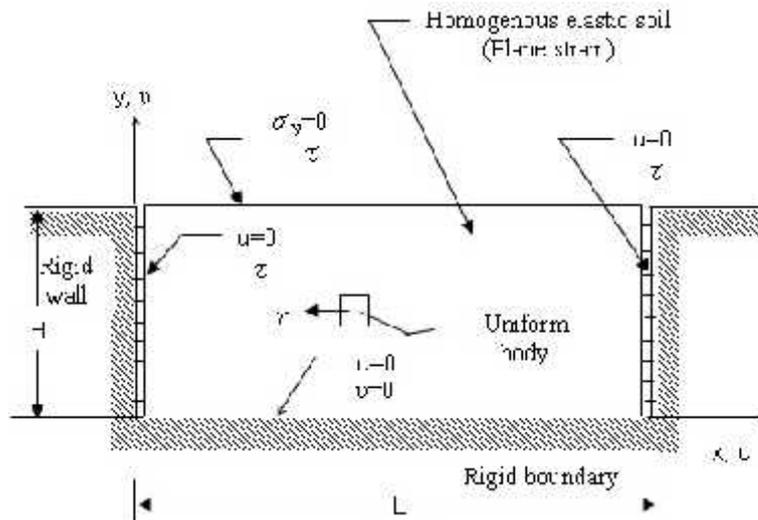
Konsep model berdasarkan perpindahan melibatkan perhitungan nilai koefisien percepatan berdasarkan jumlah perpindahan yang diperbolehkan dinding. Koefisien ini mengurangi akselerasi kemudian digunakan dengan metode Mononobe-Okabe untuk menentukan gaya dorong dinamis.

2.5.2.2. Model Elastis

Model elastis umumnya diterapkan dalam desain dinding ruang bawah tanah yang biasanya mengalami perpindahan yang sangat kecil dan dapat dianggap sebagai "benar-benar" dinding kaku. Asumsi yang mendasarinya adalah bahwa gerakan tanah-struktur relatif menghasilkan tegangan tanah di kisaran elastis. Model elastis biasanya didasarkan pada solusi teori gelombang elastis dan hasil di atas batas perkiraan tekanan tanah dinamis.

Yang paling banyak digunakan dalam kategori ini adalah metode Wood (1973); Matsuo and Ohara (1960) dan Scott (1973). Metode Wood (1973) ini didasarkan pada teori elastis linier dan representasi ideal dari sistem dinding-tanah. Gambar 2-18 menyajikan formulasi Wood (1973) untuk kasus gaya *body* horisontal seragam.

Metode Wood (1973) memprediksi total gaya dorong dinamis kurang lebih sama dengan H^2A dan bekerja di $0.58H$ atas dasar dinding, sedangkan menurut Scott (1973) titik tangkap gaya total berada di $0,64H$ di atas dasar dinding.



Gambar 2-18. Problem Dinding Rigid (Wood, 1973)

2.5.3. Metoda Numerik

Metode Numerik adalah teknik untuk menyelesaikan permasalahan-permasalahan yang diformulasikan secara matematik dengan cara operasi hitungan (*arithmetic*).

Upaya pemodelan numerik telah diterapkan untuk memverifikasi metode desain dinamis dalam praktek dan untuk memberikan wawasan baru ke dalam masalah. Berbagai asumsi telah dibuat dan beberapa kode numerik telah diterapkan (misal: program PLAXIS) untuk memecahkan masalah. Wu (2010) menghitung besar koefisien tekanan tanah lateral dinamis pada dinding *rigid*, asumsi pola keruntuhan *non-linier* dengan solusi analisis menggunakan program elemen hingga.

Sementara teknik elemen hingga yang rumit dan model konstitutif dalam literatur untuk memperoleh tekanan tanah untuk desain, metode sederhana untuk prediksi cepat dari tekanan tanah maksimum jarang tersedia. Oleh karena itu, kemampuan prediksi dari berbagai pendekatan tidak jelas.

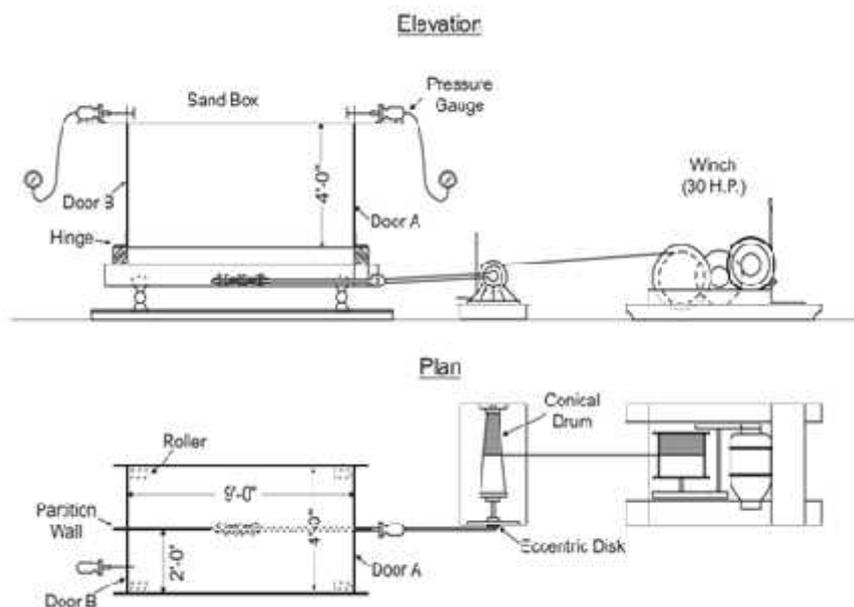
Untuk mengetahui karakteristik dari tekanan tanah lateral seismik di dinding bangunan, Ostadan (2004) melakukan serangkaian analisis tanah-struktur-interaksi menggunakan SASSI. Menggunakan konsep satu-derajat kebebasan, Ostadan (2004) mengusulkan sebuah metode sederhana untuk memprediksi tekanan tanah maksimum seismik untuk membangun dinding bertumpu pada bahan dasar yang kokoh. Metode ini

diusulkan menghasilkan profil tekanan tanah dinamis sebanding dengan atau lebih besar dari solusi Wood (1973), dengan tekanan tanah maksimum terjadi di atas dinding.

2.5.4. Metode Eksperimen

Studi Eksperimental tekanan tanah lateral seismik pada dinding penahan tanah dimaksudkan untuk memverifikasi metode analisis perhitungan tekanan tanah dinamis. Studi ini pertama kali dilakukan oleh Okabe (1924) dan Mononobe and Matsuo (1929). Eksperimen dilakukan pada percobaan pasir kering relatif longgar (*dry relatively loose sand*) dalam kotak tanah (pasir) yang diletakkan di atas meja getar. Kotak pasir dilengkapi dengan dua pintu vertikal berengsel di pangkalan dan alat pengukur tekanan hidrolik di atasnya untuk mengukur tekanan horisontal yang diberikan pada dinding. Meja getar bertumpu pada rel dan digerakkan oleh motor penggerak pada arah horisontal dengan gerakan harmonis sederhana dengan percepatan 1 g. Konfigurasi percobaan Mononobe and Matsuo (1929) disajikan pada Gambar 2-19. Dimensi 2 (dua) model dinding penahan tanah yang diuji adalah dinding penahan tanah dari beton dengan tinggi 4ft dan 6 ft.

Hasil eksperimen Mononobe and Matsuo benar untuk geometri dan material yang diberikan, dan dapat langsung diterapkan pada dinding penahan tanah dengan tinggi hingga 6 kaki, dengan tanah timbunan di belakang dinding penahan tanah adalah tanah granular yang relatif longgar (Atik and Sitar, 2009).



Gambar 2-19. Konfigurasi Eksperimen Mononobe (1929) and Okabe (1924)
(Gambar Ulang)

2.5.5. Beberapa Penelitian Mengenai Analisis Tekanan Tanah Lateral Dinamis Pada Dinding Penahan Tanah

Distribusi tekanan tanah lateral akibat beban dinamis pertama kali diteliti di Jepang oleh Mononobe and Matsuo (1929) dan Okabe (1924). Metode ini merupakan pengembangan persamaan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah menurut Coulomb, hanya saja ada tambahan tekanan vertikal dan horizontal tanah akibat beban gempa. Asumsi yang diambil adalah bahwa dinding telah mengalami deformasi yang cukup sehingga menimbulkan tekanan tanah aktif, permukaan bidang keruntuhan telah terbentuk ketika deformasi lateral tanah cukup besar untuk memobilisasi penuh kekuatan geser tanah dan bentuk blok tanah dianggap sebagai *rigid body*.

Pada perkembangan selanjutnya metoda ini banyak digunakan pada struktur yang tertanam (*basement*). Karena metoda ini tidak mempertimbangkan adanya interaksi tanah-struktur (SSI) selama terjadinya gempa membuat metoda kurang tepat untuk struktur yang tertanam. Berikut ini adalah tinjauan dari beberapa metoda yang telah diteliti. Penelitian-penelitian tersebut antara lain adalah:

- 1) Metode Mononobe and Matsuo (1929) dan Okabe (1924)
- 2) Eksperimen Sherif and Fang (1984)
- 3) Eksperimen Ishibashi and Fang (1987)
- 4) Analisis Sumiartha, P. (2002)
- 5) Metode Wangsadinata (2002)
- 6) Eksperimen Lo Grasso et al. (2004).
- 7) Analisis Gouw T.L. et al. (2013)

2.5.5.1. Metode Mononobe and Matsuo (1929) dan Okabe (1924)

Metode ini merupakan metode modifikasi dari metode yang pernah dikembangkan Coulomb (1776). Mononobe and Matsuo (1929) dan Okabe (1924) menyelesaikan masalah stabilitas dinding penahan tanah gravitasi atau *dam* gravitasi dengan menggunakan metode analitis. Dalam perhitungannya, gaya vertikal dan horizontal tambahan akibat gempa ditambahkan ke dalam perhitungan sebelumnya (lihat pada Gambar 2-20). Metode tersebut kemudian disebut sebagai metoda Mononobe-Okabe. Gaya aktif yang terjadi akibat adanya tambahan beban gempa dapat dihitung berdasarkan teori Coulomb dengan menggunakan metoda Mononobe-Okabe, yaitu keseimbangan gaya yang

bekerja pada baji (*wedge*) seperti diekspresikan dalam Persamaan 2.40 sampai dengan Persamaan 2.42.

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (2.40)$$

dengan:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2 (w - \beta - \xi)}{\cos \xi \cos^2 \beta \cos (u + \beta + \xi) \left\{ 1 + \sqrt{\left[\frac{\sin (u + \beta) \sin (w - \beta - \xi)}{\cos (u + \beta + \xi) \cos (w - \beta)} \right]^2} \right\}} \quad (2.41)$$

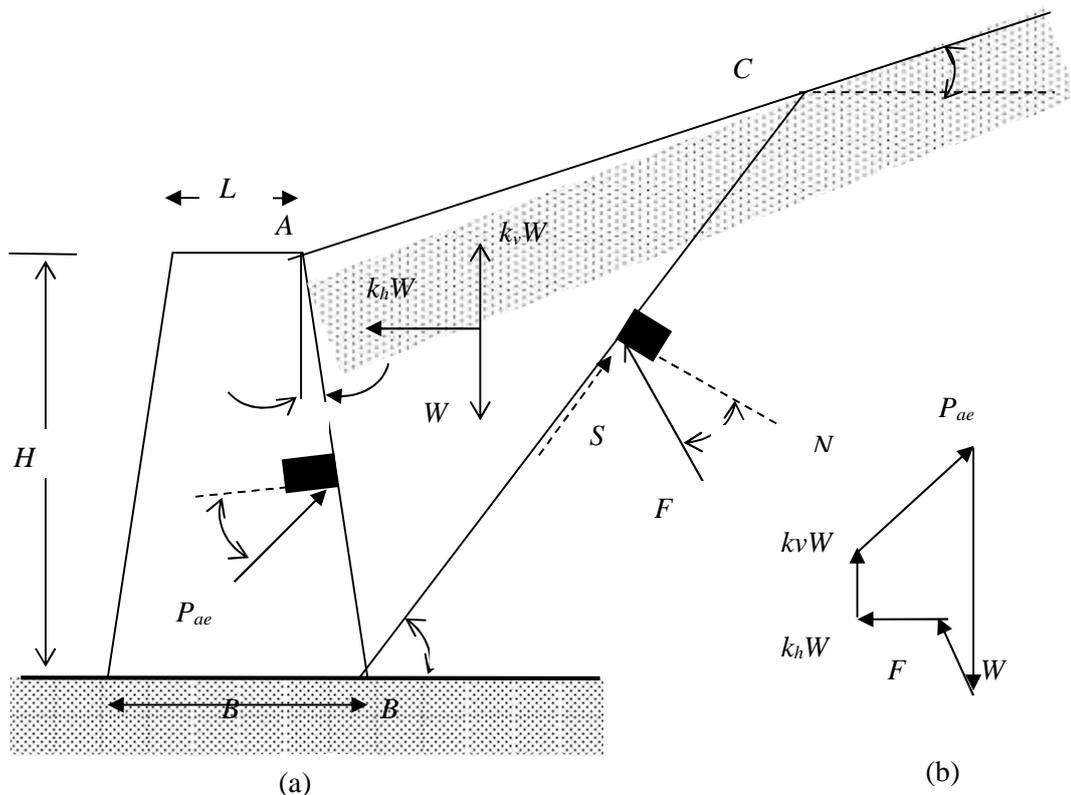
dan:

$$\xi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (2.42)$$

dengan:

- w = Sudut gesek dalam tanah
- u = Sudut gesek dinding penahan tanah
- β = Inklinasi permukaan tanah urugan di belakang dinding penahan tanah
= Kemiringan dinding penahan tanah bagian belakang terhadap bidang vertikal
- W = Berat baji tanah yang mengalami keruntuhan
- P_{ae} = Tekanan aktif
- F = Resultan gaya sepanjang bidang keruntuhan
- $k_h W$ = Gaya dalam horizontal akibat berat sendiri
- $k_v W$ = Gaya dalam vertikal akibat berat sendiri
- γ = Berat volume tanah urugan
- K_{ae} = Koefisien tekanan tanah aktif dengan pengaruh gempa
- H = Tinggi dinding penahan tanah
= Sudut keruntuhan dengan garis horizontal
- N = gaya normal terhadap bidang keruntuhan

Metode Mononobe-Okabe memberikan total gaya aktif yang bekerja pada dinding penahan tanah, tapi tidak memberikan secara eksplisit titik tangkap gaya atau distribusi tekanan tanah dinamis. Titik tangkap gaya aktif seismik metode Mononobe-Okabe diasumsikan di H/3 di atas dasar dinding penahan tanah.

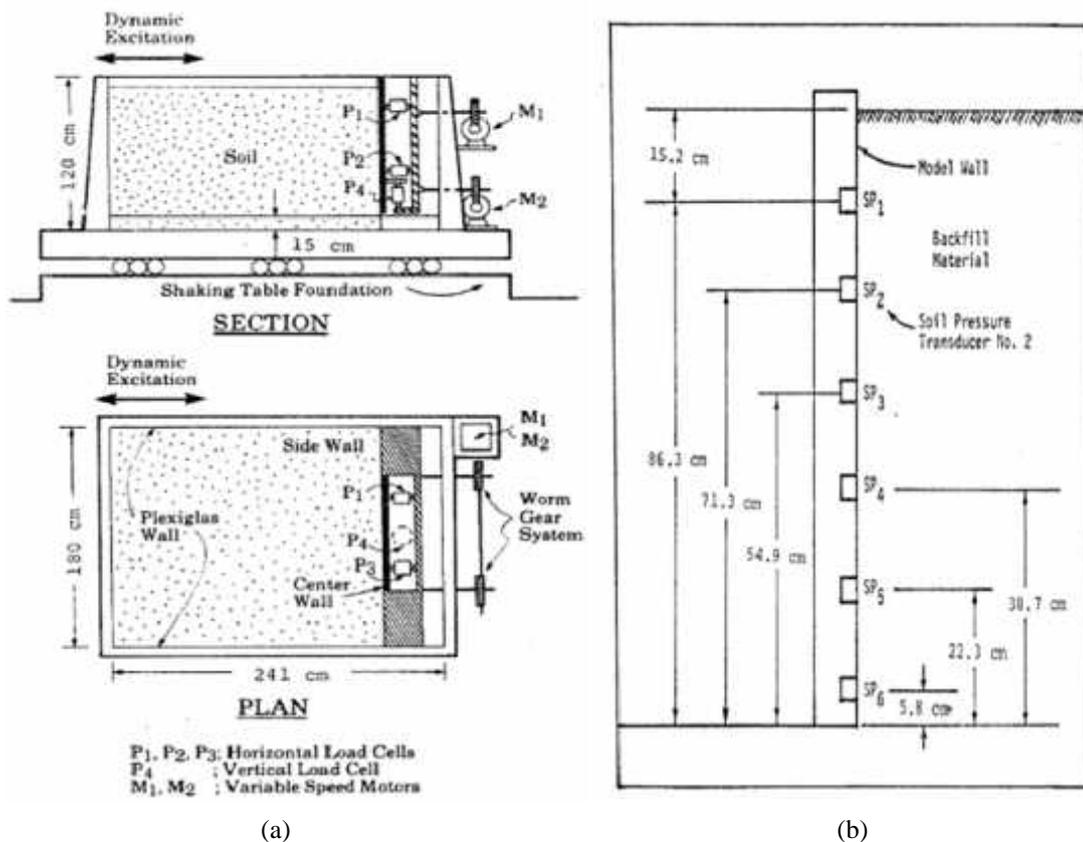


Gambar 2-20. (a) Bidang Keruntuhan pada Dinding Penahan Tanah dengan Beban Dinamis
 (b) Diagram Gaya-gaya Dinamis pada Metode Mononobe-Okabe

2.5.5.2. Eksperimen Sherif and Fang (1984)

Sherif and Fang (1984) menyelesaikan masalah stabilitas dinding penahan *rigid* menggunakan gabungan solusi analitis berbasis perpindahan (dinding diijinkan mengalami rotasi pada bagian puncak dinding) dan metode eksperimen dengan menggunakan *shaking table* untuk mengetahui distribusi tekanan aktif dinamis pada suatu dinding penahan tanah *rigid*. *Shaking table* terbuat dari material baja dengan ukuran panjang 3 m, lebar 2,4 m dan dalam 1,94 m. *Soil box* diletakkan di atas *shaking-table* dengan dimensi panjang 2,4 m, lebar 1,8 m dan tinggi 1,2 m. Model *retaining wall* terbuat dari material aluminium dengan ukuran lebar 1 m, tinggi 1 m dan tebal 127 mm. Ada 6 buah *soil pressure transducers* dipasang pada model dinding penahan tanah untuk mengukur besar tekanan tanah. Skema sistem uji model *retaining wall* dapat dilihat pada Gambar 2-21.

