

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

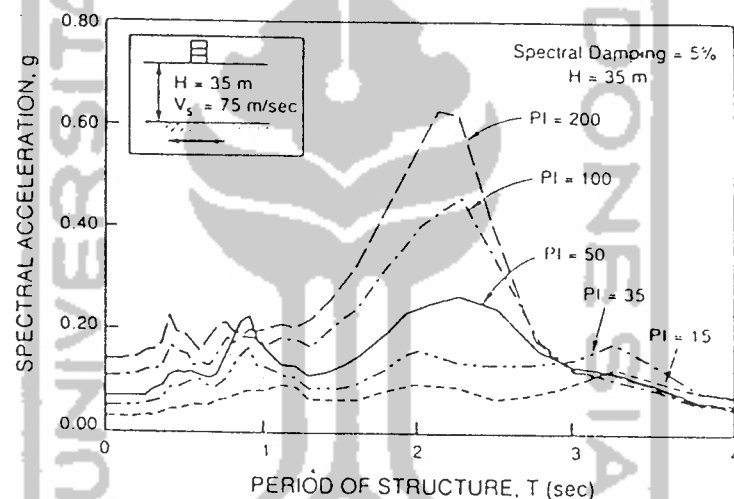
2.1 Pengaruh Kondisi Tanah pada Intensitas Getaran.

Gazetas (1986), menyampaikan bahwa setelah gelombang energi gempa mencapai lapisan batuan keras (*base rock*) di bawah fondasi bangunan, maka kondisi tanah di bawah fondasi tersebut akan berpengaruh terhadap rambatan energi gempa. Ada kecenderungan bahwa kondisi tanah tertentu akan berpengaruh besar terhadap kerusakan bangunan akibat dari gelombang energi gempa yang mengalami amplifikasi.

2.2 Faktor–Faktor Yang Akan Berpengaruh Terhadap Amplifikasi Energi Gempa.

Hasil studi yang dilakukan oleh Vucetic dan Dobry (1991), menunjukkan bahwa semakin besar nilai indeks plastisitas lapisan tanah maka semakin besar pula percepatan tanah yang terjadi di permukaan. Hal ini terjadi karena tanah yang tinggi nilai PI-nya akan berkecenderungan bersifat elastik walaupun ada nilai regangan yang relatif besar sekalipun. Kecenderungan selalu bersifat elastik akan memungkinkan kapasitas menahan gaya/beban yang selalu bertambah sehingga respon tanahpun juga selalu bertambah. Seperti yang telah disebutkan di atas tanah yang mempunyai nilai

PI yang tinggi akan bersifat elastik, maka luasan didalam *hysteretic loop* pada beban dinamik tanah akan semakin kecil. Hal ini berarti bahwa redaman material tanah menjadi semakin kecil. Apabila redaman material tanah semakin kecil, maka respon tanah akibat gempa semakin besar. Amplifikasi percepatan tanah adalah salah satu akibat dari kecilnya nilai redaman material tanah endapan. Kombinasi antara sifat elastik dan redaman material yang relatif kecil pada tanah dengan indeks plastisitas tinggi akan menyebabkan kemungkinan terjadinya amplifikasi percepatan tanah. Hal itu dapat dilihat pada gambar 2.1

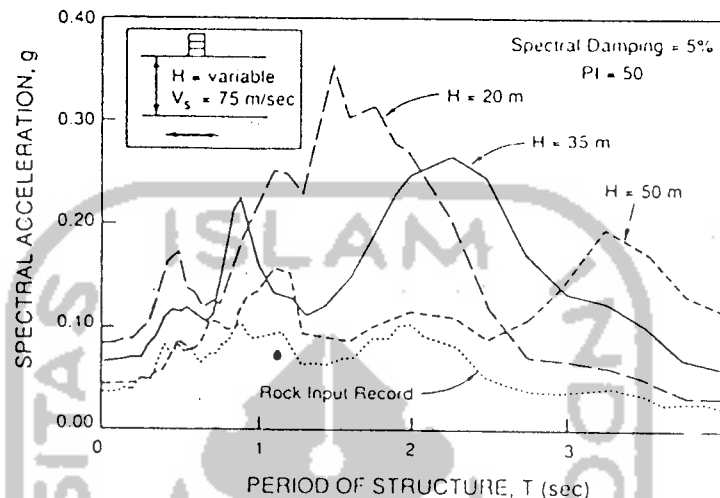


Gambar 2.1 Pengaruh indeks plastisitas terhadap spektrum percepatan

Seed & Idriss (1982) dari hasil penelitian pada gempa Caracas (1967)

ditemukan bahwa bangunan-bangunan tinggi di sisi timur kota yang terletak di atas lapisan tanah sedalam 100–225 m mengalami kerusakan yang lebih besar dibanding bangunan-bangunan tinggi di sisi barat kota yang terletak di atas tanah endapan sedalam 25–90 m. Apabila kedalaman endapan tanah *clay* semakin dalam maka

kekakuan struktur tanah akan semakin kecil. Kekakuan struktur tanah yang mengecil akan menyebabkan waktu getar (T) lapisan tanah menjadi lebih besar sebagaimana hasil analisa yang disampaikan oleh Vucetic & Dobry seperti pada gambar 2.2



Gambar 2.2 Pengaruh kedalaman lapisan tanah terhadap spektrum percepatan

Sedangkan (Achmad Muzni Chasanudin, Chistian Hariady Girsang, Theo F. Najoan, Paulus Pramono Rahardjo) (1999) menyatakan bahwa perletakan *base rock* mempunyai pengaruh terhadap percepatan gempa permukaan. Mereka meneliti percepatan gempa dengan menempatkan posisi *base rock* pada kedalaman berbeda-beda pada lokasi Tanjung Priok dan Sudirman. Base rock yang digunakan diasumsikan terletak pada kedalaman 80 m, 120 m, 150 m, 200 m, 250 m. Penelitian ini diketahui bahwa pada kedalaman < 100 m pengaruh yang terjadi akibat perletakan *base motion* sangat kecil bila dibandingkan diletakkan pada kedalaman > 100 m. Percepatan permukaan yang terjadi pada *base rock* yang terletak pada kedalaman

<100 m lebih besar dari pada percepatan permukaan yang terjadi pada *base rock* yang terletak pada kedalaman >100 m.