Hasil eksperimen ini berupa grafik distribusi tekanan tanah aktif dinamis sebagai fungsi dari percepatan yang ditunjukkan pada Gambar 2-22. Grafik distribusi tekanan tanah aktif dinamis diperoleh dari hasil pengamatan nilai pada *soil pressure transducer*,



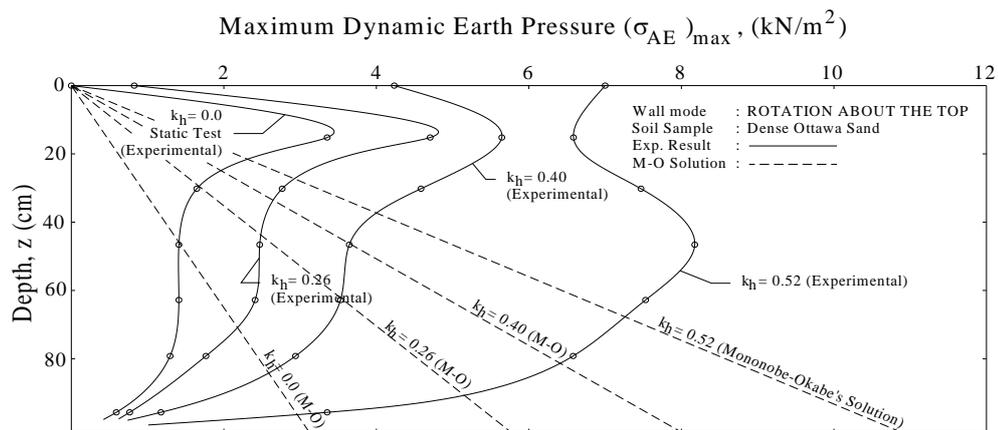
Gambar 2-21 (a). *Shaking Table* dan Model Dinding (Sherif and Fang, 1984)
 (b). Penempatan *Soil Pressure Transducers* di Belakang Model Dinding (Sherif and Fang, 1984)

jadi tidak melihat pergerakan butiran tanah yang nyata dari eksperimen. Pada Gambar 2-22 diperlihatkan bahwa pada bagian bawah dinding nilai tekanan tanah adalah minimum.

Pada bagian puncak, besarnya tekanan meningkat sesuai dengan kenaikan akselerasi. Hasil eksperimen ini membuktikan bahwa distribusi tekanan tanah dinamis sesuai dengan prediksi Scott (1973), Matsuo and Ohara (1960) dan Wood (1973).

Dari eksperimen disimpulkan bahwa:

- 1) Distribusi tekanan aktif dinamis di belakang dinding penahan tanah yang berotasi pada bagian puncaknya adalah non-linear dan besarnya tekanan ini mendekati nol pada bagian dasar dinding. Dari permukaan hingga sepertiga bagian atas dinding tekanan tanah aktif dinamis menunjukkan peningkatan.
- 2) Tekanan aktif dinamis pada permukaan tidak nol tetapi besarnya meningkat seiring dengan kenaikan tingkat percepatan yang dialami.

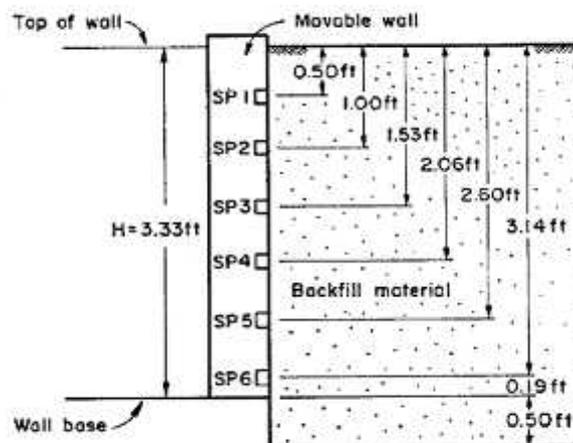


Gambar 2-22. Distribusi Tekanan Tanah Aktif Dinamis, Hasil Uji *Shaking Table* (Sherif and Fang, 1984)

- 3) Perkiraan titik tangkap tekanan aktif dinamis total berjarak $0.55H$ dari dasar dinding tetapi tidak bergantung juga pada tingkat percepatan.

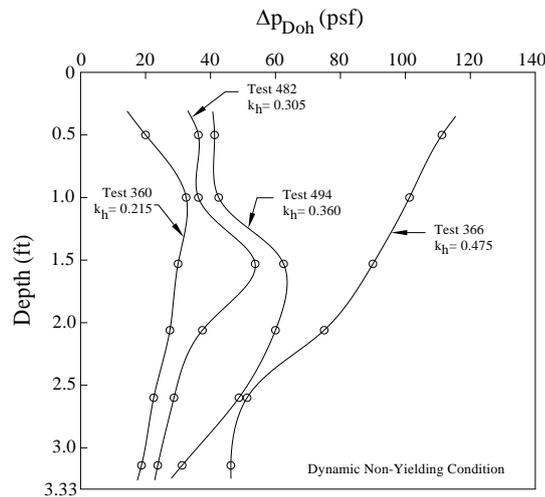
2.5.5.3. Eksperimen Ishibashi and Fang (1987)

Ishibashi and Fang (1987) menyelesaikan masalah stabilitas dinding penahan *rigid* menggunakan gabungan metode analitis berbasis perpindahan dan metode eksperimen. Eksperimen tersebut dilakukan menggunakan *shaking table* dengan model dinding penahan tanah graviti. Eksperimen ini dilakukan pada tanah kering dan non-koheusif, sedangkan dinding diijinkan mengalami berbagai pergerakan seperti translasi, rotasi bagian dasar dinding, rotasi pada bagian puncak dinding dan kombinasinya. Sama seperti yang terdahulu, dimensi *soil bin*: panjang 2,4 m, lebar 1,8 m dan tinggi 1,2 m. Posisi *soil pressure transducer* ditunjukkan pada Gambar 2-23.



Gambar 2-23. Penempatan *Soil Pressure Transducers* di Belakang Model Dinding, 1 ft = 305 mm (Ishibashi and Fang, 1987)

Parameter yang digunakan pada eksperimen ini antara lain gaya gravitasi, gaya dalam akibat berat sendiri, kekuatan geser tanah dan tegangan elastis. Distribusi tekanan lateral pada dinding tiap kedalaman ditunjukkan pada Gambar 2-24 (Ishibashi and Fang, 1987).



Gambar 2-24. Distribusi Tekanan Lateral Dinamis pada Dinding *Non-yielding* (Ishibashi and Fang, 1987)

Dari eksperimen ini dapat disimpulkan bahwa :

- 1) Saat rotasi pada bagian dasar dinding, distribusi tekanan tidak linear. Di dekat dasar dinding terdapat daerah tegangan residual yang tinggi karena adanya perpindahan dinding, karenanya titik tangkap tekanan aktif lebih rendah dari sepertiga tinggi dinding.
- 2) Saat rotasi pada bagian puncak dinding, distribusi tekanan tidak linear. Terdapat daerah yang mempunyai tegangan tinggi di dekat bagian atas dinding akibat tanah yang meruncing, dan area yang mempunyai tegangan yang rendah pada dasar dinding akibat pergeseran dinding. Konsekuensinya titik tangkap tekanan total aktif dinamis lebih tinggi dari sepertiga tinggi dinding.

Grafik distribusi tekanan tanah lateral dinamis pada Gambar 2-24 diperoleh dari hasil pengamatan nilai pada *soil pressure transducer*, jadi tidak melihat dari pergerakan butiran tanah yang nyata dari eksperimen yang dilakukan.

2.5.5.4. Analisis Sumiartha (2002)

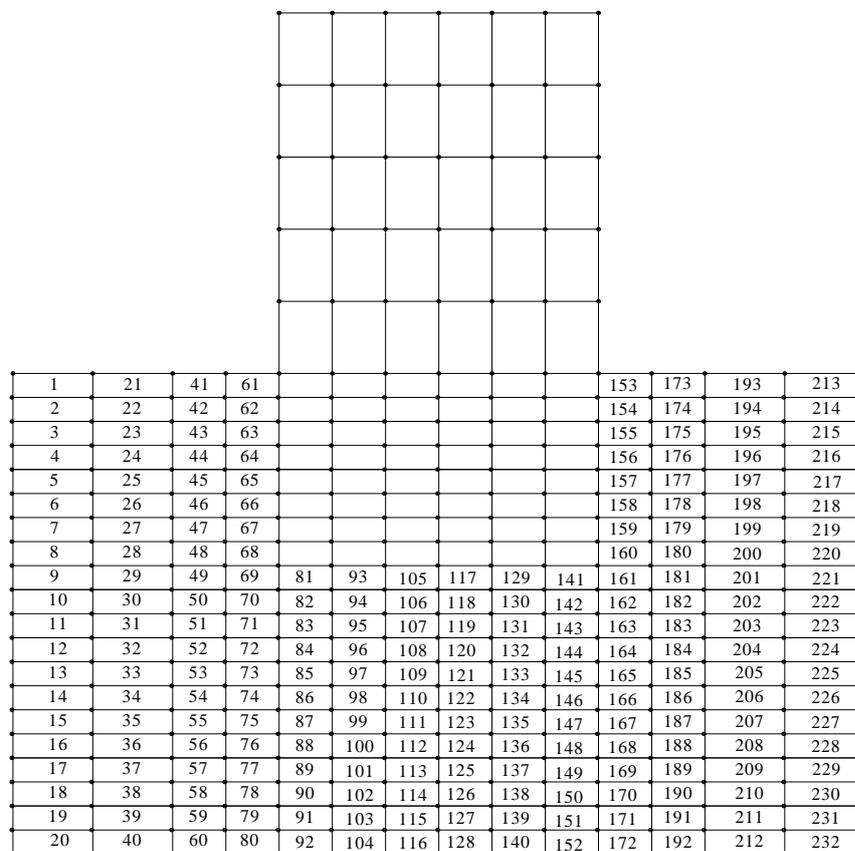
Analisis ini menggunakan metode numerik didasarkan pada metoda elemen hingga dengan bantuan program komputer dua dimensi yaitu **FLUSH**, disini diteliti distribusi

tekanan tanah lateral akibat beban dinamis pada dinding *basement*. Kondisi tanah yang dianalisis adalah homogen dengan beberapa variasi yaitu terhadap percepatan batuan dasar, frekuensi *input motion*, kedalaman *basement* serta kedalaman batuan dasar. *Input motion* yang digunakan merupakan *input motion* sintetik untuk wilayah Denpasar dan Jakarta. Pemodelan elemen hingga dinding *basement* ditunjukkan pada Gambar 2-25.

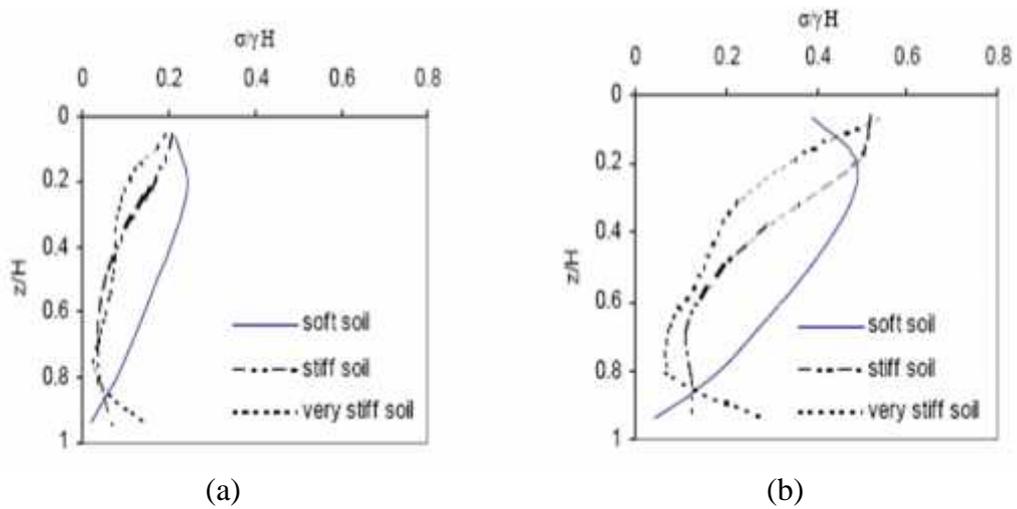
Distribusi tekanan tanah lateral pada dinding *basement* dipengaruhi oleh besarnya pergerakan tanah yang mempengaruhi kondisinya. Untuk tanah keras sampai sangat keras, hasil analisis menunjukkan bahwa percepatan batuan dasar mempengaruhi tekanan tanah lateral seismik maksimum di sekitar permukaan dan dasar *basement* (lihat Gambar 2-26). Untuk tanah lunak, distribusi tekanan tanah lateral mencapai nilai maksimum kira-kira kedalaman 1/3 dari kedalaman *basement* dan kemudian menurun di bawah kedalaman tersebut sampai ke dasar *basement*.

2.5.5.5. Metode Wangsadinata (2002)

Metode yang dikembangkan adalah metode perhitungan (metode analitis) tekanan tanah pada dinding *basement* dengan pendekatan deformasi statik.



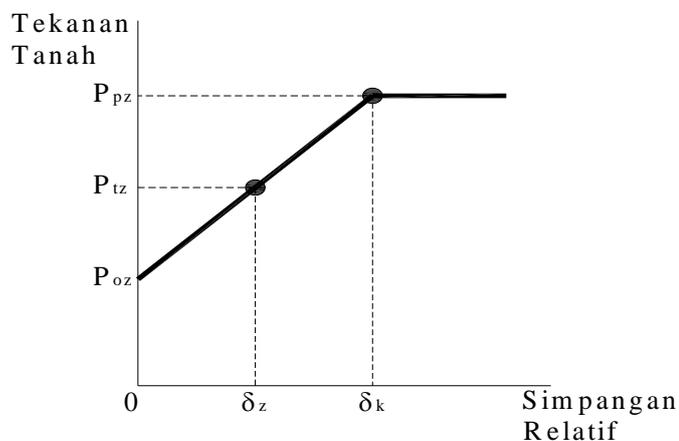
Gambar 2-25. Pemodelan Elemen Hingga Program FLUSH (Sumiartha, 2002)



Gambar 2-26. Distribusi Tekanan Lateral Seismik pada *Basement* dengan Variasi Kondisi Tanah dan PBA (a) PBA = 0.1 g (b) PBA = 0.2 g (Sumiartha, 2002)

Saat terjadi gempa, timbul/ada perbedaan fasa dalam gerakan tanah dan struktur, sebab dua media ini berbeda kekakuannya. Perbedaan simpangan ini menyebabkan tekanan tanah di *basement* berubah-ubah. Pada saat simpangannya mencapai suatu nilai kritis tertentu, maka nilai tekanan lateral akan mencapai nilai maksimum, yaitu pada kedalaman z dari muka tanah.

Perbedaan simpangan antara *basement* dan tanah akibat beban gempa serta tekanan tanah yang bekerja pada dinding *basement* diidealisasikan sebagai diagram bilinear (lihat Gambar 2-27). Berdasarkan idealisasi ini, maka pada kedalaman tertentu z dari muka tanah, perbedaan simpangan antara tanah dan *basement* terjadi sebesar δ . Besar tekanan tanah pada kedalaman tertentu dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.43 dan Persamaan 2.44 dengan melihat Gambar 2-28.



Gambar 2-27. Hubungan Bilinear antara Simpangan Relatif *Basement*-Tanah dan Tekanan Tanah pada Dinding *Basement* Akibat Gempa (Wangsadinata, 2002)

a) Untuk $\delta_z < \delta_k$: (lihat Persamaan 2.43)

$$p_{tz} = p_{oz} + \frac{\delta_z}{\delta_k} (p_{pz} - p_{oz}) \quad (2.43)$$

dengan:

δ_z = simpangan relatif *basement* –tanah pada kedalaman z, akibat gempa

δ_k = simpangan kritis *basement* – tanah untuk setiap kedalaman z

p_{tz} = tekanan tanah pada dinding *basement* pada kondisi simpangan relatif δ_z

p_{oz} = tekanan tanah pada dinding *basement* pada kondisi simpangan relatif nol (*soil pressure at rest*)

p_{pz} = tekanan tanah pasif pada kedalaman z pada kondisi simpangan kritis δ_k

b) Untuk $\delta_z \geq \delta_k$: (lihat Persamaan 2.44)

$$p_{tz} = p_{pz} = p + \gamma z \quad (2.44)$$

dengan, p adalah beban atas (terfaktor) terbagi rata pada muka tanah dan γ adalah berat volume tanah (efektif kalau terendam).

Sebagai pendekatan, simpangan kritis antara *basement* dan tanah untuk setiap kedalaman z dapat diambil sebesar: (lihat Persamaan 2.45)

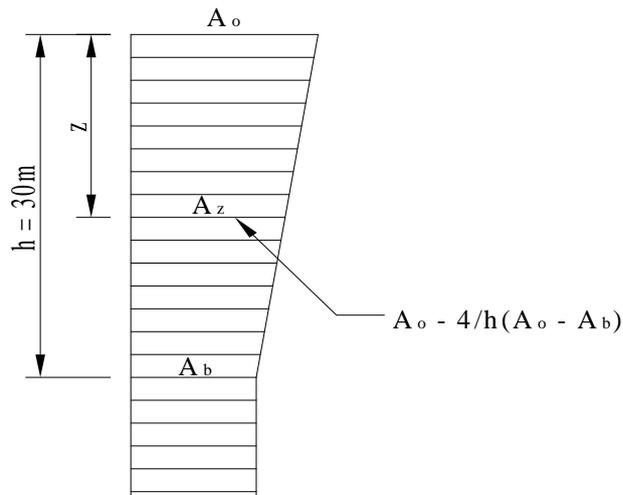
$$\delta_k = 0.01H \leq 50 \text{ mm} \quad (2.45)$$

dengan H adalah kedalaman *basement*.

Besarnya simpangan kolom tanah terhadap *basement* pada kedalaman z tersebut adalah: (lihat Persamaan 2.46)

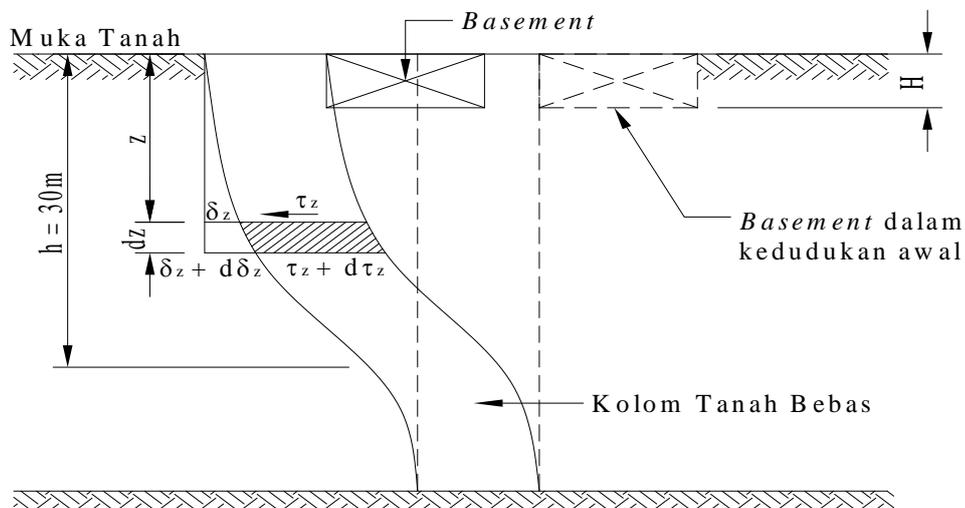
$$\delta_z = \frac{\gamma}{G} \left\{ \frac{1}{2} A_o z^2 - \frac{z^3}{6h} (A_o - A_b) \right\} \quad (2.46)$$

dengan G adalah modulus geser tanah, γ merupakan berat volume tanah, A_o adalah percepatan puncak muka tanah, A_b adalah percepatan puncak batuan dasar dan A_z adalah percepatan puncak pada kedalaman z akibat gempa, sebagaimana diekspresikan pada Gambar 2-28. Persamaan 2.46 diperoleh dengan melakukan pendekatan statik yaitu meninjau sebuah kolom tanah bebas di samping *basement* di antara muka tanah dan batuan dasar yang mengalami simpangan terhadap *basement* akibat suatu gelombang geser gempa yang merambat dari suatu batuan dasar ke muka tanah.



Gambar 2-28. Distribusi Percepatan Puncak Tanah Akibat Gempa (dalam g) (Wangsadinata, 2002)

Dengan meninjau elemen kecil dari kolom tanah bebas pada kedalaman z setebal dz . Bidang atas elemen menyimpang sebesar δ_z sedangkan bidang bawahnya menyimpang sebesar $\delta_z + d\delta_z$ (lihat Gambar 2-29).

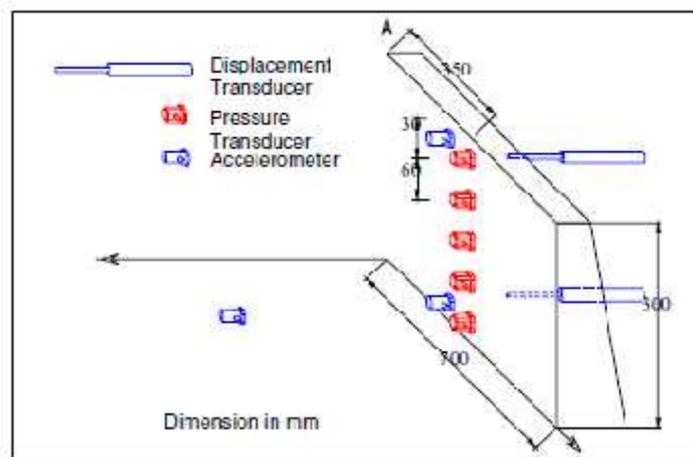


Gambar 2-29. Kolom Tanah Bebas di Samping *Basement* yang Menyimpang ke Samping Akibat Gempa (Wangsadinata, 2002)

2.5.5.6. Eksperimen Lo Grasso et al. (2004)

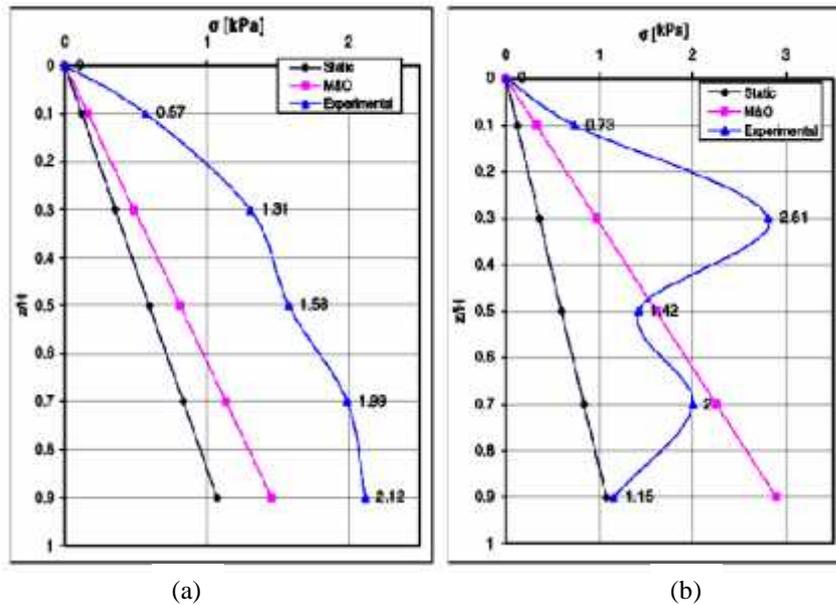
Lo Grasso et al. (2004) melakukan eksperimen untuk membuktikan bahwa distribusi tekanan tanah dinamis saat gempa tidak linear dan dipengaruhi oleh sudut gesek tanah dengan dinding penahan tanah, dimana letak titik tangkapnya juga tergantung pada pergerakan dinding penahan tanah selama eksitasi. Sama dengan eksperimen terdahulu menggunakan *shaking table* yang terdiri dari rangka dan plat baja serta model dinding

penahan tanah tipe gravitasi. *Shaking table* terbuat dari material baja dengan dimensi: panjang 2 m, lebar 1 m, tebal 80 mm dan didukung oleh 4 roda yang bergerak di atas rel yang dibatasi hanya dalam satu arah. Kotak uji terbuat dari material gelas dengan ukuran panjang 1 m, lebar 0,7 m dan tebal 10 mm. Model dinding penahan tanah gravitasi dengan tinggi 30 cm, terbuat dari material beton. Material dinding penahan tanah gravitasi dari beton sedangkan tanah timbunan adalah pasir kering dengan kerapatan relatif (D_r) 75 %. *Soil pressure transducer* dipasang sebanyak 5 buah dengan jarak 6 cm. *Displacement transducer* dua buah dipasang di bagian puncak dan samping dinding dan tiga buah *accelerometer* dipasang di bagian atas dinding, bagian bawah dinding dan di dasar dinding. Gambar 2-30 menunjukkan seperangkat alat eksperimental yang digunakan Lo Grasso et al. (2004).



Gambar 2-30. Posisi Instrumen *Displacement Transducer*, *Pressure Transducer* dan *Accelerometer* (Lo Grasso et al., 2004)

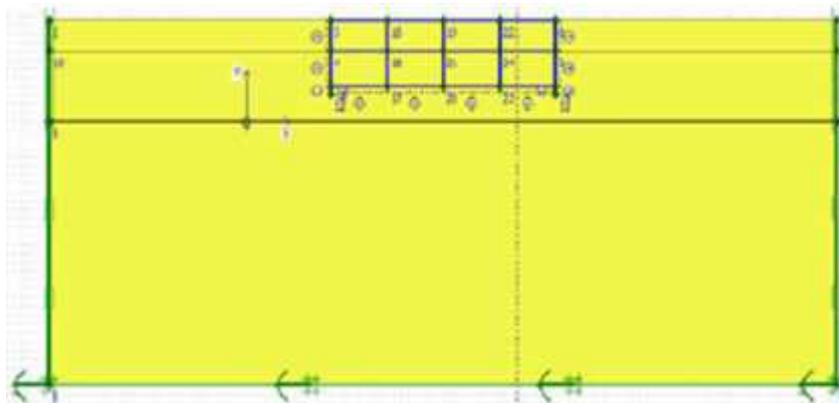
Hasil percobaan menunjukkan bahwa (lihat Gambar 2-31), perpindahan elastik pada dinding penahan tanah tergantung pada besarnya nilai sudut gesek antara tanah dan dinding penahan tanah, khususnya pada tahap awal pergerakan. Jika rotasi terjadi di dasar dinding, distribusi tekanan tanah dinamis tidak linear dimana titik tangkapnya berada dekat dengan dasar dinding. Sedangkan jika rotasi bekerja pada bagian puncak, distribusi tekanan tidak linear sepanjang kedalaman, titik tangkapnya berada disekitar bagian puncak dinding dan nilainya lebih tinggi dari prediksi dengan metoda Mononobe-Okabe.



Gambar 2-31.(a) Distribusi Tekanan Dinamis untuk Rotasi di Dasar Dinding
 (b) Distribusi Tekanan Dinamis untuk Rotasi di Puncak Dinding
 (Lo Grasso et al., 2004)

2.5.5.7. Analisis Gouw et al. (2013)

Peneliti melakukan analisis beban gempa pada dinding besmen dengan pemodelan *pseudo-static* dan pemodelan analisis dinamis dengan menggunakan program elemen hingga Plaxis 2D. Struktur besmen dibuat dari beton dengan ketebalan dasar besmen 40 cm dan ketebalan dinding besmen 20 cm. Beban dinamis berupa *time histories* gempa dengan percepatan sebesar 0,25 g selama 10 detik yang diaplikasikan pada kedalaman 30 m. Tanah pendukung besmen adalah pasir yang dimodelkan dengan model tanah Mohr-Coulomb dan perilaku tanah undrained. Gambar 2-32 menunjukkan pemodelan besmen dalam Plaxis 2D.



Gambar 2-32. Pemodelan Besmen dalam Plaxis (Gouw et al., 2013)

Hasil analisis dengan menggunakan program Plaxis 2D menunjukkan bahwa perhitungan gaya gempa pada besmen lebih besar jika dibandingkan dengan menggunakan metode Mononobe-Okabe dan metode Seed-Whitman. Akan tetapi jika dibandingkan dengan metode Wood maka hasil perhitungan gaya gempa pada besmen dengan program Plaxis 2D lebih kecil.

2.6. Analisis Statis Ekivalen

Analisis stabilitas lereng dengan beban statis, mempunyai tujuan untuk membandingkan nilai tahanan lereng dengan nilai gaya yang melongsorkan akibat adanya gravitasi. Gaya-gaya tersebut bekerja relatif terhadap bidang longsor yang ditinjau.

Dalam analisis statis ekivalen untuk beban dinamis, gaya-gaya yang bekerja akibat beban statis adalah sama dengan analisis stabilitas lereng dan ditambah dengan beban inersia akibat percepatan gempa. Percepatan gempa yang diambil adalah nilai maksimum dari catatan gempa atau sesuai dengan standar yang berlaku.

Metoda statis ekivalen yang dipergunakan untuk analisis dinamis kestabilan lereng adalah serupa teori keseimbangan gaya-gaya pada sebuah bidang datar dengan mengaplikasikan gaya dimanik ekivalen tambahan. Keseimbangan gaya yang bekerja menyangkut adanya keseimbangan antara gaya aksi dan reaksi (penahan).

Pada bidang keruntuhan bekerja gaya berat sendiri (W) akibat gravitasi. Akibat beban dinamis, timbul gaya inersia yang bekerja di pusat masa dengan arah vertikal dan horizontal (lihat Gambar 2-33). Nilai gaya dinamis horizontal dan vertikal yang bekerja pada pusat massa itu adalah sebesar: (lihat Persamaan 2.47a dan Persamaan 2.47b)

$$F_h = W (a_h / g) \quad (2.47a)$$

$$F_v = W (a_v / g) \quad (2.47b)$$

dengan:

F_h = gaya akibat gempa pada arah horizontal

F_v = gaya akibat gempa pada arah vertikal

a_h = akselerasi gempa pada arah horizontal (m/dt²)

a_v = akselerasi gempa pada arah vertikal (m/dt²)

g = percepatan gravitasi (dapat diambil = 9.81 m/dt²)

W = berat benda

Dalam analisis stabilitas lereng akibat gempa, umumnya gaya inersia gempa yang bekerja paling dominan adalah pada arah horizontal. Dengan demikian maka dapat digambarkan gaya inersia tambahan pada arah horizontal, F_h . Untuk memudahkan dalam menguraikan gaya-gaya tersebut, maka secara ilustrasi gaya-gaya yang bekerja dapat dipisahkan menjadi menjadi dua bagian, yaitu gaya-gaya statis dan dinamis, seperti pada Gambar 2-33.

Akibat adanya sudut kemiringan (γ), maka gaya-gaya yang bekerja harus diuraikan menurut arahnya terhadap bidang kelongsoran (yaitu tegak/normal dan sejajar/tangensial terhadap bidang kelongsoran).

Selanjutnya gaya-gaya yang bekerja adalah: (lihat Persamaan 2.48 dan Persamaan 2.49)

Gaya statis:

- Arah tangensial:

$$W_T = W \sin \gamma \quad (\rightarrow) \quad (2.48a)$$

- Arah normal

$$W_N = W \cos \gamma \quad (\downarrow) \quad (2.48b)$$

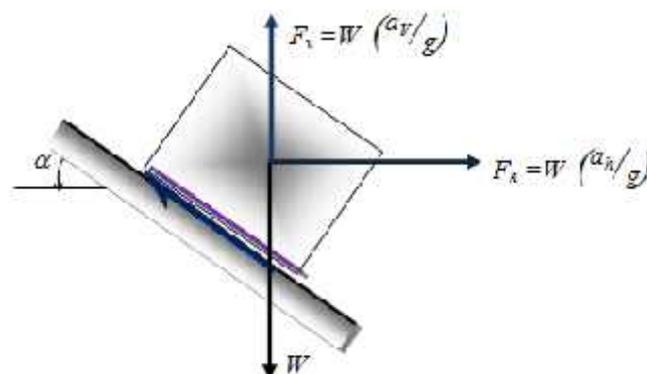
Gaya dinamis:

- Arah tangensial:

$$F_T = F_h \cos \gamma \quad (\rightarrow) \quad (2.49a)$$

- Arah normal

$$F_N = F_h \sin \gamma \quad (\uparrow) \quad (2.49b)$$



Gambar 2-33. Gaya Aksi pada Bidang Kemiringan (Kramer, 1996)

Selanjutnya gaya-gaya dalam arah yang sama dapat dijumlahkan secara langsung dan sebaliknya untuk gaya yang mempunyai arah berlawanan akan saling mengurangi. Dengan meninjau kembali Gambar 2-33 dan memasukkan Persamaan 2.47 ke dalam Persamaan 2.49, maka dapat dituliskan gaya-gaya yang bekerja adalah (lihat Persamaan 2.50a dan Persamaan 2.50b):

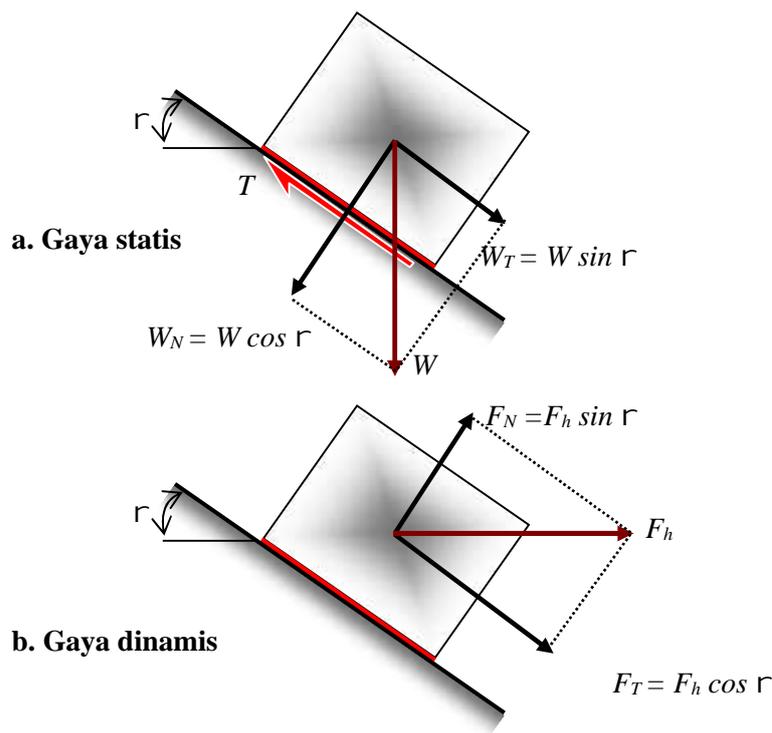
- Arah tangensial

$$T = W \sin \gamma + W (a_h / g) \cos \gamma \quad (2.50a)$$

dan:

- Arah normal

$$N = W \cos \gamma - W (a_h / g) \sin \gamma \quad (2.50b)$$



Gambar 2-34. Gaya Normal dan Tangensial pada Bidang Geser

Gaya-gaya yang bekerja (akibat beban dinamis) pada sistem dinding penahan tanah termasuk massa tanah yang bergerak dapat ditentukan dengan perhatikan Gambar 2-35.