Kandungan frekuensi gempa ternyata juga berpengaruh pada amplifikasi gelombang gempa seperti yang dinyatakan oleh Seed & Idriss (1982). Selama merambat melalui media tanah, maka getaran gempa akan mengalami redaman yang disebabkan oleh sifat nonlinear dari tanah yang bersangkutan. Pengalaman dari banyak peristiwa gempa menunjukkan bahwa media tanah selain meredam getaran gempa juga bersifat memfilter gempa terutama getaran-getaran yang mempunyai frekuensi tinggi. Penurunan frekuensi akan menyebabkan kecepatan getaran tanah menjadi lebih besar. Seperti yang telah diketahui kecepatan getaran tanah akibat gempa mempunyai akibat yang lebih serius terhadap bangunan, terutama pada bangunan-bangunan tinggi. Frekuensi getaran yang menurun berarti periode getar naik. Pada bangunan-bangunan yang tinggi periode getar struktur bangunan juga relatif tinggi maka antara periode getar lapisan tanah akan cenderung mendekati periode getar struktur bangunan. Dengan keadaan tersebut maka peristiwa resonansi akan semakin mendekat, padahal resonansi akan mengakibatkan simpangan struktur menjadi sangat besar. Dengan demikian menurunnya frekuensi getaran tanah akan mempunyai akibat yang tidak baik terhadap bangunan-bangunan tinggi.

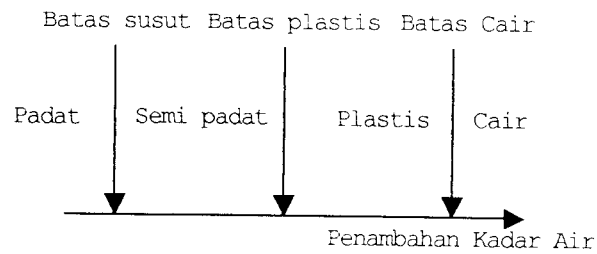
Efek topografi terhadap kerusakan bangunan di permukaan tanah juga dilaporkan oleh Paulay dan Priesley (1992) pada gempa Chile (1985). Menurutnya, bangunan-bangunan yang sama tinggi, sama pemanfaatannya, sama waktu

pelaksanaannya dan dibangun oleh kontraktor yang sama yang dibangun di puncak perbukitan mengalami kerusakan yang lebih besar dibanding bangunan-bangunan yang dibangun di lembah bukit. Hal serupa juga dilaporkan oleh Seed dan Idriss (1982) bahwa maksimum percepatan tanah terjadi di puncak bukit.

2.3 Batas-batas Atterberg

Suatu hal yang penting pada tanah berbutir halus adalah sifat plastisitasnya. Plastisitas disebabkan oleh adanya partikel mineral lempung dalam tanah. Istilah plastisitas digambarkan sebagai kemampuan tanah dalam menyesuaikan perubahan bentuk pada volume yang konstan tanpa retak-retak atau remuk.

Casagrande (1948) mengatakan bahwa pada tanah *fine-grained soil* (tanah berbutir halus) dapat terdiri dari empat bentuk tergantung dari kadar airnya, yaitu : cair, plastis, semi padat atau padat. Kedudukan kadar air transisi bervariasi pada berbagai jenis tanah. Kedudukan fisik tanah berbutir halus pada kadar air tertentu disebut konsistensi. Konsistensi tergantung pada gaya tarik antara partikel mineral lempungnya. Sembarang pengurangan kadar air menghasilkan berkurangnya tebal lapisan kation dan terjadi penambahan gaya tarik antar partikelnya. Bila tanah dalam kedudukan plastis, besarnya jaringan gaya antar partikel akan sedemikian hingga partikelnya bebas untuk relatif menggelincir antara satu dengan yang lainnya, dengan kohesi antaranya tetap terpelihara. Pengurangan kadar air juga menghasilkan pengurangan volume tanah. Sangat banyak tanah berbutir halus yang ada di alam dengan kedudukan plastis.



Gambar 2.3 Batas-batas Atterberg
(Casagrande, 1948)

Cara untuk menggambarkan batas-batas konsistensi dari tanah berbutir halus dengan mempertimbangkan kandungan kadar airnya. Batas-batas tersebut adalah batas cair, batas plastis dan batas susut. Kedudukan batas konsistensi dari tanah kohesif disajikan pada gambar diatas.

2.3.1 Batas cair (liquid limit)

Batas cair (LL) didefinisikan sebagai kadar air tanah pada batas antara keadaan cair dan keadaan plastis, yaitu batas atas dari daerah plastis.