Dengan memperhatikan gaya-gaya yang bekerja pada sebuah dinding penahan tanah seperti pada Gambar 2-34, nilai faktor keamanan terhadap guling dan geser pada sistem dinding penahan tanah dapat ditentukan sebagai berikut (Persamaan 2.51):

$$SF = \frac{M_R}{M_O} \text{ dan } SF = \frac{\sum T_R}{\sum H_s} \quad (2.51)$$

dimana:

W = gaya akibat berat (gravitasi)

F = gaya-gaya akibat percepatan gempa (massa x percepatan gempa)

T = gaya-gaya akibat pergeseran dua bidang

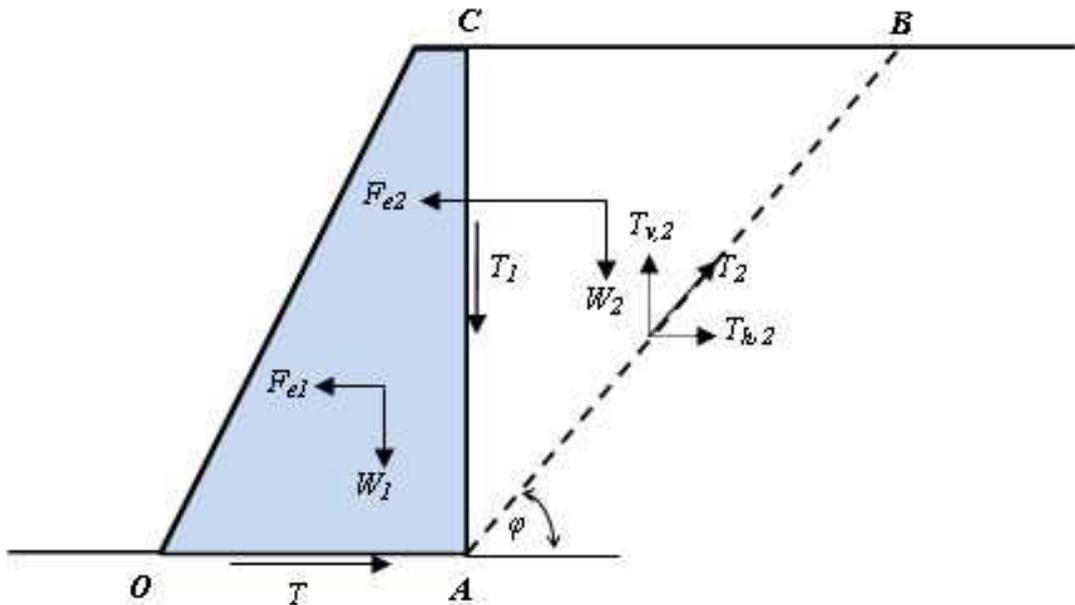
N = $W_2 \cos$

dT_R = gaya-gaya penahan geser

dH_s = gaya-gaya penyebab pergerakan geser

M_R = momen penahan guling di ujung (tumpukan) dinding

M_O = momen pengguling di ujung (tumpukan) dinding



Gambar 2-35. Gaya-gaya Akibat Beban Dinamis

Besarnya gaya-gaya yang bekerja dapat dihitung sebagai berikut:

W_1 = (Volume penampang dinding) \times $X_{dinding}$

W_2 = (Volume penampang/bidang tanah longsor) \times X_{tanah}

F_{e1} = (Volume penampang dinding) \times $X_{dinding} \times (a_{max}/g)$

$$= W_1 \times (a_{max}/g)$$

$$F_{e2} = (\text{Volume penampang bidang tanah longsor}) \times \chi_{tanah} \times (a_{max}/g)$$

$$= W_2 \times (a_{max}/g)$$

$$T_1 = F_{e2} \times \tan(\delta)$$

dengan δ adalah sudut gesek antara dinding dengan tanah timbunan

$$T_2 = W_2 \times \cos \alpha \times \tan \varphi$$

$$T_{v,2} = T_2 \times \sin \alpha$$

$$= W_2 \times \cos \alpha \times \tan \varphi \times \sin \alpha = W_2 \times \cos \alpha \times \sin \alpha \times \tan \varphi$$

$$T_{h,2} = T_2 \times \cos \alpha$$

$$= W_2 \times \cos \alpha \times \tan \varphi \times \cos \alpha = W_2 \times \cos^2 \alpha \times \tan \varphi$$

$$T = c \times \overline{OA} + W_1 \times (\tan \delta_{dasar})$$

dengan c adalah nilai kohesi tanah dasar dan δ_{dasar} adalah sudut gesek dalam tanah dasar

δ = sudut longsor di titik singgung kurva kelongsoran

φ = sudut gesek dalam tanah

2.7. Plaxis Dinamis

PLAXIS adalah sebuah paket program yang disusun berdasarkan metode elemen hingga yang telah dikembangkan secara khusus untuk melakukan analisis deformasi dan stabilitas dalam bidang rekayasa geoteknik. Prosedur pembuatan model secara grafis yang mudah memungkinkan pembuatan suatu model elemen hingga yang rumit dapat dilakukan dengan cepat, sedangkan berbagai fasilitas yang tersedia dapat digunakan untuk menampilkan hasil komputasi secara detail. Proses perhitungannya sendiri sepenuhnya berjalan secara otomatis dan didasarkan pada prosedur numerik yang handal (Brinkgreve, 2005).

Prosedur untuk analisis menggunakan Plaxis serupa dengan prosedur analisis statik. Prosedur ini memerlukan pembuatan model geometrik, penyusunan jaring elemen, perhitungan tegangan awal, penentuan dan pelaksanaan perhitungan, serta evaluasi dari hasil yang diperoleh. Pada analisis dinamis, inersia lapisan tanah dan variasi beban dinamis terhadap waktu dimasukkan kedalam model dinamis.

2.7.1. Masukan Program Plaxis

Sebuah proyek baru yang menggunakan analisis menurut Plaxis Dynamics 8 (Brinkgreve, 2005), diawali dengan melakukan Pengaturan Global. Hal ini dilakukan dengan tujuan untuk menentukan kondisi dasar dari proyek tersebut. Dalam permasalahan gempa, sumber beban dinamis umumnya diberikan sepanjang dasar dari model untuk menghasilkan gelombang geser yang merambat ke permukaan tanah. Jenis permasalahan seperti ini umumnya disimulasikan dengan menggunakan model regangan-bidang (plane strain), dimana pada model ini tidak memperhitungkan redaman geometris. Oleh karena itu, redaman material perlu digunakan untuk memperoleh hasil yang realistis.

Parameter elastik dimasukkan di dalam menu *Material Properties* dengan menggunakan model material Mohr-Coulomb atau model material linear elastis, dimana pada kedua model material ini dapat dimasukkan nilai kecepatan gelombang primer (\hat{c}_p) dan kecepatan gelombang geser (\hat{c}_s) atau dengan memasukkan nilai modulus elastisitas (E) dan Poisson rasio ($\hat{\nu}$), maka secara otomatis program akan menghitung cepat rambat gelombang tekan dan geser sebagaimana dipresentasikan pada Persamaan 2.52 dan Persamaan 2.53.

$$\hat{c}_p = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\dots}} \quad (2.52)$$

$$\hat{c}_s = \sqrt{\frac{G}{\dots}} \quad (2.53)$$

dimana :

$$E_{oed} = \frac{(1-\hat{\nu})E}{(1+\hat{\nu})(1-2\hat{\nu})}; \quad G = \frac{E}{2(1+\hat{\nu})}; \quad \dots = \frac{\chi}{g}$$

dengan G adalah modulus geser, χ adalah kepadatan material dan E_{oed} adalah modulus oedometer, E adalah modulus Young, $\hat{\nu}$ adalah Poisson rasio dan χ adalah berat volume tanah dan g adalah percepatan gravitasi (9,8 m/det²). Data material seperti modulus elastisitas material tanah, Poisson's ratio dan sudut gesek internal tanah bisa diadopsi dari Tabel 2.2.

Tabel 2.2. Parameter Elastik Tanah (Das, 1990;1994)

Jenis Tanah	Modulus Elastisitas, E (kN/mm ²) x 10 ² , Das (1990)	Poisson's Ratio, Das (1990)	φ(deg) Das et al. (1994)
Pasir lepas	1,035 – 2,415	0,20 – 0,40	30 - 35
Pasir medium	1,725 – 2,76	0,25 – 0,40	35 - 40
Pasir padat	3,45 – 5,52	0,30 – 0,45	40 - 45
Pasir kelauan	1,035 – 1,725	0,20 – 0,40	
Pasir dan kerikil	6,9 – 17,25	0,15 – 0,35	34 - 48
Lempung lunak	0,207 – 0,518		
Lempung sedang	0,518 – 1,035	0,20 – 0,50	
Lempung kaku	1,035 – 2,415		

Keterangan : Nilai Sudut gesek Internal Pasir Kondisi Kering

2.7.2. Perhitungan Dinamis Pada Plaxis

Pada tahap perhitungan, pemilihan opsi *Dynamic Analysis* secara otomatis akan memberikan opsi perhitungan *Automatic Time Stepping*. Dengan program Plaxis dapat dilakukan analisis dinamis setelah rangkaian perhitungan plastik. Meskipun demikian, terdapat beberapa batasan sebagai berikut:

- 1) Analisis dinamis tidak dapat dilakukan sebagai tambahan pada perhitungan *updated mesh*.
- 2) Pada analisis dinamis, tidak dapat dipilih tipe pembebanan *Staged Construction*.

Parameter analisis dinamis yang dapat diatur dalam program adalah:

- 1) Langkah waktu (*Time Stepping*)

Langkah waktu yang digunakan pada perhitungan dinamis adalah konstan dan didefinisikan sebagai $u_t = \frac{\Delta_t}{n * m}$, dimana Δ_t adalah durasi beban dinamis (*interval waktu*), n adalah jumlah *langkah tambahan* dan m adalah jumlah *sub-langkah dinamis*.

- 2) Interval waktu (*Time Interval*)

Untuk setiap tahap perhitungan, harus ditentukan *interval waktu* pada lembar tab *parameter*. Perkiraan waktu akhir akan dihitung secara otomatis dengan menambahkan interval waktu pada seluruh tahap secara berurutan. Apabila seluruh perhitungan telah selesai, maka dapat diperoleh waktu akhir perhitungan.

- 3) Langkah tambahan (*Additional Steps*)
Plaxis menyimpan hasil perhitungan pada beberapa langkah. Secara pra-pilih, nilai *langkah tambahan* adalah 100, tetapi dapat pula dimasukkan nilai antara 1 hingga 250.
- 4) Menghapus langkah sebelumnya (*Delete Intermediate Steps*)
Pada program Plaxis, dapat ditampilkan animasi hasil perhitungan dari analisis dinamis. Apabila yang ingin ditampilkan tidak hanya kondisi awal dan akhir perhitungan, maka seluruh steps harus tetap disimpan. Sebaliknya apabila yang ingin ditampilkan hanya kondisi awal dan akhir, maka opsi ini tidak dipilih.

Parameter prosedur iterasi yang perlu dikonfigurasi secara manual adalah :

- 1) Sub-langkah dinamis (*Dynamic Sub Steps*)
Untuk setiap *Additional Steps*, Plaxis menghitung jumlah *sub steps* yang dibutuhkan untuk mencapai waktu akhir yang telah diestimasi dengan akurasi yang berdasarkan pada *mesh* yang dibangkitkan dan $u_{t(critical)}$ (*critical time step*) hasil perhitungan. Oleh karena metode integrasi waktu yang digunakan dalam Plaxis adalah metode iterasi implisit, maka *time step* yang digunakan pada perhitungan memiliki keterbatasan.
- 2) Rayleigh Alpha dan Beta.
Redaman material pada tanah disebabkan oleh properti viskositas, friksi dan plastisitas. Pada model tanah dalam Plaxis, viskositas tidak dimasukkan ke dalam model, oleh karena itu diasumsikan redaman material berupa global (global dumping), yang proporsional terhadap massa dan kekakuan sistem (redaman Rayleigh) sebagaimana ditampilkan dalam Persamaan 2.54.

$$[C]=r[M]+s[K] \quad (2.54)$$

Dengan C adalah redaman, M adalah massa dan K adalah kekakuan. r (alpha) dan s (beta) merupakan koefisien redaman Rayleigh. Rayleigh alpha adalah parameter yang menentukan pengaruh kekakuan terhadap redaman sistem. Semakin tinggi nilai beta, maka frekuensi yang lebih tinggi akan teredam.

- 3) Newmark Alpha () dan Beta ()
Parameter Newmark Alpha dan Beta adalah konfigurasi prosedur iterasi untuk integrasi waktu secara numerik berdasarkan skema integrasi implisit Newmark.

Untuk mencapai solusi yang stabil, maka parameter ini harus memenuhi kondisi sebagai berikut: Newmark $s \geq 0,5$ dan Newmark $r \geq 0,25(0,5+s)^2$.

- a. Untuk skema percepatan rata-rata dapat digunakan konfigurasi standar, yaitu $r = 0,25$ dan $s = 0,5$.
- b. Untuk skema redaman Newmark dapat digunakan nilai $r = 0,3025$ dan $s = 0,6$

4) Batas C_1 dan C_2

C_1 dan C_2 adalah koefisien relaksasi yang digunakan untuk meningkatkan penyerapan gelombang pada batas penyerap (absorbent boundaries). C_1 merupakan koreksi terhadap disipasi pada arah normal terhadap batas model, sedangkan C_2 pada arah tangensial. Jika pada batas model hanya merambat gelombang tekan dengan arah tegak lurus terhadap batas tersebut, maka relaksasi tidak dibutuhkan ($C_1 = C_2 = 1$). Apabila terdapat juga gelombang geser (yang pada umumnya terjadi), maka koefisien C_2 harus disesuaikan untuk menambah penyerapan gelombang. Nilai default $C_1 = 1$ dan $C_2 = 0,25$.

2.7.2.1. Beban Dinamis

Beban dinamis dapat terdiri dari beban harmonis, beban blok atau beban yang didefinisikan oleh pengguna (berkas ASCII atau berkas SMC untuk model gempa). Masukan beban dinamis dilakukan dalam program Masukan dan serupa dengan masukan beban statis. Selain itu, pengguna harus mengatur sistem beban dinamis dalam program Masukan. Beban dinamis kemudian diaktifkan dalam program Perhitungan dengan menggunakan faktor pengali beban dinamis.

Dalam program Perhitungan, faktor pengali digunakan untuk mengaktifkan beban dinamis. Saat pilihan *analisis dinamis* digunakan, hal ini dimaksudkan untuk menentukan parameter beban harmonis atau untuk membaca faktor pengali beban dinamis dari sebuah berkas data. Pilihan ini hanya tersedia jika beban yang bersangkutan diatur sebagai beban dinamis dalam menu *beban* dari program masukan. Beban aktif yang digunakan dalam perhitungan dinamis merupakan hasil kali antara nilai masukan beban, seperti yang ditentukan dalam program Masukan, dan faktor pengali beban dinamis yang bersangkutan yakni: $Beban\ aktif = Faktor\ pengali\ dinamis \times Nilai\ masukan$ (Brinkgreve, 2005).

2.7.2.2. Beban Harmonis

Dalam PLAXIS, beban harmonis didefinisikan sebagai Persamaan 2.55.

$$F = \hat{M} \cdot \hat{F} \cdot \sin(\hat{S} t + w_0) \quad (2.55)$$

dimana:

\hat{M} = pengali amplitudo

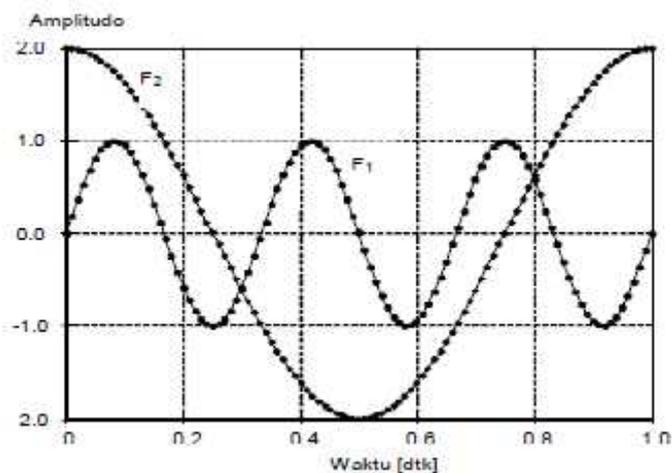
\hat{F} = nilai masukan dari beban

S = $2 f f$

f = frekuensi dalam siklus per satuan waktu dinamis (detik)

w_0 = sudut tahap awal dalam derajat dalam fungsi sinus.

Beban harmonis dapat diterapkan dengan menggunakan pengali beban harmonis. Besarnya beban dan frekuensi masing-masing ditentukan dengan menggunakan *pengali amplitudo* dan *frekuensi*. Sudut tahap beban (*load phase angle*) secara opsional dapat didefinisikan oleh *sudut tahap awal*. Misalnya suatu fungsi beban didefinisikan sebagai: $F_1 = \sin(6f t)$ maka dapat dijelaskan bahwa pengali amplitudo dari fungsi tersebut adalah 1, frekuensinya 3 siklus/dtk dan sudut tahap awal adalah 0. Jika dibandingkan dengan fungsi beban yang didefinisikan sebagai: $F_2 = 2\sin(2f t + f/2)$ maka, fungsi F_2 mempunyai pengali amplitudo 2, frekuensinya 1 siklus/dtk sedangkan sudut tahap awal adalah 90° . Dalam kedua fungsi tersebut, nilai masukan beban, \hat{F} , diatur sebesar 1. Bentuk dari kedua fungsi ini ditunjukkan dalam Gambar 2-36.