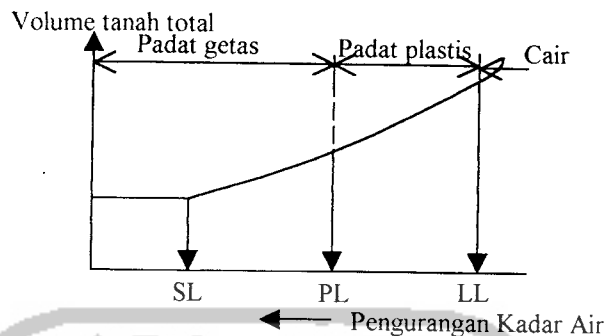
2.3.2 Batas plastis (plastic limit)

Batas plastis (PL) didefinisikan sebagai kadar air pada kedudukan antara daerah plastis dan semi padat.

2.3.3 Batas susut (Shrinkage Limit)

Batas susut (SL) didefinisikan sebagai kadar air pada kedudukan antara daerah semi padat dan padat.

2.3.4 Indeks plastisitas (plasticity indeks)



Gambar 2.4 Variasi volume dan kadar air pada kedudukan batas cair, batas plastis dan batas susutnya. (Casagrande, 1948)

Indeks plastisitas (PI) adalah selisih batas cair dan batas plastis. Indeks plastisitas akan merupakan interval kadar air dimana tanah masih bersifat plastis. Karena itu, indeks plastis menunjukkan sifat keplastisan tanah. Jika tanah mempunyai interval kadar air daerah plastis yang kecil, maka keadaan ini disebut dengan tanah kurus. Kebalikannya, jika tanah mempunyai interval kadar air daerah plastis yang besar disebut tanah gemuk. Batasan mengenai indeks plastis, sifat, macam tanah dan kohesinya diberikan oleh Atterberg terdapat dalam tabel 2.1.

Tabel 2.1 Nilai indeks plastisitas dan macam tanah.

PI	Sifat	Macam tanah	kohesi
0	Nonplastis	Pasir	Nonkohesif
<7	Plastisitas rendah	Lanau	Kohesif sebagian
7-17	Plastisitas sedang	Lempung berlanau	Kohesif
>17	Plastisitas tinggi	Lempung	Kohesif

2.4 Lempung *Normally Consolidated* dan *Overconsolidated*

Bowles (1988) mengatakan istilah terkonsolidasi normal (*normally consolidated*) dan konsolidasi berlebihan (*overconsolidated*) digunakan untuk menggambarkan suatu sifat penting dari lapisan tanah lempung.

Tanah *normally consolidated* (terkonsolidasi normal) adalah tanah dimana tegangan efektif yang membebani pada waktu sekarang, adalah nilai tegangan maksimum yang pernah dialaminya.

Tanah *overconsolidated* adalah tanah di mana tegangan efektif yang pernah membebani pada waktu yang lampau, lebih besar daripada tegangan efektif yang bekerja pada waktu sekarang.

Jadi lempung pada kondisi *normally consolidated*, bila tekanan prakonsolidasi (*preconsolidation pressure*) (p_c') sama dengan tekanan overburden efektif (p_o'). Sedang lempung pada kondisi *overconsolidated*, jika tekanan prakonsolidasi lebih besar dari tekanan *overburden* efektif yang ada pada waktu sekarang ($p_c' > p_o'$). Nilai banding *overconsolidation* (*overconsolidation ratio, OCR*) didefinisikan sebagai nilai banding tekanan prakonsolidasi terhadap tegangan efektif yang ada, atau bila dinyatakan dalam persamaan :

$$OCR = \frac{p_c'}{p_o'} \quad (2.1)$$

Tanah *normally consolidated* mempunyai $OCR = 1$, dan tanah dengan $OCR > 1$ adalah *overconsolidated*. Dapat ditemui pula, tanah lempung mempunyai $OCR < 1$.

Dalam hal ini tanah adalah sedang dalam keadaan konsolidasi (*underconsolidated*). Kondisi *underconsolidated* dapat terjadi pada tanah-tanah yang baru saja diendapkan baik secara geologis maupun oleh manusia. Dalam kondisi ini, lapisan pori diukur dalam kondisi *underconsolidated*, tekanannya akan melebihi tekanan hidrostatiknya.

2.5 Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest (K_0)

Pada tanah besarnya tekanan horizontal umumnya tidak sama dengan tekanan vertikalnya. Nilai banding antara tekanan horizontal efektif (σ_h') dengan tekanan vertikal efektif (σ_v') disebut koefisien tekanan tanah lateral diam (*coefficient of lateral pressure at rest*), (K_0). Bila dinyatakan dalam persamaan :

$$K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \quad (2.2)$$

Nilai K_0 selalu ditinjau dalam kondisi tegangan efektif. Dari pengamatan, besarnya K_0 sangat tergantung dari sudut gesek dalam efektif tanahnya dan sejarah tegangannya.

2.5.1 Nilai Coefficient of lateral earth pressure at rest (K_0) pada tanah pasir

Jaky (1948) Memberikan persamaan yang sangat berguna untuk mengestimasi besarnya K_0 dari nilai sudut gesek dalam pasir (ϕ) yang telah diketahui. Persamaan tersebut adalah :

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2.3)$$

Sedangkan Alpan (1967) memberikan korelasi antara K_0 dan nilai banding overconsolidation (*OCR*) dirumuskan dengan persamaan berikut ini :

$$K_o' = K_o.(OCR)^h \quad (2.4)$$

Dengan K_o' adalah K_o untuk pasir kondisi overconsolidation, OCR adalah nilai banding overconsolidation dan h adalah nilai eksponen empiris. Nilai h dapat berkisar di antara 0,4 dan 0,5 dan bahkan dapat mencapai 0,6 untuk pasir sangat padat .