Gambar 2-36. Grafik Fungsi Beban Harmonis untuk $F_1 = \sin(6f t)$ dan $F_2 = 2\sin(2f t + f/2)$, (Brinkgreve, 2005)

2.7.3. Keluaran Program Plaxis

Plaxis Dinamis menyediakan berbagai pilihan untuk menampilkan hasil dari suatu perhitungan dinamis.

- 1) Dengan pilihan menu *buat animasi* dalam menu Tampilan, dapat ditampilkan hasil gerakan aktual dari geometri terhadap waktu. Jumlah langkah dalam animasi dapat dipengaruhi oleh jumlah *langkah tambahan* yang ditentukan dalam tahap perhitungan.
- 2) Untuk langkah dinamis tersedia beberapa pilihan kecepatan dan percepatan dalam menu Deformasi. Sehingga dapat dilakukan pemilihan terhadap kecepatan total, percepatan total, komponen horisontal dan komponen vertikal.

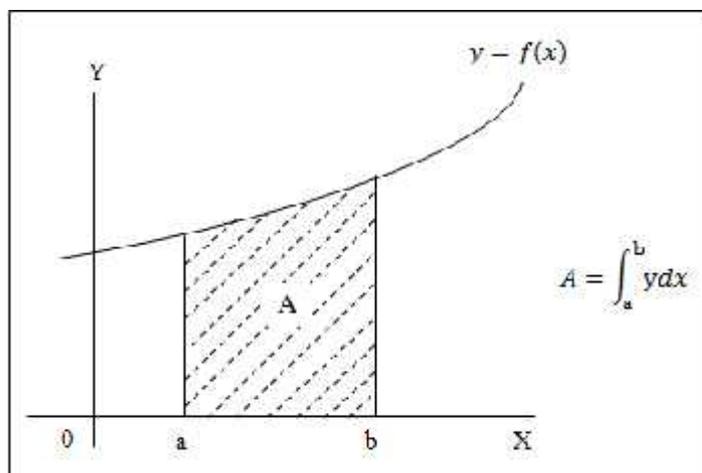
2.8. Luas Bidang, Pusat Berat Bidang, Panjang Kurva dan Kemiringan Garis Singgung Kurva

Konsep integral merupakan inti hitung integral yang sangat luas sekali pemakaiannya. Berbagai bidang ilmu pengetahuan menggunakan konsep ini. Konsep integral dalam bidang teknik sipil antara lain dapat digunakan untuk menghitung luas bidang di bawah kurva, pusat berat bidang, panjang kurva dan kemiringan garis singgung kurva.

2.8.1. Luas Bidang di Bawah Kurva

Luas bidang (A) di bawah kurva yang dibatasi oleh kurva $y = f(x)$, sumbu x dan ordinat di $x = a$ dan $x = b$ dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.56 (lihat Gambar 2.37).

$$A = \int_{(x=a)}^{(x=b)} y dx = \int_a^b y dx \quad (2.56)$$



Gambar 2-37. Luas daerah di bawah kurva yang dibatasi oleh kurva $y = f(x)$, $x = a$ dan $x = b$

2.8.2. Pusat Berat Bidang

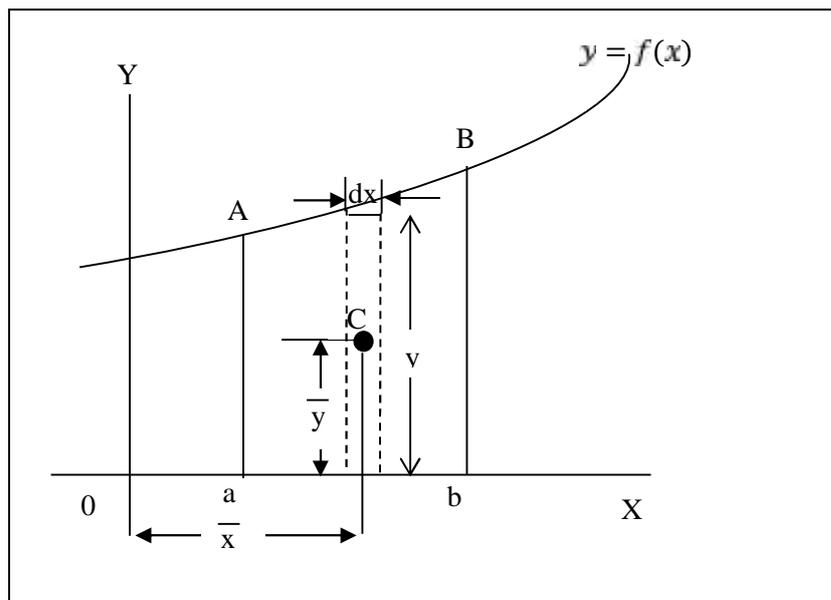
Suatu bentuk bidang yang dibatasi oleh kurva $y = f(x)$, sumbu x dan ordinat di $x = a$ dan $x = b$ dapat ditentukan pusat beratnya dengan memperhatikan Gambar 2.38.

Pusat berat $C(\bar{x}, \bar{y})$ suatu bentuk bidang dapat ditentukan posisinya dengan mengambil suatu pita elementer dan kemudian menghitung momennya yaitu:

- 1) Terhadap OX untuk memperoleh \bar{x} .
- 2) Terhadap OY untuk memperoleh \bar{y} .

Sehingga, diperoleh momen pada sumbu- x diperoleh dengan menggunakan Persamaan 2.57.

$$A.\bar{x} \cong \sum_{x=a}^{x=b} x.y.\omega x \quad (2.57)$$



Gambar 2-38. Koordinat Pusat Berat Bidang yang Dibatasi Oleh Kurva $y = f(x)$, $x = a$ dan $x = b$

Selanjutnya, momen pada sumbu- y diperoleh dengan menggunakan Persamaan 2.58.

$$A.\bar{y} \cong \sum_{x=a}^{x=b} \frac{y}{2} .y.\omega x \quad (2.58)$$

Dengan demikian maka, koordinat pusat berat suatu bentuk bidang yang dibatasi oleh kurva $y = f(x)$, $x = a$ dan $x = b$ diperoleh dengan menggunakan Persamaan 2.59 dan Persamaan 2.60.

$$\bar{x} = \frac{\int_a^b xy dx}{\int_a^b y dx} \quad (2.59)$$

$$\bar{y} = \frac{\frac{1}{2} \int_a^b y^2 dx}{\int_a^b y dx} \quad (2.60)$$

2.8.3. Panjang Kurva

Untuk menentukan panjang busur suatu kurva $y = f(x)$ di antara $x = a$ dan $x = b$ dapat diperoleh dengan memperhatikan Gambar 2-39.

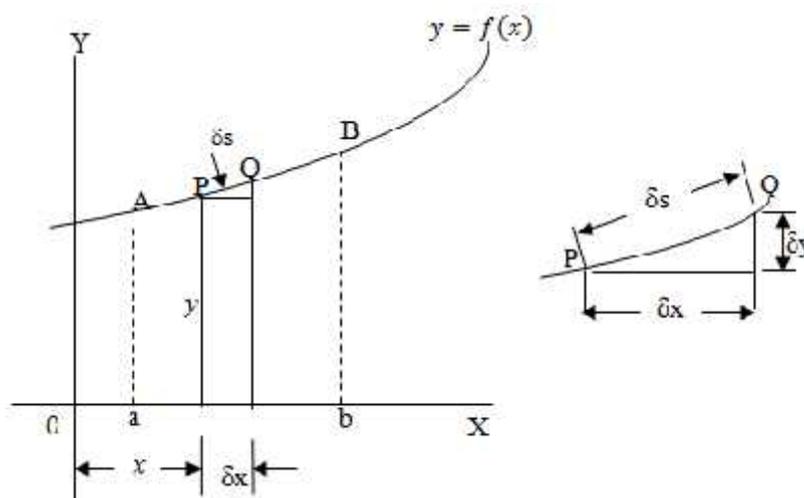
Misalkan P adalah titik (x, y) dan Q adalah titik pada kurva di dekat P. Misalkan pula s = panjang busur kecil PQ. Maka:

$$(us)^2 \cong (ux)^2 + (uy)^2, \quad \text{jadi} \quad \frac{(us)^2}{(ux)^2} \cong 1 + \frac{(uy)^2}{(ux)^2}$$

$$\left(\frac{us}{ux}\right)^2 \cong 1 + \left(\frac{uy}{ux}\right)^2, \quad \text{jadi} \quad \frac{us}{ux} \cong \sqrt{1 + \left(\frac{uy}{ux}\right)^2}$$

Jika $ux \neq 0$ maka, $\frac{ds}{dx} = \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$ sehingga panjang kurva diperoleh dengan

Persamaan 2.61.

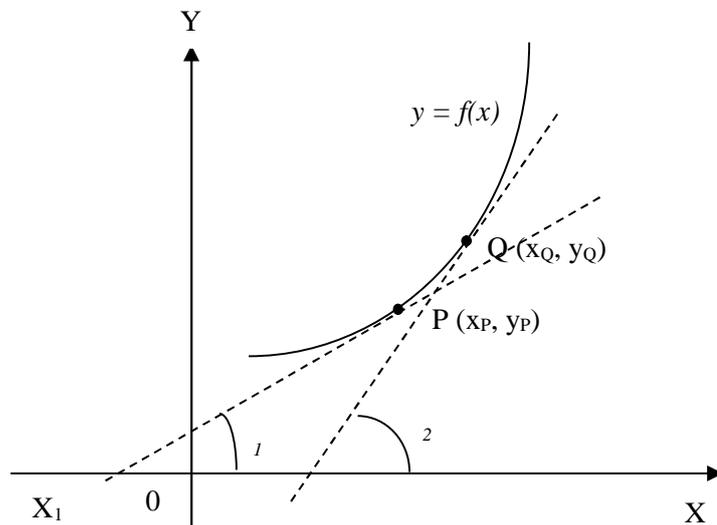


Gambar 2-39. Panjang busur yang dibatasi oleh kurva $y = f(x)$, $x = a$ dan $x = b$

$$s = \int_a^b \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx \quad (2.61)$$

2.8.4. Kemiringan Garis Singgung Kurva

Kemiringan kurva $y = f(x)$ di sebuah titik P dapat ditentukan oleh kemiringan garis singgungnya di titik P. Kemiringan garis singgung suatu kurva di titik P diberikan oleh harga $\tan(\theta_1)$ (lihat Gambar 2-40). Kemiringan garis singgung suatu kurva di titik P = $\tan(\theta_1)$ sama dengan $\left\{\frac{dy}{dx}\right\}_P$, maka kemiringan garis singgung kurva di titik Q diperoleh dengan Persamaan 2.62.



Gambar 2-40. Kemiringan Garis Singgung Kurva di Titik P

$$\text{Kemiringan garis singgung di titik Q} = \tan(\theta_2) = \left\{\frac{dy}{dx}\right\}_Q \quad (2.62)$$

2.9. Hukum Skala Model (Ilyas, 2006)

Pemodelan merupakan suatu keperluan didalam rekayasa geoteknik. Pemodelan fisik berkaitan dengan replikasi dari model prototip. Keperluan khusus bagi pemodelan geoteknik adalah memproduksi perilaku tanah dalam hal kekuatan (*strength*) dan kekakuan (*stiffness*). Didalam rekayasa geoteknik didapati spektrum yang sangat luas yang berkaitan dengan perilaku tanah untuk masalah yang khusus.

Menurut Ilyas (2006), jika struktur dinding penahan tanah dimodelkan dilaboratorium dengan menggunakan material yang sama, agar tegangan yang bekerja pada model sama dengan tegangan yang bekerja pada prototip maka model tersebut harus diuji pada

kondisi gravitasi yang N kali lebih besar gravitasi bumi. N merupakan faktor yang digunakan untuk mereduksi ukuran prototip. Tegangan yang timbul pada model dengan kedalaman z/N akan sama dengan tegangan material prototip pada kedalaman z karena material pembentuk sama dengan material prototip. Juga diharapkan kesamaan regangan dipenuhi juga oleh model dan prototip. Tabel 2.3. adalah tabel hukum skala yang lazim digunakan untuk model dinamis pada alat uji *centrifuge*.

PLAXIS dapat menggunakan rekaman gempa dalam format SMC (*Strong Motion CD-ROM*) sebagai data masukan untuk beban gempa. Berkas SMC menggunakan centimeter sebagai satuan panjang. Jika menggunakan berkas-berkas tersebut, maka harus menggunakan nilai masukan yang sesuai dalam PLAXIS. Secara umum, untuk dapat menggunakan berkas SMC dalam kombinasi dengan satuan panjang tertentu dalam proyek PLAXIS, nilai masukan dari perpindahan horisontal tertentu harus dikalikan dengan faktor skala sebesar $1 / [\text{satuan panjang yang digunakan dalam PLAXIS dalam cm}]$. Jika satuan panjang dalam PLAXIS diatur sebagai meter [m], maka nilai perpindahan tertentu harus dikalikan dengan skala tertentu, yaitu dengan mengubah $u_x = 1$ menjadi $u_x = 0.01$ (Brinkgreve, 2005).

Tabel 2.3. Hukum Skala untuk Model Dinamis (Ilyas, 2006)

Parameter	Model/Prototip
Panjang	$1/N$
Luas	$1/N^2$
Volume	$1/N^3$
Tegangan	1
Regangan	1
Kecepatan	1
Percepatan	N
Frekwensi	N
Waktu	$1/N$
Massa	$1/N^3$

N = faktor skala

2.10. Kerangka Berpikir

Subjek dalam permasalahan ini adalah upaya merencanakan konstruksi dinding penahan tanah yang aman terhadap bahaya geser dan bahaya guling (*overturning*). Fokus penelitian ini adalah meninjau variabel yang berpengaruh pada keamanan dinding penahan tanah akibat beban dinamis berupa beban sinusoidal. Konsep dasar dan variabel-variabel (parameter-parameter) yang berperan dalam keamanan konstruksi tersebut antara lain: jenis dinding penahan tanah, jenis tanah timbunan dan tanah di bawah dinding penahan tanah, bentuk/pola keruntuhan tanah timbunan, metode analisis dan jenis beban yang bekerja.

2.10.1. Alur Kerangka Berpikir

Alur kerangka berpikir pada penelitian ini dimulai dengan memperhitungkan faktor-faktor yang berpengaruh terhadap stabilitas dinding penahan tanah. Selanjutnya memperhitungkan masing-masing variabel (parameter) pada faktor-faktor tersebut yang berperan terhadap stabilitas dinding penahan tanah. Alur kerangka berpikir pada penelitian ini ditampilkan dalam Gambar 2-41.

Jenis dinding penahan tanah dipresentasikan dengan beberapa parameter antara lain sebagai berikut:

- Tinggi dinding (H)
- Lebar tapak (B)
- Kemiringan punggung dinding terhadap sumbu vertikal (α)
- Parameter material dinding dinotasikan sebagai sudut gesek dinding – tanah (δ)
- Berat volume dinding penahan tanah (γ).

Parameter tanah pendukung dinotasikan antara lain sebagai: kohesi tanah (c), sudut gesek tanah (ϕ), berat jenis tanah (G_s), berat volume tanah (γ), modulus Young (E), Poisson's ratio (ν). Beban statis adalah beban akibat berat sendiri dinding (W_1), berat tanah timbunan (W_2) dan tegangan lateral tanah (σ_h). Untuk parameter beban dinamis dipresentasikan sebagai parameter percepatan dinamis (a), frekwensi getar (f), amplitudo (A), waktu getar (T), frekwensi sudut (ω), koefisien gempa vertikal (k_v), koefisien gempa horisontal (k_h), percepatan gempa vertikal (a_v), percepatan gempa horisontal (a_h), kecepatan gelombang geser (V_s), kecepatan gelombang primer (V_p), kecepatan gelombang Rayleigh (V_R). Selanjutnya, untuk analisis perencanaan konstruksi

dinding penahan tanah yang aman terhadap bahaya geser dan bahaya guling diperlukan bentuk keruntuhan tanah timbunan.

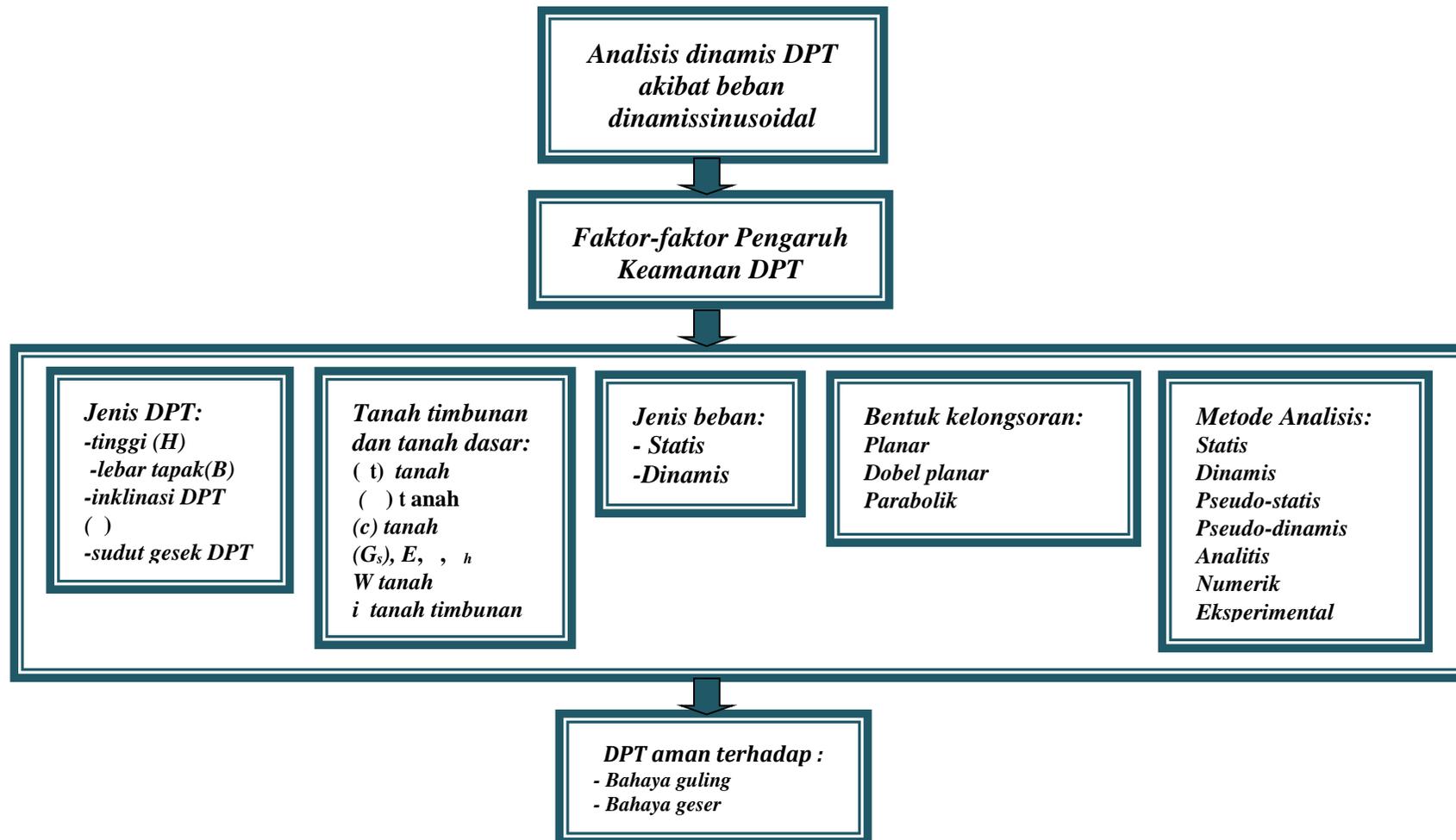
Beberapa peneliti telah menganalisis pengaruh berbagai parameter tersebut di atas terhadap stabilitas dinding penahan tanah. Bagan penelitian tersebut disajikan dalam bentuk diagram tulang ikan (*fish bone diagram*). Diagram tulang ikan diberikan pada Gambar 2-42 sampai dengan Gambar 2-52.

Fang et al. (2003) meneliti keruntuhan tiga dinding gravity akibat gempa Chi-Chi tahun 1999. Hasil penelitian menunjukkan bahwa SF dipengaruhi oleh koefisien percepatan gempa horisontal (k_h) dan sudut gesek dalam tanah (ϕ). SF menurun jika k_h meningkat dan SF meningkat dengan meningkatnya ϕ . Bagan penelitian tersebut digambarkan pada Gambar 2-42. Huang and Chen (2004) mengevaluasi stabilitas seismik dinding penahan tanah pada lereng. Hasil evaluasi menjelaskan bahwa daya dukung ultimit terlalu besar ketika efek inersia dari massa tanah tidak diperhitungkan.

Perlawanan pasif dinding memainkan peran penting pada stabilitas seismik dan/atau pada nilai koefisien seismik untuk keruntuhan aktif dinding. Bagan evaluasi tersebut diberikan pada Gambar 2-43.

Goel and Patra (2008) mengkaji perubahan distribusi tekanan tanah aktif untuk dinding penahan kaku (*rigid*) dengan mempertimbangkan efek bentuk permukaan keruntuhan kritis. Hasil kajian menunjukkan bahwa tanah yang berada di atas lengkungan kurvalinier dipengaruhi oleh gesekan dinding. Skema kajian digambarkan pada Gambar 2-44. Selanjutnya, Choudhury and Nimbalkar (2008) menghitung perpindahan rotasi dinding penahan tanah dengan tanah timbunan pasir akibat beban gempa. Bagan kajian menunjukkan bahwa perpindahan rotasi dinding dipengaruhi oleh amplifikasi gelombang geser, inersia dinding, percepatan gempa, sudut gesek tanah dan sudut gesek dinding. Gambaran penelitian diberikan pada Gambar 2-45.

Ghosh (2008) menggali pengaruh sudut gesek tanah (ϕ), kemiringan dinding (α), sudut gesek dinding (δ), koefisien percepatan gempa horisontal (k_h), koefisien percepatan gempa vertikal (k_v), faktor amplifikasi (f_a), kecepatan gelombang geser (V_s) dan kecepatan gelombang primer (V_p) pada tekanan tanah aktif seismik menggunakan pendekatan pseudo-dinamis. Hasil penelitian menunjukkan bahwa tekanan tanah aktif seismik meningkat dengan peningkatan kemiringan dinding (α) dan koefisien percepatan gempa horisontal (k_h).



Gambar 2-41. Alur Kerangka Berpikir

Tekanan tanah aktif awalnya menurun dengan kenaikan sampai dengan $z/H = 0,3$ dan kemudian meningkat secara signifikan pada kedalaman yang lebih tinggi dengan peningkatan untuk nilai tertentu. Distribusi tekanan tanah aktif seismik nonlinier. Distribusi tekanan tanah aktif meningkat dengan meningkatnya gaya gempa. Bagan penelitian diberikan pada Gambar 2-46.

Shukla et al. (2009) mengembangkan ekspresi untuk gaya aktif total tanah timbunan c - pada dinding penahan berdasarkan konsep Coulomb dengan percepatan gempa horisontal dan vertikal, dan memaksimalkan tekanan untuk menentukan bidang keruntuhan tunggal. Hasil penelitian menunjukkan bahwa inklinasi (α) terhadap bidang horisontal dari bidang keruntuhan kritis menurun dengan peningkatan nilai-nilai koefisien seismik, penurunan yang lebih untuk nilai-nilai koefisien seismik yang lebih tinggi. Gaya aktif seismik total (P_{ae}^*) meningkat dengan peningkatan nilai koefisien gempa horisontal (k_h), tingkat kenaikan akan lebih untuk nilai (k_h) yang lebih tinggi. Gaya aktif seismik total (P_{ae}^*) menurun dengan kenaikan koefisien gempa vertikal (k_v) kecuali untuk nilai yang sangat tinggi dari koefisien gempa horisontal (k_h). Skema penelitian diberikan pada Gambar 2-47.

Atik and Sitar (2010) mengevaluasi distribusi tekanan lateral seismik pada DPT kantilever dengan timbunan pasir kering dengan kepadatan sedang. Hasil evaluasi menunjukkan bahwa tekanan tanah dinamis monotonik maksimum meningkat sesuai kedalaman dengan distribusi yang mendekati bentuk segitiga. Tekanan tanah dinamis dan gaya inersia tidak berkerja secara simultan pada DPT kantilever. Gambaran penelitian ditampilkan pada Gambar.2-48. Feng and Gao (2010) mengembangkan metode irisan tiga bagian untuk analisis seismik keruntuhan translasi tempat pembuangan sampah dengan dinding penahan tanah. Hasil penelitian menunjukkan bahwa SF translasi menurun, jika k_h meningkat, SF translasi meningkat dengan meningkatnya limbah, SF translasi meningkat dengan meningkatnya tinggi (H) DPT, SF translasi meningkat dengan meningkatnya limbah-dinding dan Peningkatan limbah lebih berpotensi meningkatkan SF translasi dibandingkan dengan parameter lain. Skema penelitian tersebut diberikan pada Gambar 2-49. Wu (2010) menentukan tekanan tanah seismik untuk desain dinding yang kaku (*rigid*) dengan menggunakan program elemen hingga 2 dimensi VERSAT-2D (Wutec Geoteknik International 2001). Hasil penelitian menunjukkan bahwa terjadi peningkatan yang cukup signifikan nilai K_{OE} dan titik

tangkap tekanan jika kemiringan *backfills* 27° . Skema penelitian disajikan pada Gambar 2-50.

Scotto and Evangelista (2011) mengusulkan metode baru untuk mengevaluasi koefisien tekanan tanah aktif akibat beban gempa dengan metoda *Pseudo-static stress plasticity solution*. Hasil penelitian menunjukkan bahwa koefisien tekanan tanah aktif seismik (metode statis) < Koefisien tekanan tanah aktif seismik (metode *Pseudo-static*) dan SF (metode statis) > SF *Pseudo-static*. Bagan penelitian diberikan pada Gambar 2-51.

Ghosh and Sharma (2012) menghitung tekanan lateral aktif seismik dan titik bekerjanya pada konstruksi DPT. Hasilnya menunjukkan bahwa tekanan tanah aktif seismik meningkat secara signifikan sebagai akibat dari peningkatan kemiringan dinding () dan inklinasi timbunan (*i*), distribusi tekanan tanah aktif seismik di belakang dinding nonlinier dan distribusi-tekanan tanah aktif meningkat dengan peningkatan kegempaan (*k_h*), yang menyebabkan titik tangkap total tekanan tanah aktif akan bergeser ke atas terhadap dinding penahan. Bagan penelitian diberikan pada Gambar 2-52.

2.10.2. State of The Art

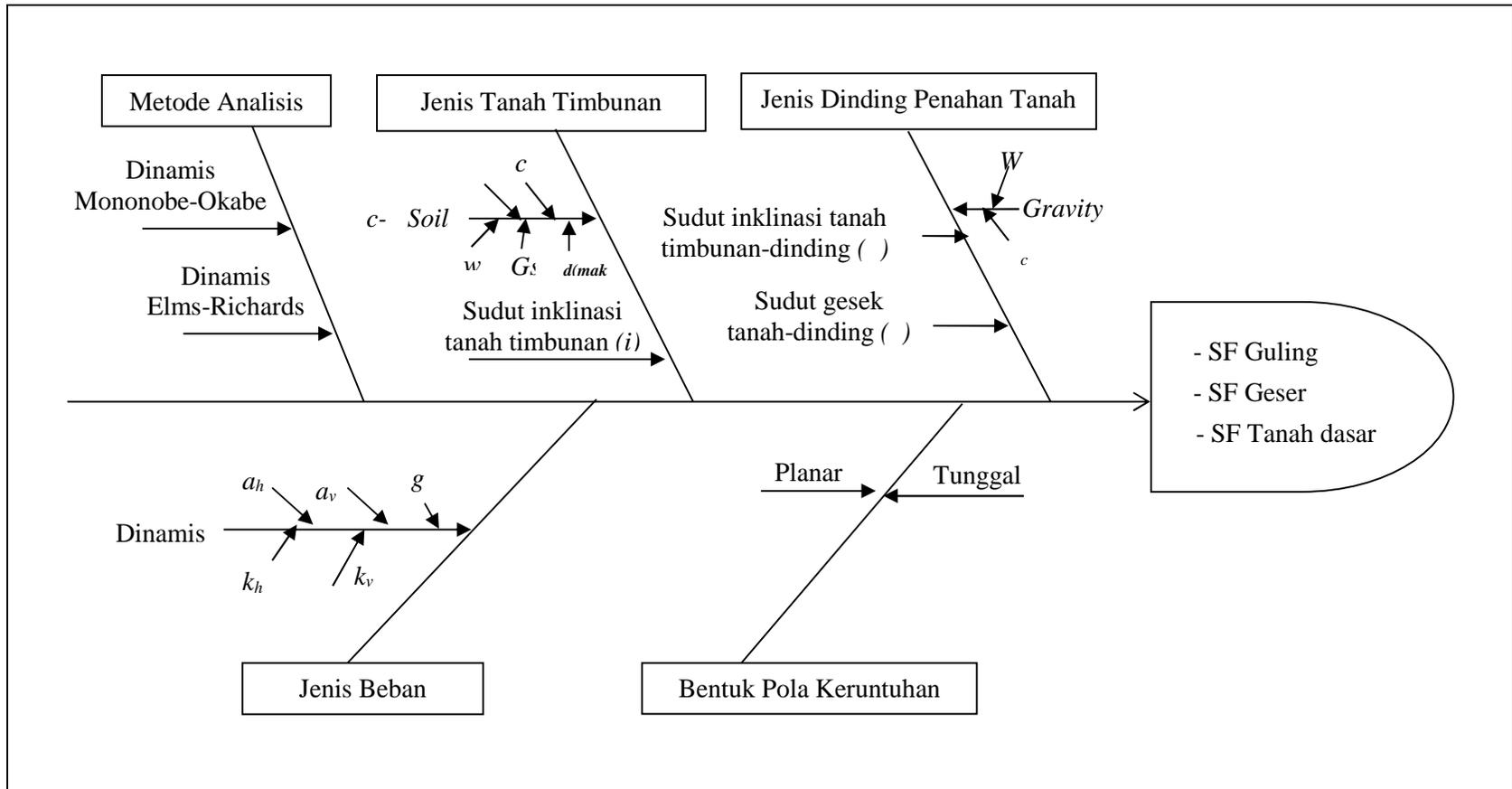
Penelitian terdahulu mengenai stabilitas konstruksi dinding penahan tanah dapat dikatakan bahwa sebagian besar peneliti menggunakan metode analitis untuk menentukan besar gaya lateral dinamis dengan asumsi pola keruntuhan tanah di belakang dinding. Distribusi tekanan lateral dinamis diperoleh dari hasil eksperimen berdasarkan nilai dari *soil pressure transducer* yang diletakkan pada dinding penahan tanah sehingga penelitian menggambarkan distribusi tekanan tanah lateral dinamis sepanjang dinding penahan tanah.

Metoda yang digunakan dalam penelitian ini adalah *metoda pergerakan butiran*, sehingga diperoleh grafik pola keruntuhan yang riil dari pergerakan tanah di belakang dinding penahan tanah *gravity* dan kantilever. Grafik pola keruntuhan tanah di belakang dinding penahan tanah *gravity* dan dinding penahan tanah kantilever akan diperoleh dari hasil rekaman pergerakan pasir akibat beban dinamis sinusoidal dengan variasi percepatan dinamis. Eksperimen dilakukan dengan variasi simpangan (amplitudo). Analisis stabilitas dinding penahan tanah digunakan *analisis statis ekuivalen*.

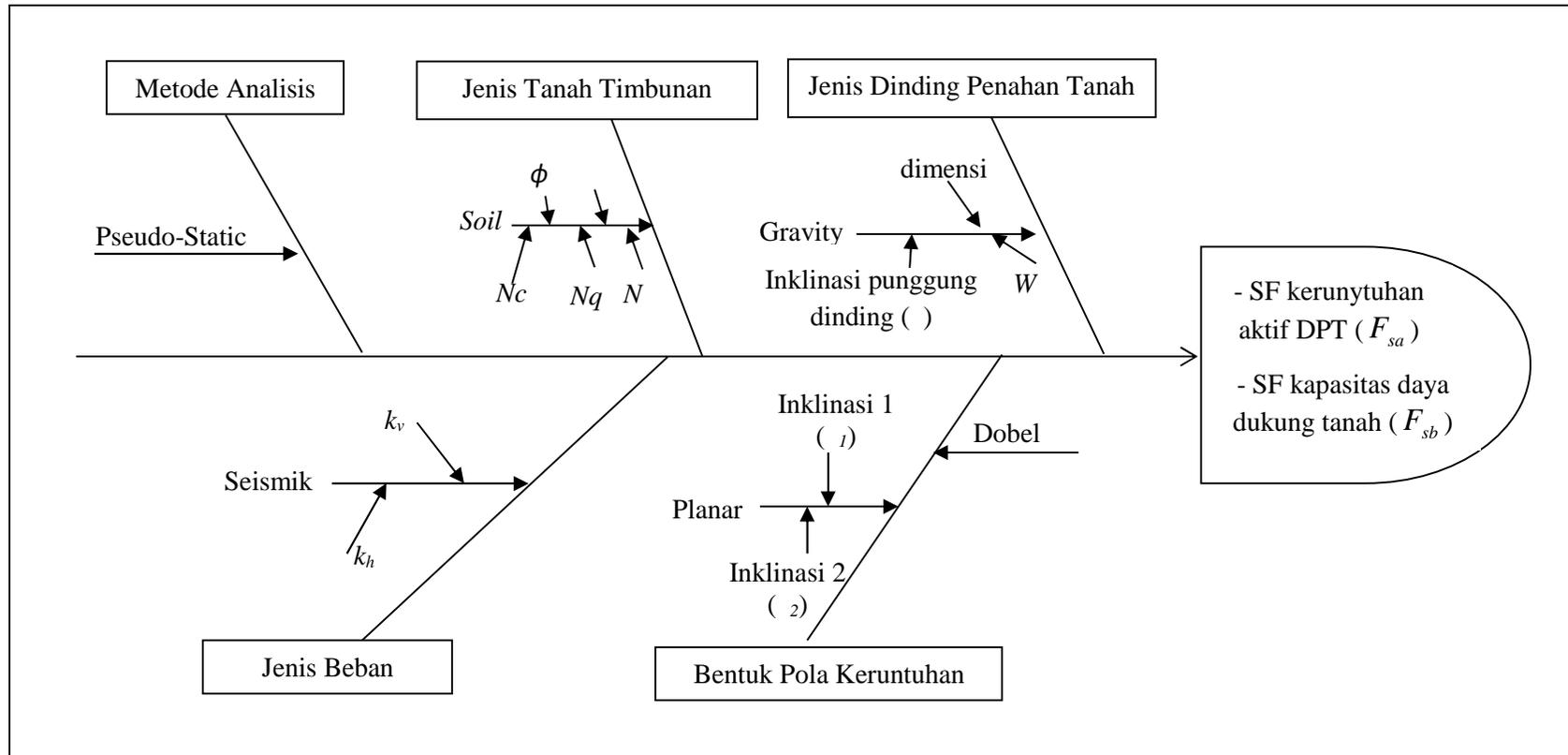
Untuk dapat merekam pergerakan butiran pasir, eksperimen dilakukan dengan memberikan lapisan tipis pasir berwarna arah horisontal yang disusun dengan jarak

vertikal yang sama dan disusun di daerah yang diasumsikan sebagai daerah bidang longsor. Lapisan tipis pasir berwarna tersebut dianggap mewakili butiran pasir yang akan diuji pergerakannya. Pada saat tes model dilaksanakan, pergerakan butiran selanjutnya direkam dan kemudian hasil rekaman diplotkan pada gambar untuk mengetahui pola pergerakan dari butiran pasir akibat beban dinamis sinusoidal dari awal pembebanan hingga eksperimen berakhir. Selama pembebanan gerakan pasir akan direkam sehingga akan diperoleh gambaran pergerakan pasir (perpindahan butiran pasir) dari awal pembebanan hingga eksperimen berakhir.