2.5.2 Nilai *Coefficient of lateral earth pressure at rest (K_o)* pada tanah lempung

Brooker dan Ireland (1965) merumuskan unntuk lempung normally consolidated nilai K_o diberikan persamaan sebagai berikut :

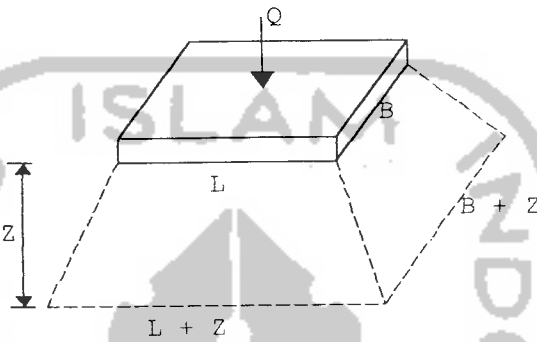
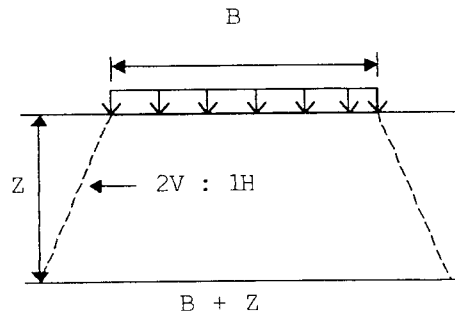
$$a) \text{ untuk } 0 \leq PI \leq 40\% \quad K_o = 0,4 + 0,007.(PI) \quad (2.5)$$

$$b) \text{ untuk } 40\% \leq PI \leq 80\% \quad K_o = 0,68 + 0,001.(PI) \quad (2.6)$$

Sedang untuk lempung pada kondisi tanpa pembebanan (*unloading*) dan pembebanan kembali (*preloading*) nilai K_o diberikan seperti persamaan 3.6 dengan nilai h untuk $PI=20$ adalah 0,4 sedang untuk $PI=80$ nilai $h=0,32$

2.6 Metode Penyebaran Beban 2V : 1H

Berbagai macam cara telah digunakan untuk menghitung pengaruh tegangan akibat beban pondasi. Salah satu cara pendekatan yang sangat sederhana untuk menghitung tambahan tegangan beban di permukaan diberikan oleh Boussinesq (1885). Caranya dengan membuat garis penyebaran beban 2V:1H (2 vertikal dibanding 1 horizontal). Dalam cara ini, dianggap beban pondasi Q didukung oleh piramid yang mempunyai kemiringan sisi 2V :1H.



Gambar 2.5 Penyebaran beban 2V : 1H (Boussinesq, 1885)

Cara pendekatan ini, nilai tambahan tegangan vertical dinyatakan oleh persamaan:

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{(L+z)(B+z)} \quad (2.7)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{qLB}{(L+z)(B+z)} \quad (2.8)$$

dengan :

$\Delta\sigma_z$ = tambahan tegangan vertical

Q = beban total pada dasar pondasi

q = beban terbagi rata pada dasar pondasi

L = panjang area pondasi

B = lebar area pondasi

z = kedalaman yang ditinjau

Cara ini dapat juga untuk menghitung pondasi berbentuk jalur memanjang. Dalam hal ini, bentuk penyebaran beban yang berupa piramid berubah menjadi berbentuk trapesiodal. Selanjutnya, tambahan tegangan vertikal pada pondasi memanjang dinyatakan oleh :

$$\Delta\sigma_z = \frac{qB}{(B+z)} \quad (2.9)$$

Dalam menghitung besarnya tegangan total yang terjadi di dalam tanah, setelah tegangan vertikal yang diperoleh dari persamaan-persamaan Boussinesq, Westergaard maupun dari teori penyebaran beban 2V:1H diperoleh, hasilnya masih harus ditambahkan dengan tegangan akibat beban tanah di kedalaman yang ditinjau (yaitu tekanan overburden). Hal ini perlu dimengerti, karena pada cara elastis dianggap bahwa tanah yang sedang mengalami pembebanan tidak mempunyai berat.

2.7 Lapisan Tanah

(Idriss dan Seed,1968) mengatakan jika suatu profil tanah terdiri dari beberapa lapis, dapat diberikan rumus pendekatan dengan type massa tergumpal (m_1, m_2, \dots, m_n) seperti ditunjukkan pada rumus berikut ini.

$$m_1 = \frac{\gamma_1 h_1}{g} \quad (2.10)$$

$$m_i = \frac{\gamma_{i-1}h_{i-1} + \gamma h_i}{g}, \quad i = 2, 3, \dots, N \quad (2.11)$$

$$k_i = \frac{G_i}{2h_i}, \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (2.12)$$

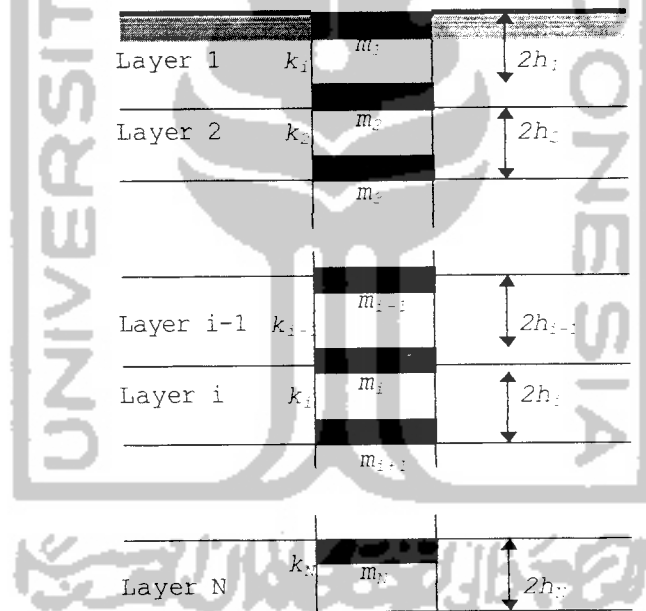
dimana,

m_i = massa tergumpal yang diletakkan pada lapisan 1 tanah

k_i = Kekakuan yang menghubungkan massa m_i dan m_{i+1}

γ_i = berat satuan pada lapisan 1 tanah

h_i = setengah kedalaman pada lapisan 1 tanah



Gambar 2.6 Massa tergumpal pada lapisan horisontal
(Idriss dan Seed, 1968)

2.8 Modulus Geser Tanah dan Damping Ratio

(Hardin, Black, Drnevich, 1968), Modulus geser tanah dan damping ratio tanah dipengaruhi beberapa faktor yaitu : jenis tanah, *confining pressure*, besarnya regangan geser tanah, derajat kejenuhan, besarnya tegangan dinamik. Yang besarnya dapat dirumuskan melalui suatu persamaan empirik.

a. Nilai modulus geser maksimum untuk tanah lempung (kg/cm^2)

$$G_{\max} = 3310cr^k \frac{(2,973 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sigma_0^{-0,5} \quad (2.13)$$

Tabel 2.2 Nilai PI dan nilai k

Indeks Plastisitas	K
0	0
20	0,18
40	0,30
60	0,41
80	0,48
≥ 100	0,50

Untuk nilai $\bar{\sigma}_o$ dapat diperoleh dengan rumus :

$$\bar{\sigma}_o = \frac{(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_3)}{3} \quad (2.14)$$

σ_1 adalah tegangan vertical stress, sedangkan

$$\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_3 = k_o \cdot \bar{\sigma}_1 \quad (2.15)$$

Dengan K_o adalah koefisien tekanan horizontal tanah saat diam dapat dilihat persamaan (2.3-2.6)

Nilai modulus geser maksimum untuk tanah pasir

b. Pasir bersih berbutir halus,

$$G_{\max} = 700 \frac{(2,17 - e)^2}{(1 + e)} \bar{\sigma}_o^{0.5} \quad (2.16)$$

c. Pasir bersih berbutir tajam,

$$G_{\max} = 326 \frac{(2,97 - e)^2}{(1 + e)} \bar{\sigma}_o^{0.5} \quad (2.17)$$

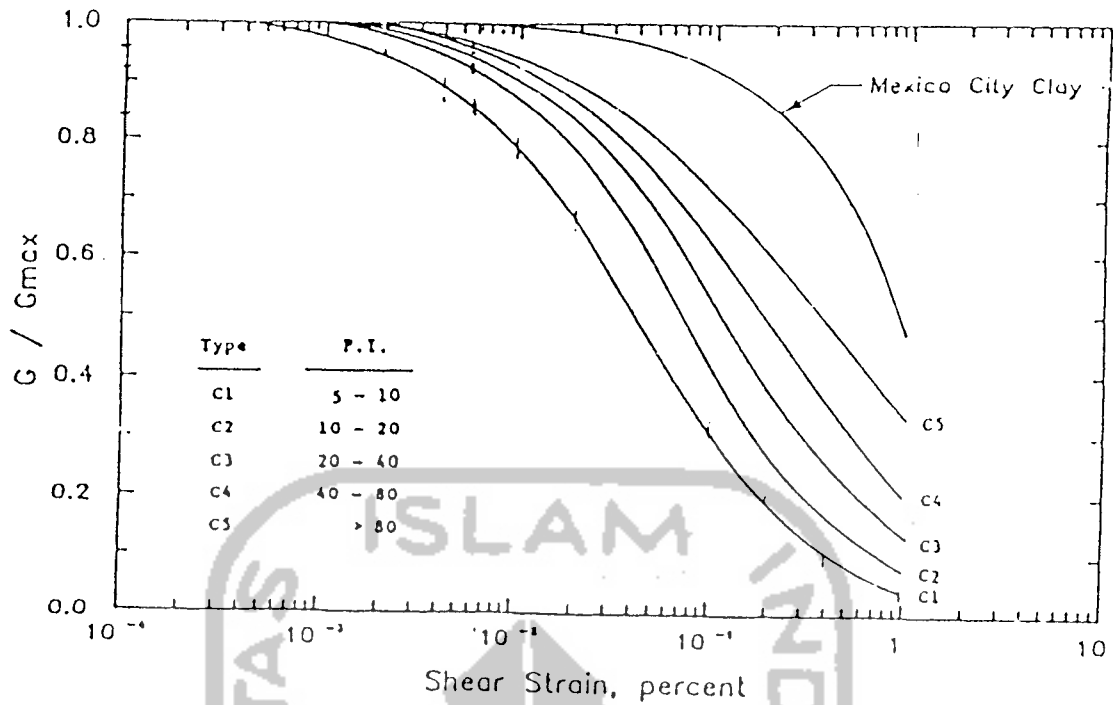
Rumus modulus geser pasir ini digunakan untuk G_{\max} dalam kg/cm^2 dan $e=0.80$. Dari seluruh persamaan diatas :

e = angka pori

σ_o = tegangan kekang efektif

OCR = "Overconsolidation Ratio"