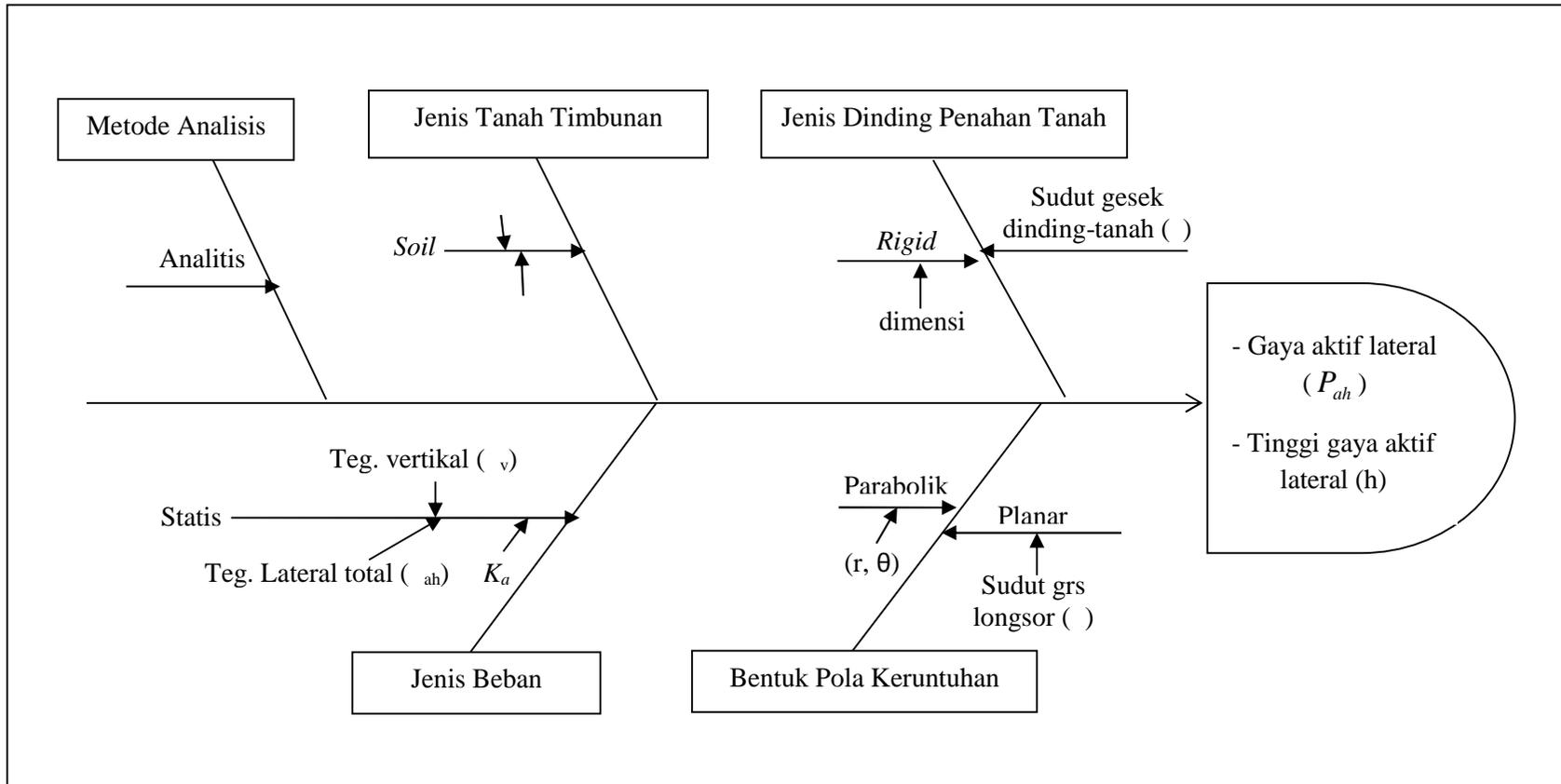
Selanjutnya bidang longsor di belakang dinding penahan dapat digambarkan. Dengan demikian akan diperoleh gambar keruntuhan riil yang terjadi. Berikutnya dilakukan perhitungan stabilitas dinding penahan tanah berdasarkan pada keruntuhan riil yang terjadi.



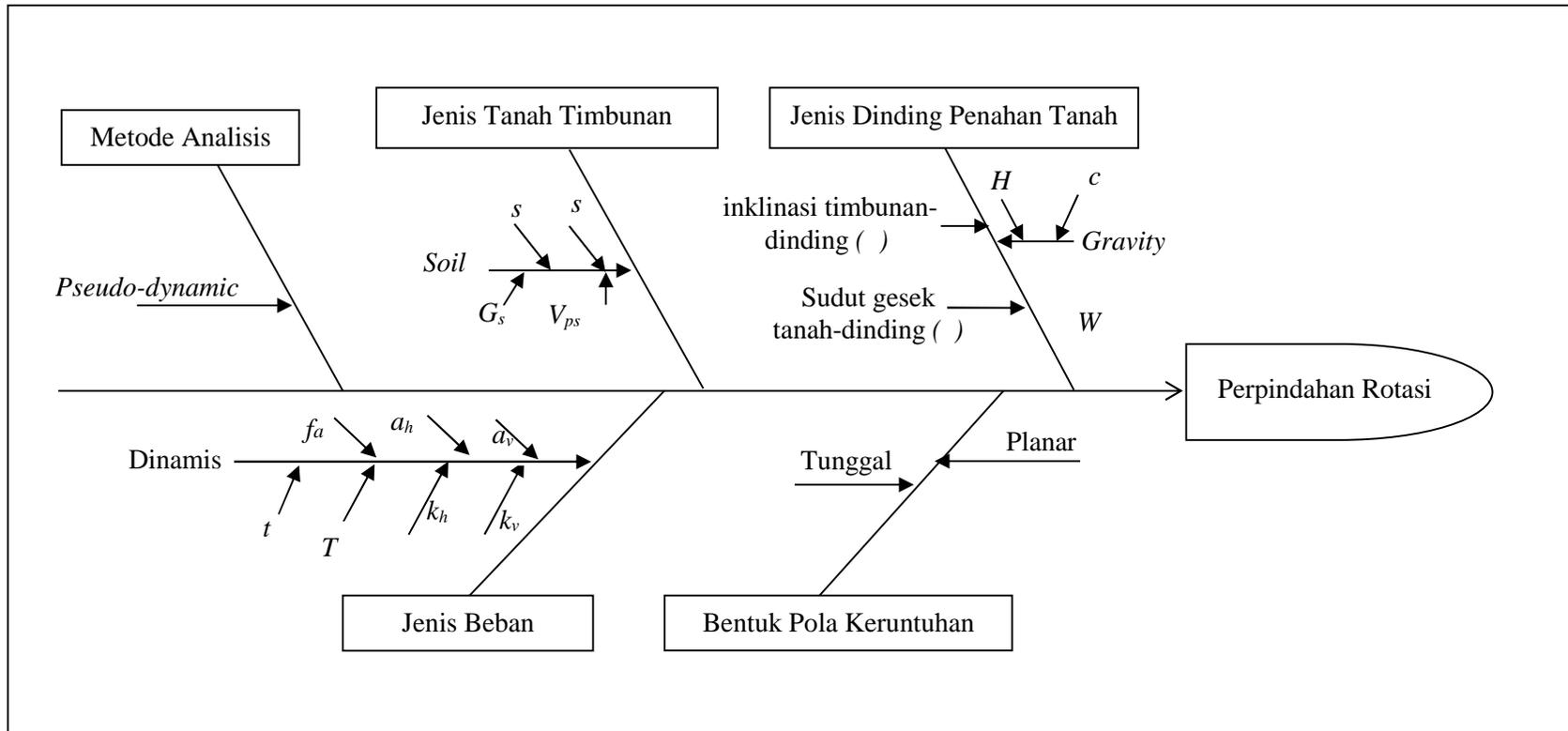
Gambar 2-42. Fish Bone Diagram penelitian oleh Fang et al. (2003)



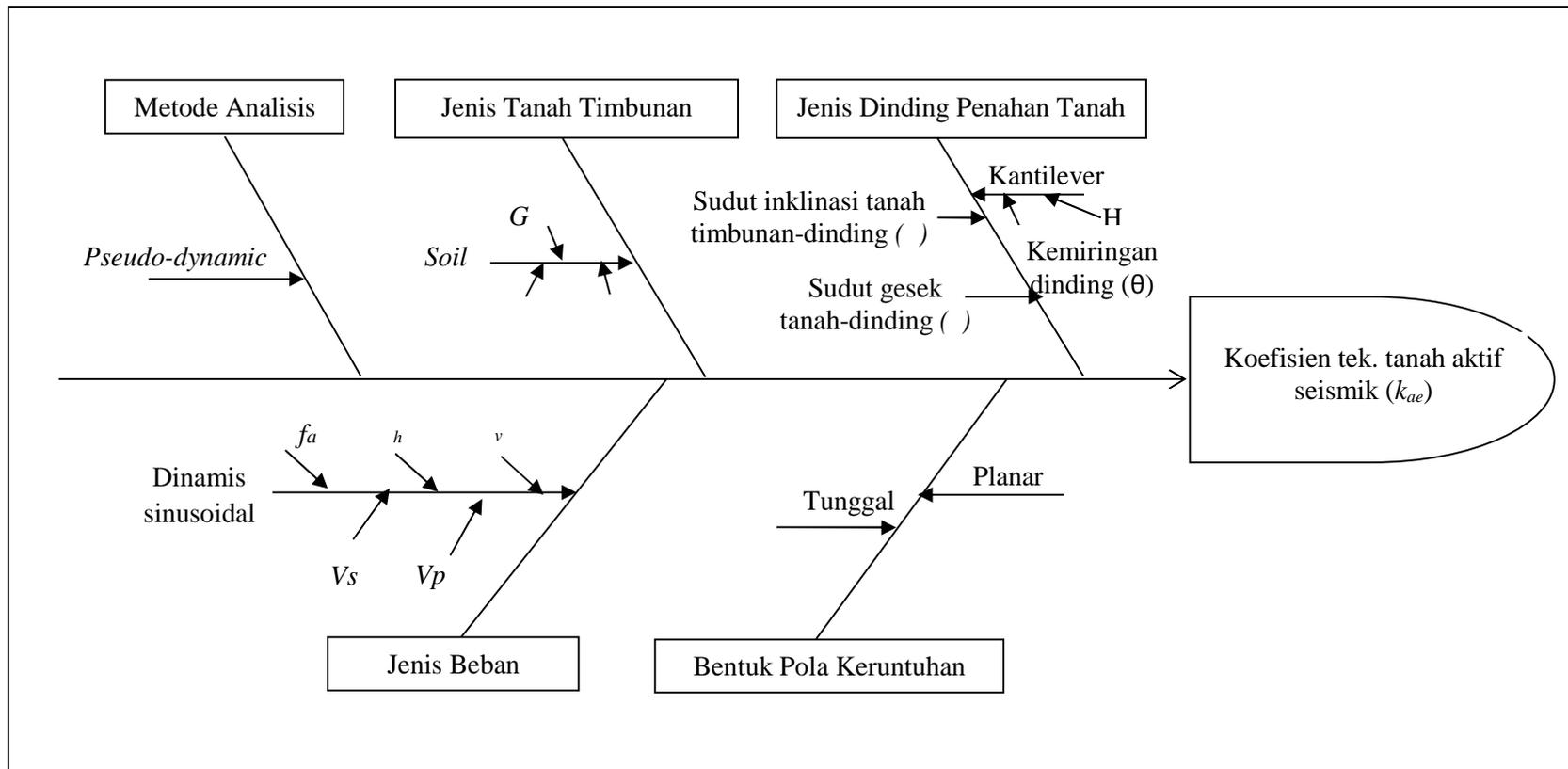
Gambar 2-43. Fish Bone Diagram penelitian oleh Huang and Chen (2004)



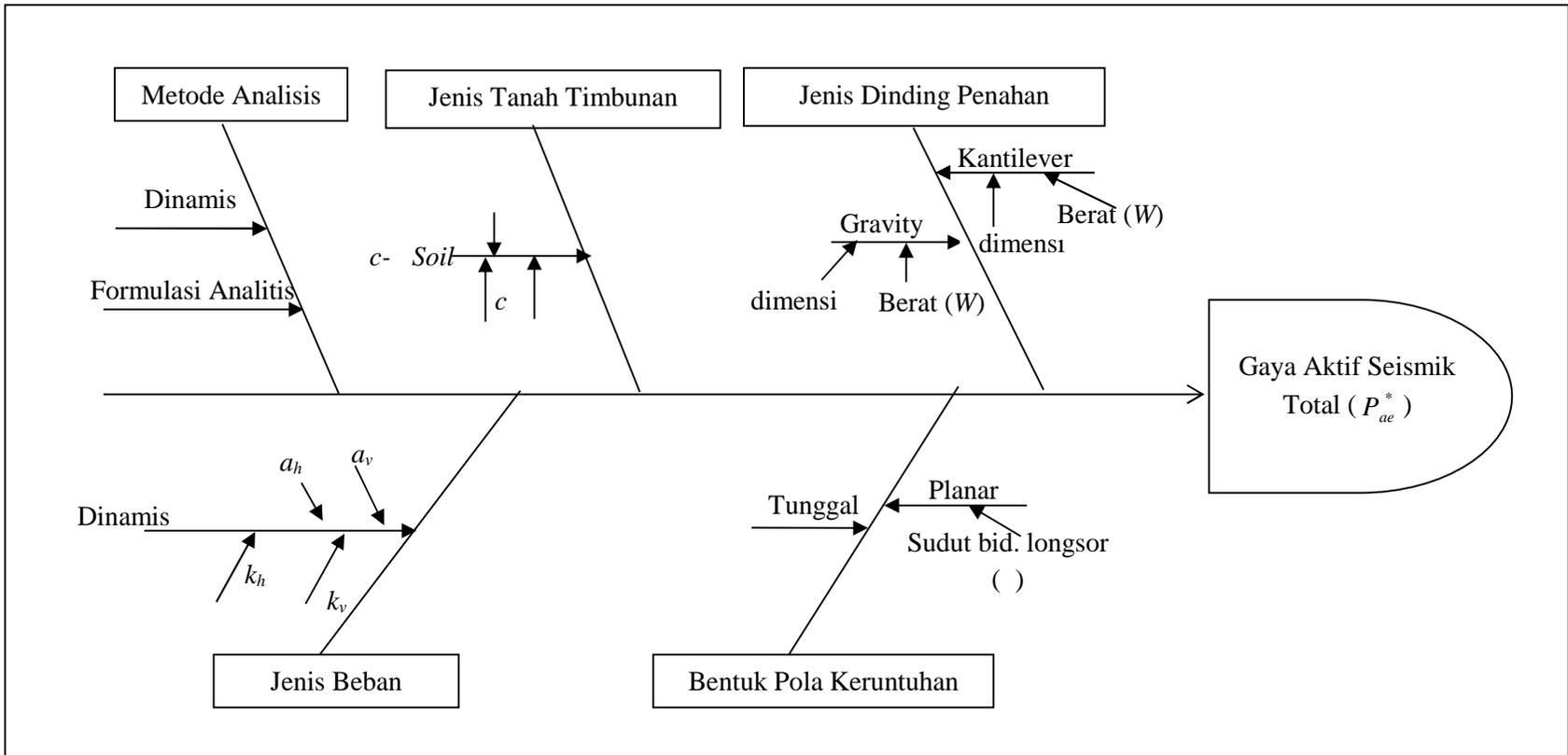
Gambar 2-44. Fish Bone Diagram Penelitian oleh Goel and Patra (2008)