Kemudian (Vucetic dan Dobry,1991) memberikan suatu hubungan antara modulus geser tanah dan regangan geser tanah untuk tanah dengan variasi nilai Indeks Plastisitas



Gambar 2.7 Nilai G/G_{\max} untuk nilai regangan geser tertentu pada semua jenis tanah. (Vucetic & Dobry, 1991)

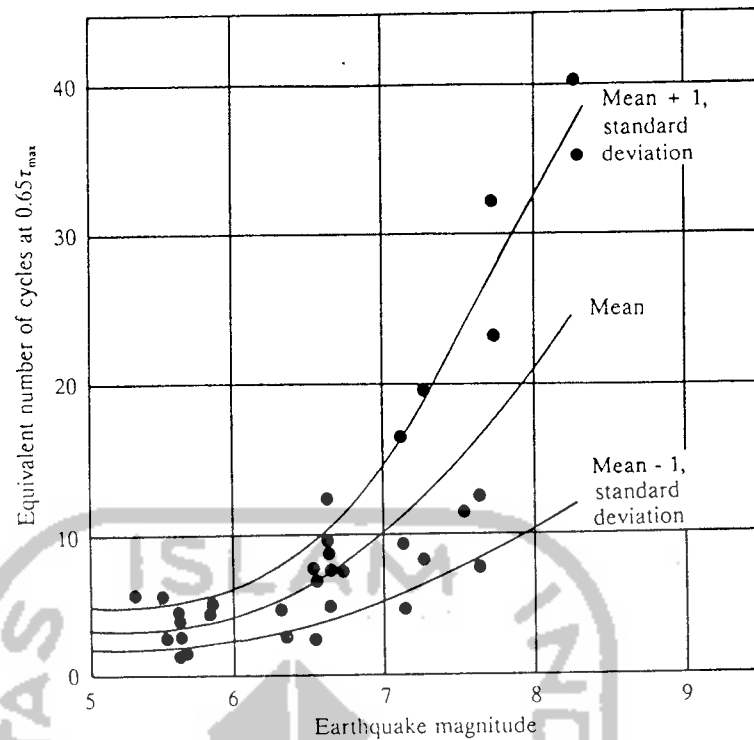
Tabel 2.3 Nilai “dumping ratio” maksimum untuk beberapa jenis tanah .

Jenis Tanah	“Dumping Ratio” (%)
Pasir kering bersih	$D = 33 - 1,5 (\log N)$
Pasir basah bersih	$D = 28 - 1,5 (\log N)$
Lanau	$D = 26 - 4\sigma_o^{0,5} + 0,7f^{0,5} - 1,5 (\log N)$
Lempung/kohesif	$D = 31 - (3 + 0,03f)\sigma_o^{0,5} + 1,5f^{0,5} - 1,5 (\log N)$

Dimana : $f = \frac{1}{T}$ = frekuensi alam (putaran per detik) (3.22)

N = Number equivalent of cycle at $0,65 \tau_{\max}$

Nilai N tersebut berdasarkan grafik di bawah ini :



Gambar 2.8 Nilai N Equivalent.(Seed,1975)

2.9 Regangan Geser Tanah

Tokida, Tamura, Aizawa (1991) menyatakan bahwa nilai regangan geser tanah yang terjadi akibat gempa dapat diestimasi melalui analisa elemen hingga tiga dimensi. Kemudian dari hasil analisa itu dapat dirumuskan suatu persamaan empirik untuk mencari nilai regangan geser dengan memperhitungkan besarnya gempa dan jarak episentrum dari data rekaman gempa.

$$\gamma = 0,894 \times 10^{0.548M} \times (\Delta + 30)^{-0.774} \times 10^{-6} \quad (3.24)$$

dimana,

γ = regangan geser tanah,

M = magnitude gempa (dalam satuan Richter),

Δ = jarak episenter,

Pemodelan dari perilaku tanah pada kondisi *random & cyclic loading* harus dibuat sedemikian hingga model dapat diduplikasikan pada karakteristik deformasi yang berbeda. Ketika perilaku tanah pada daerah *small strain*, penggunaan elastis model dapat digunakan. Ketika kondisi tanah pada medium range of strain yang kurang lebih di bawah level 10^{-3} , perilaku tanah menjadi elasto-plastic yang berarti modulus geser tanah cenderung berkurang mengikuti pertambahan nilai dari regangan geser.

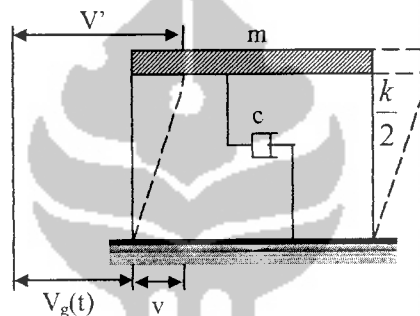
Bila tanah pada kondisi seperti yang dijelaskan di atas maka penggunaan *linier viscoelastic theory* dapat digunakan, yang berarti modulus geser dan damping ratio dapat ditentukan sebagai fungsi dari regangan geser. Untuk lebih jelasnya pemodelan tanah dan teori respon analisisnya pada berbagai kondisi tanah dapat dilihat pada gambar dibawah ini.