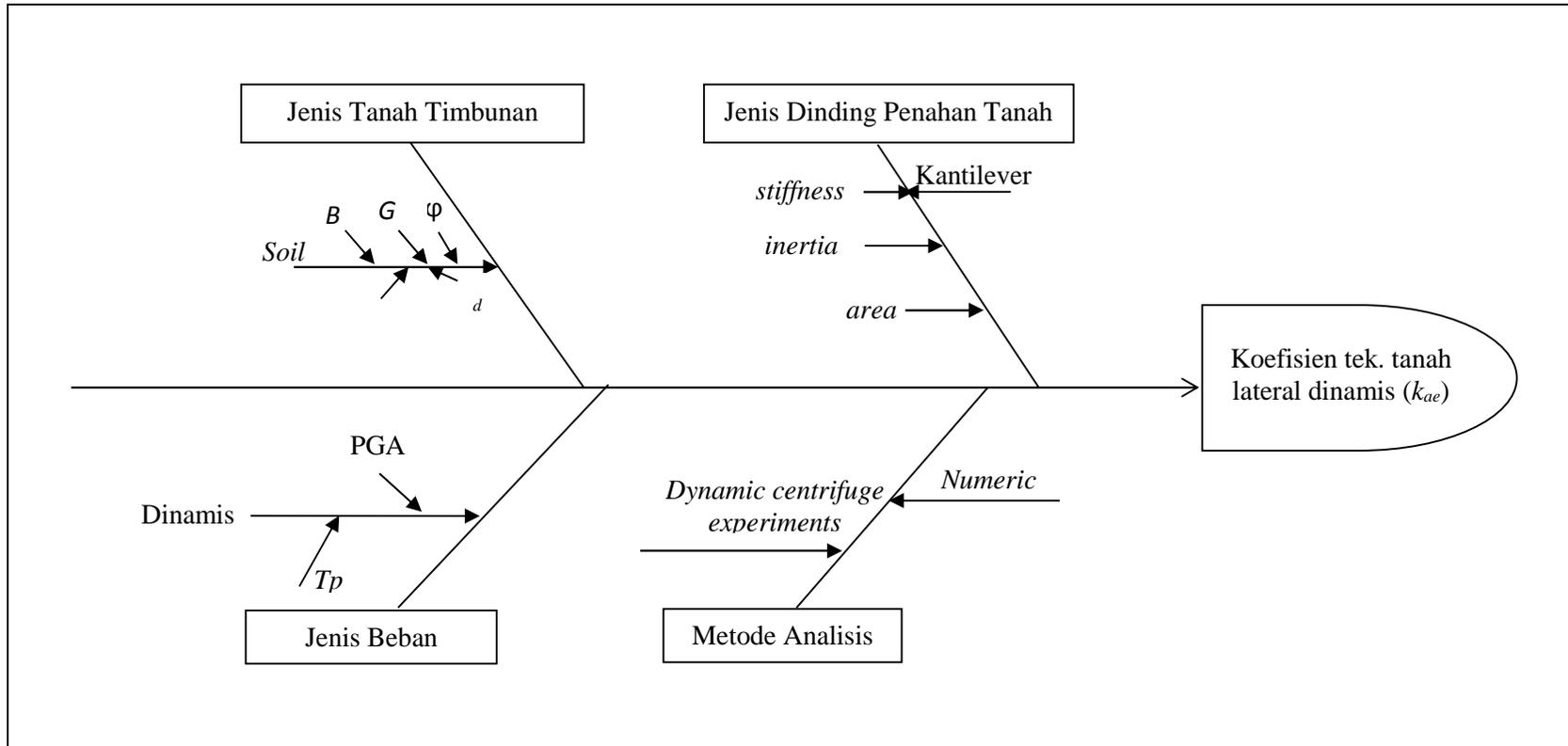
Gambar 2-45. Fish Bone Diagram penelitian oleh Choudhury and Nimbalkar (2008)



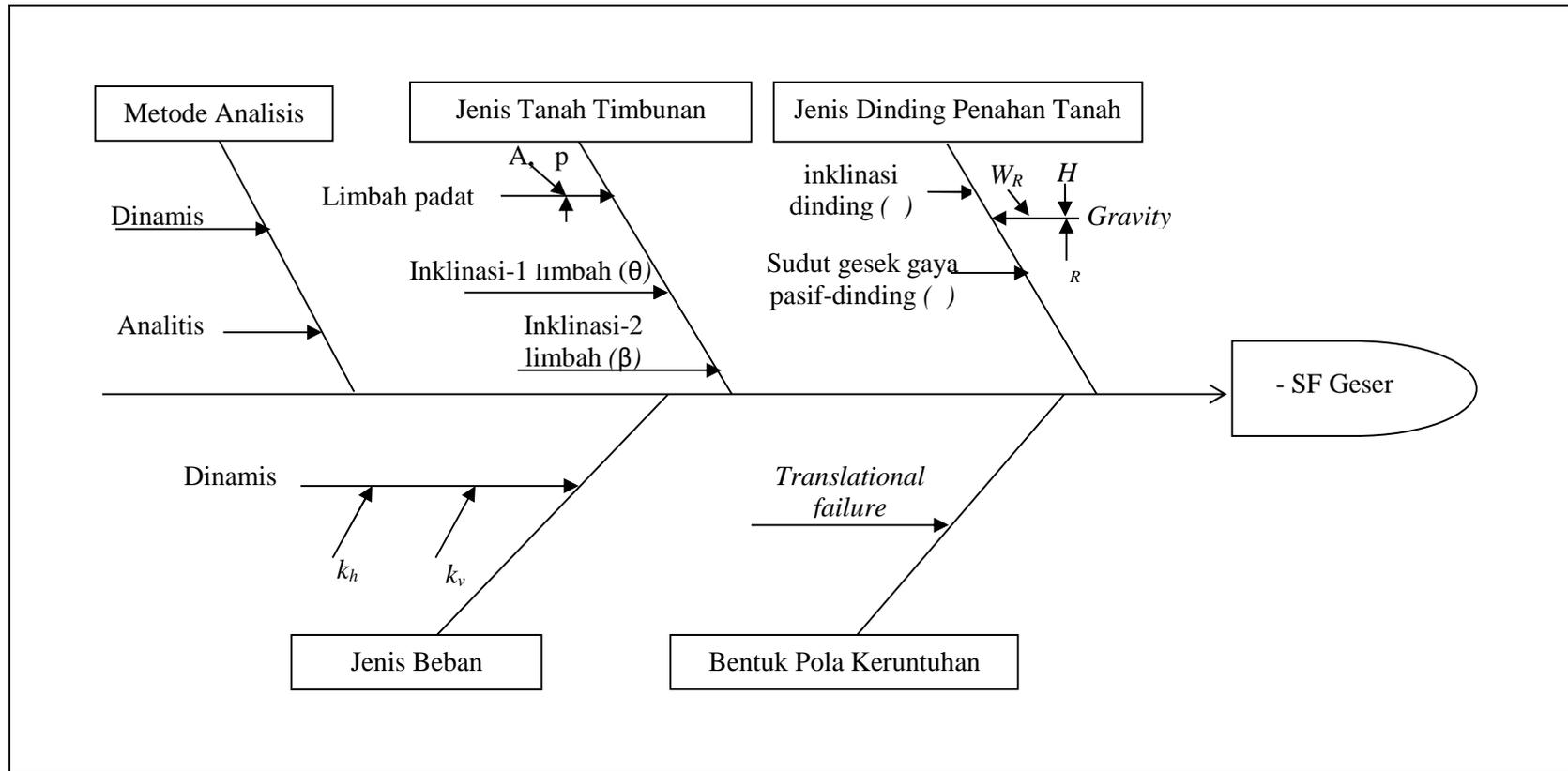
Gambar 2-46. Fish Bone Diagram penelitian oleh Ghosh (2008)



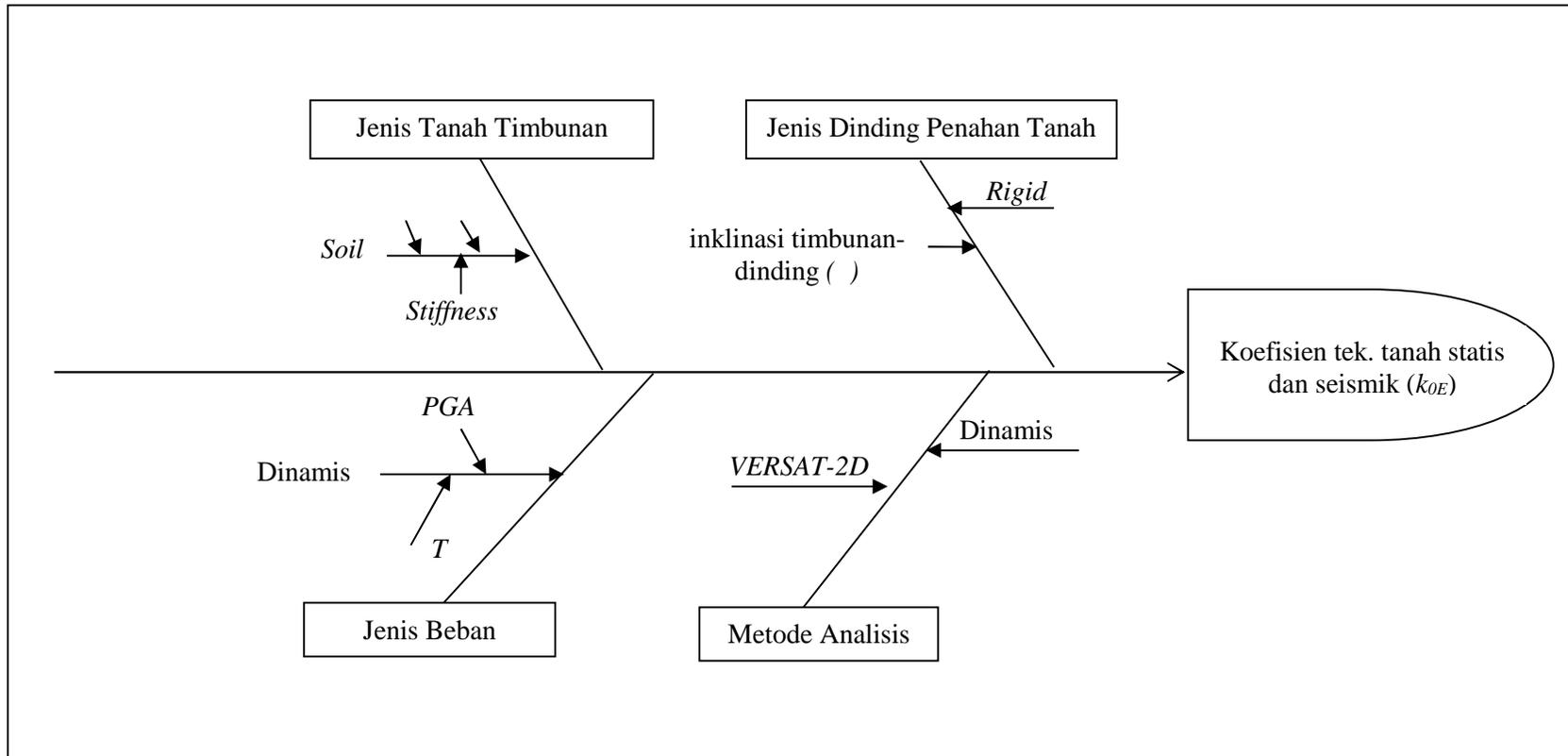
Gambar.2-47. Fish Bone Diagram penelitian oleh Shukla et al. (2009)



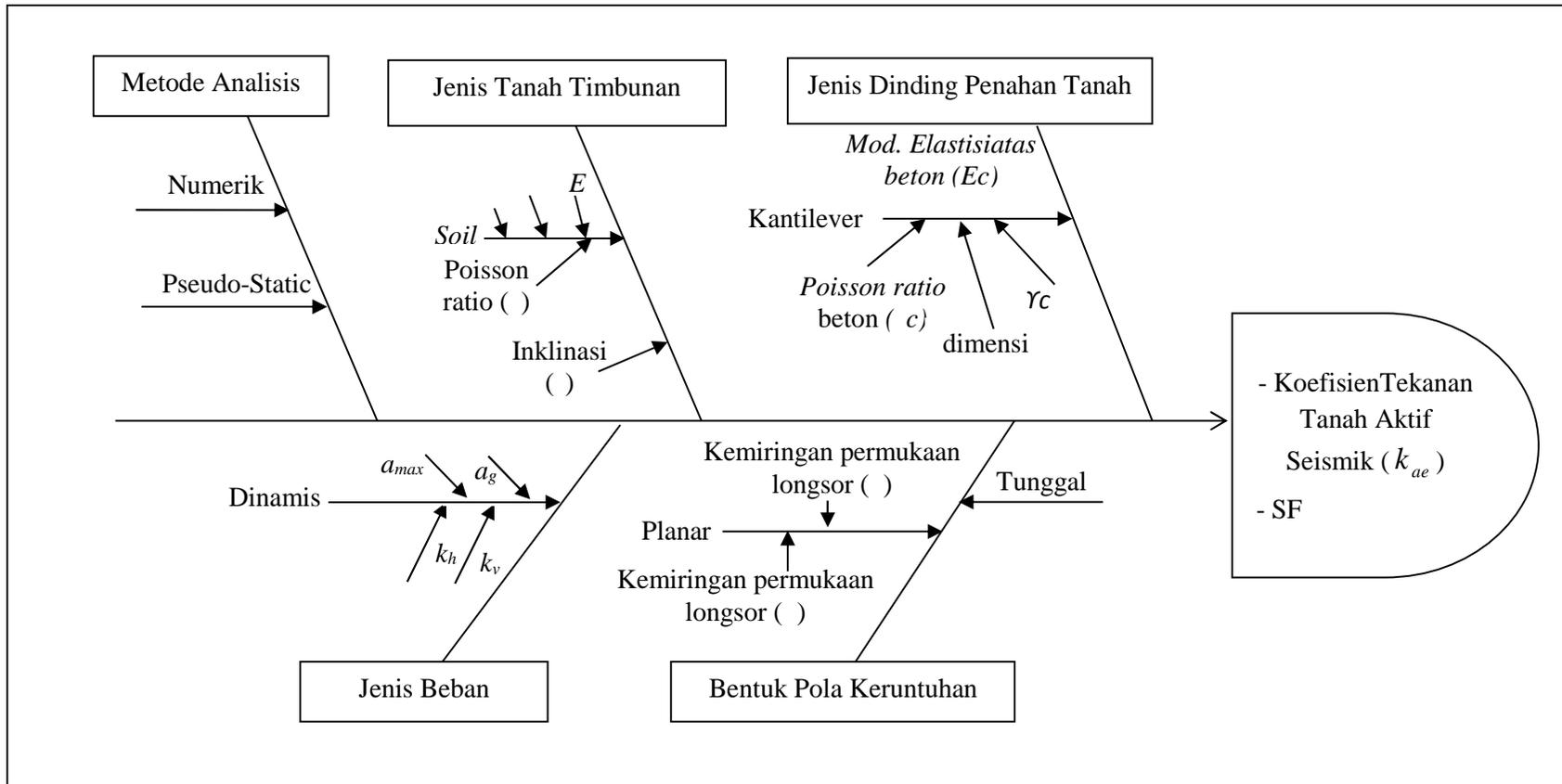
Gambar.2-48. Fish Bone Diagram penelitian oleh Atik and Sitar (2010)



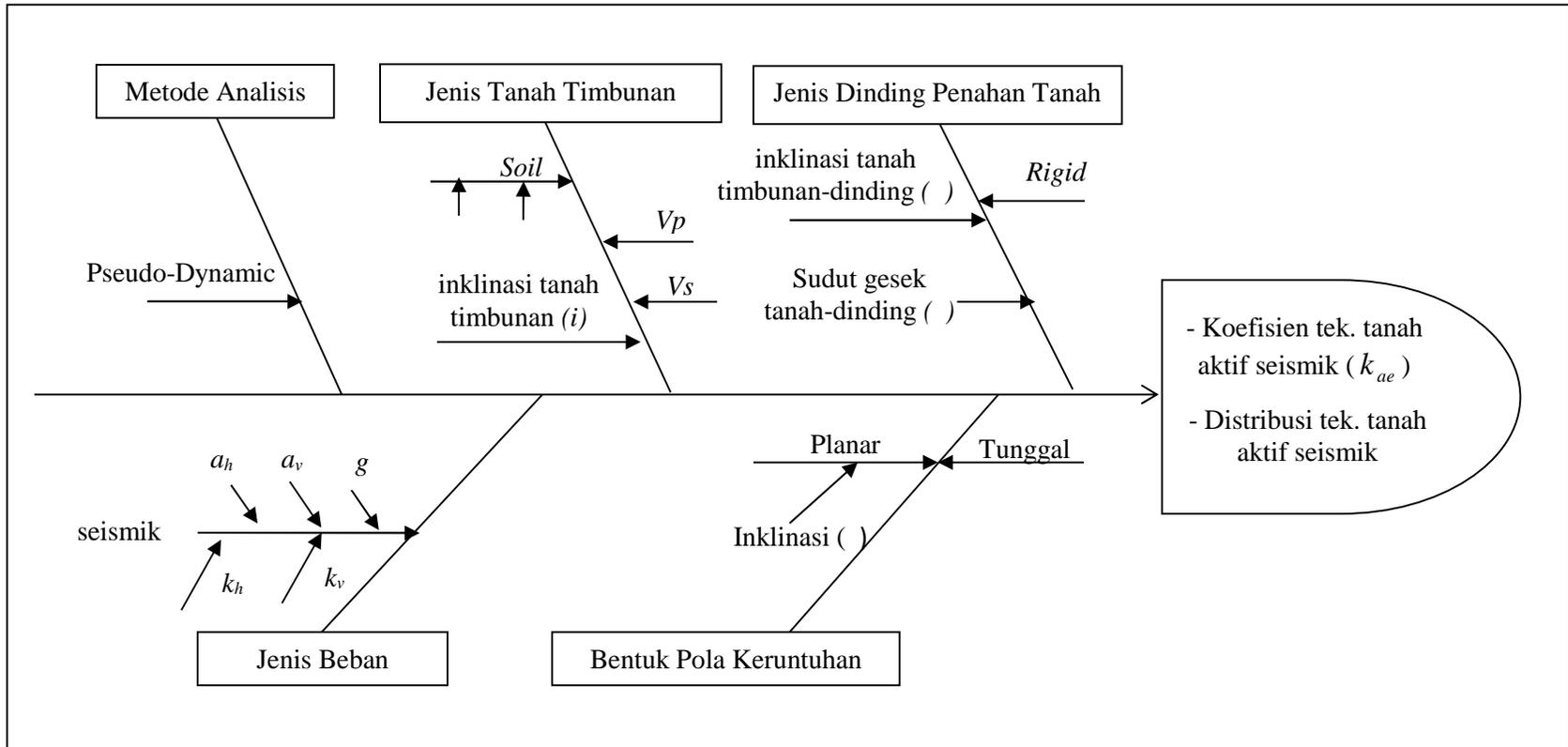
Gambar 2-49. Fish Bone Diagram penelitian oleh Feng and Gao (2010)



Gambar 2-50. Fish Bone Diagram penelitian oleh Guoxi Wu (2010)



Gambar 2-51. Fish Bone Diagram penelitian oleh Scotto and Evangelista (2011)



Gambar 2-52. Fish Bone Diagram penelitian oleh Ghosh and Sharma (2012)