Shear strain	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
	Small strain	Medium strain		Large strain	Failure strain	
Elastic	[Diagram showing a linear elastic response curve]					
Elasto-plastic	[Diagram showing an elasto-plastic response curve]					
Failure	[Diagram showing a failure response curve]					
Effect of load-repetition	[Diagram showing the effect of load repetition]					
Effect of loading rate	[Diagram showing the effect of loading rate]					
Model	Linear elastic model		Visco-elastic model		Load history tracing type model	
Method of response analysis	Linear method		Equivalent linear method		Step-by-step integration method	

Gambar 2.9 Perubahan propertis tanah dengan regangan geser, prinsip corresponding modelling dan metode respon analisis. (K. Ishihara, 1982)

2.10 Analisa Dinamika Struktur

(Clough & Penzien, 1975) menyatakan jika gerak gempa bumi pada batuan dasar yang dasarnya lapisan tanah diketahui, percepatan tanah atau gerak tanah-bebas dapat diperoleh dengan memperlakukan lapisan tanah persis seperti suatu sistem struktur di mana gerak tumpuannya diketahui. Dengan menggunakan model yang didiskritisasi dan disesuaikan dengan bentuk geometri tumpukan tanah dan mengasumsikan bahwa gempa bumi adalah translasi dasar-tegar.



Gambar 2.10 Sistem SDOF yang mengalami translasi dasar tegar.
(Clough & Penzien, 1975)

2.10.1 Tinjauan fundamental analisis dinamik

(Clough & Penzien, 1975) menyatakan istilah dinamika secara sederhana dapat didefinisikan sebagai perubahan waktu, dalam hal ini berarti analisa dinamik adalah analisa yang melibatkan gaya, jarak atau perpindahan dan waktu.

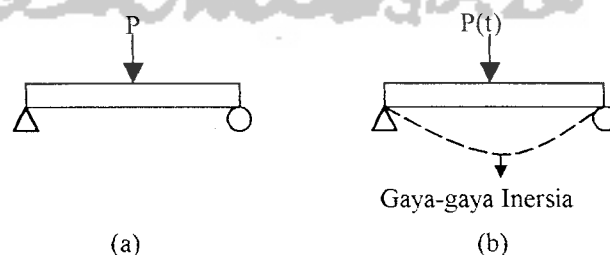
Pada analisa dinamik ada dua pendekatan yang digunakan untuk mengevaluasi struktur terhadap beban dinamik. Pertama pendekatan deterministic, pada analisa ini beban yang bekerja pada struktur adalah "precibed dynamic

loading”, yaitu jika variasi waktu pembebanan diketahui secara lengkap walaupun mungkin sangat beresilasi atau sifatnya tidak beraturan. Pendekatan kedua adalah pendekatan non-deterministik, yaitu pembebanannya berupa “random dynamic loading” atau pembebanan dinamik acak, pendekatan ini digunakan jika variasi waktu tidak diketahui secara lengkap.

2.10.2 Pembebanan dinamik

(Clough & Penzien, 1975) mengatakan bahwa pembebanan dinamik secara mendasar berbeda dengan pembebanan static, pada beban static tidak akan mengalami perubahan intensitas sedangkan beban dinamik merupakan suatu fungsi yang mengalami perubahan menurut waktu. Pada analisis dinamik yang menggunakan pendekatan deterministic, yaitu pembebanan yang digunakan adalah beban periodic dan beban non-periodik.

Beban periodic merupakan beban berulang yang memperlihatkan variasi waktu yang sama berturut-turut untuk jumlah siklus yang besar, sedangkan pembebanan non-periodik mungkin berbentuk pembebanan impulsive yang berlangsung singkat atau bentuk umum beban-beban yang berlangsung lama.



Gambar 2.11 Perbedaan dasar antara beban static dan dinamik. (a) pembebanan Static; (b) pembebanan Dinamik.

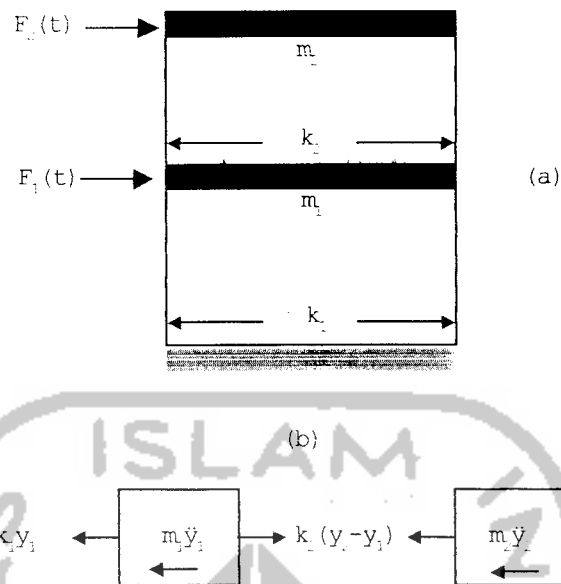
2.10.4 Sistim derajat kebebasan banyak

Sebagaimana yang dituliskan diatas bahwa lapisan-lapisan tanah analog seperti sistim struktur, maka respon lapisan-lapisan tanah akibat gempa dianalisis melalui pendekatan sistim berderajat kebebasan banyak (*Multy Degree of Freedom* “MDOF”).

Struktur dengan derajat kebebasan tunggal berarti hanya ada satu koordinat yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu masa pada saat tertentu. Jumlah derajat kebebasan biasanya dikaitkan dengan jumlah massa, struktur dengan derajat kebebasan tunggal berarti hanya mempunyai satu massa. Sedangkan struktur dengan derajat kebebasan banyak berarti dikaitkan dengan jumlah massa yang banyak. Misalnya suatu properti tanah yang memiliki empat lapis berarti mempunyai empat massa dan empat derajat kebebasan.

2.10.5 Persamaan differensial gerakan MDOF.

Untuk memperoleh persamaan differensial gerakan dipakai prinsip keseimbangan dinamik pada suatu massa yang ditinjau. Untuk memperoleh persamaan tersebut maka diambil model struktur MDOF seperti gambar berikut :



Gambar 2.13 Sistem dinamis struktur tanah MDOF 2 Lapis
a. model struktur ; b. diagram keseimbangan (Mario Paz, 1979)

Persamaan differensial gerakan akan diperoleh dengan memperhatikan *free body* diagram sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 m_1 \ddot{y}_1 + k_1 y_1 + c_1 \dot{y}_1 - k_2 (y_2 - y_1) - c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - F_1(t) &= 0 \\
 m_2 \ddot{y}_2 + k_2 (y_2 - y_1) + c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - F_2(t) &= 0
 \end{aligned}
 \tag{2.27}$$

Persamaan (2.27) dapat ditulis dengan bentuk yang lebih sederhana,

$$\begin{aligned}
 m_1 \ddot{y}_1 + (c_1 + c_2) \dot{y}_1 - c_2 \dot{y}_2 + (k_1 + k_2) y_1 - k_2 y_2 &= F_1(t) \\
 m_2 \ddot{y}_2 - c_2 \dot{y}_1 + c_2 \dot{y}_2 - k_2 y_1 + k_2 y_2 &= F_2(t)
 \end{aligned}
 \tag{2.28}$$

Persamaan (2.28) dapat ditulis dengan bentuk matriks,

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \end{Bmatrix} \quad (2.29)$$

2.10.6 Matriks massa, kekakuan dan *damping ratio*

Pada struktur tanah dua lapis seperti gambar diatas, maka struktur tersebut mempunyai dua derajat kebebasan. Persamaan gerakan tersebut umumnya disusun berdasarkan atas goyangan struktur menurut mode pertama. Persamaan keseimbangan dinamik dapat ditulis,

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{F(t)\} \quad (2.30)$$

Yang mana [M], [C] dan [K] berturut-turut matrik massa, matriks *damping ratio* dan matrik kekakuan yang dapat ditulis menjadi,

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}, [C] = \begin{bmatrix} (c_1 + c_2) & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix}, [K] = \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \quad (2.31)$$

Sedangkan $\{\ddot{y}\}$, $\{\dot{y}\}$, $\{y\}$ dan $F(t)$ masing-masing adalah vector simpangan, vector kecepatan dan vector beban, atau

$$\ddot{y} = \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \end{Bmatrix}, \dot{y} = \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \end{Bmatrix}, y = \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{Bmatrix}, \text{ dan } \{F(t)\} = \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \end{Bmatrix} \quad (2.32)$$

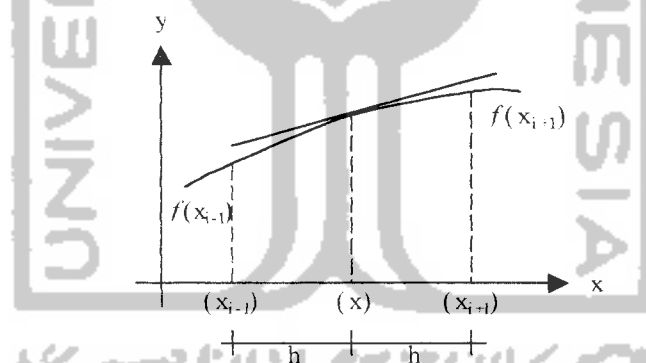
2.10.7 Integrasi numerik dengan metode *Central Difference*

Metode numeric adalah teknik untuk menyelesaikan permasalahan-permasalahan yang diformulasikan secara matematik dengan cara operasi hitungan (aritmatik). Dalam metode numeric ini dilakukan operasi hitungan dalam jumlah

yang sangat banyak dan berulang-ulang. Oleh karena itu diperlukan bantuan komputer untuk melaksanakan operasi tersebut.

Pada kondisi beban non-periodik yang sudah kompleks misalnya beban gempa, maka respon struktur tidak mungkin lagi dihitung secara analitik, apalagi pada struktur tersebut memiliki derajat kebebasan banyak.

Salah satu metode integrasi numeric pada persamaan differensial gerakan adalah metode “central difference” yang berdasar pada perkiraan nilai “derivatif” waktu. Perkiraan nilai “derivatif” pada metode “central difference” diperoleh dengan memperhatikan nilai-nilai fungsi di titik x_{i-1} dan x_{i+1} yang masing-masing adalah $f(x_{i-1})$ dan $f(x_{i+1})$. Untuk itu dipakai model fungsi dengan grafik misalnya pada gambar 2.14 berikut :



Gambar 2.14 Derivatif pertama dengan metode *central difference*.

Dengan memperhatikan gambar 2.14 diatas, maka suatu “slope” atau “derivatif” pertama pada titik x_i dapat diperoleh dengan perantaraan nilai-nilai fungsi pada titik x_{i-1} dan x_{i+1} . Nilai “derivatif” tersebut adalah

$$F(x_1) \approx \tan \alpha \approx \frac{f(x_{i+1}) - f(x_{i-1}))}{x_{i+1} - x_{i-1}} \quad (2.33)$$

Dapat diperhatikan dari gambar 2.14 bahwa $x_{i-1} - x_{i+1}$ sama dengan $2h$ maka persamaan (2.33) tersebut dapat ditulis dalam bentuk,

$$f(x_i) = \frac{f(x_{i+1}) - f(x_{i-1}))}{2h} + \phi h \quad (2.34)$$

Dimana notasi ϕh dalam persamaan (2.34) adalah sisa atau kesalahan yang terjadi.

