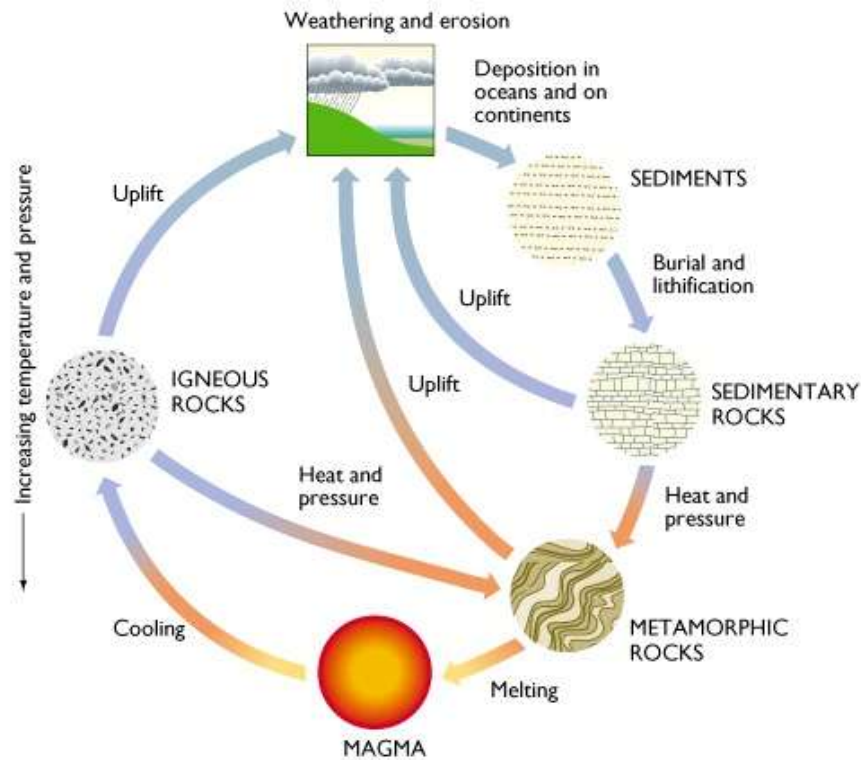


BAB III LANDASAN TEORI

3.1 PENGERTIAN TANAH

Dalam pengertian teknik secara umum, tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasikan (terikat secara kimia) satu sama lain dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut. Tanah berguna sebagai bahan bangunan pada berbagai macam pekerjaan teknik sipil, disamping itu tanah berfungsi juga sebagai pendukung pondasi dari bangunan. Maka diperlukan tanah dengan kondisi kuat menahan beban di atasnya dan menyebarkannya merata.

Proses pembentukan tanah dikenal sebagai *pedogenesis*. Proses yang unik ini membentuk tanah sebagai tubuh alam yang terdiri atas lapisan-lapisan atau disebut sebagai horizon tanah. Berdasarkan asal-usulnya, batuan dapat dibagi menjadi tiga tipe dasar yaitu: batuan beku, batuan sedimen, dan batuan metamorf. Batuan beku Batuan ini terbentuk dari magma mendingin. Magma batu mencair jauh di dalam bumi. Magma di kerak bumi disebut lava. Batuan sedimen dibentuk sebagai didorong bersama-sama atau disemen oleh berat air dan lapisan-lapisan sedimen di atasnya. Proses penyelesaian ke lapisan bawah terjadi selama ribuan tahun. Batuan metamorf adalah batuan yang berasal dari batuan yang sudah ada, seperti batuan beku atau batuan sedimen. Tahap pertama dari proses pembentukan tanah adalah proses pelapukan. Proses ini terjadi penghancuran dan pelembutan dari bahan induk (batuan vulkanik, batuan beku, batuan sedimen, dan batuan metamorf) tanpa perubahan susunan kimianya. Proses siklus batuan dan proses terjadinya tanah diilustrasikan oleh Gambar 3.1.



Gambar 3. 1 Siklus Batuan dan Proses Terjadinya Tanah

Pelapukan dipengaruhi oleh faktor iklim yang bersifat merusak. Faktor-faktor iklim yang turut menentukan adalah sinar matahari, perbedaan temperatur antara siang dan malam, keadaan musim. Pada awalnya batuan pecah dalam bentuk pecahan-pecahan batuan dan mineral-mineral penyusunnya. Selanjutnya oleh adanya air, asam dan senyawa-senyawa yang larut dalam air, pecahan-pecahan batuan dan mineral ini menjadi lunak dan terurai ke dalam unsur-unsur penyusunnya. Dari bahan-bahan sisa penguraian dan senyawa kembali membentuk mineral-mineral baru. Unsur-unsur fisik lainnya yang menyebabkan hancurnya batuan adalah es, gletser, angin, air dan gelombang air laut. Pelapukan mengubah batuan padat yang besar menjadi pecahan-pecahan yang lebih kecil berukuran berkisar antara ukuran batu besar (*boulder*) yang tidak tersementasi dari pecahan-pecahan tersebut dengan proporsi yang bermacam-macam membentuk lapis-lapisan tanah.

Setiap tanah biasanya memiliki tiga atau empat lapisan yang berbeda. Lapisan dibedakan umumnya pada keadaan fisik yang terlihat, warna dan tekstur

adalah yang utama. Hal ini membawa pengklasifikasian lebih lanjut dalam hal tekstur tanah yang dipengaruhi ukuran partikel, seperti apakah tanah itu, lebih berpasir atau lebih liat dari pada lapisan tanah di atas dan di bawahnya.

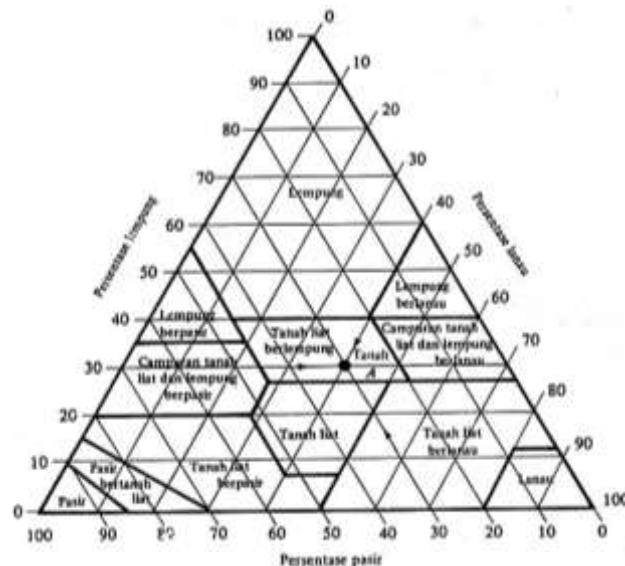
Tanah umumnya dapat disebut sebagai kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*silt*), atau lempung (*clay*), tergantung pada ukuran partikel yang paling dominan pada tanah tersebut. Pada Tabel 3.1 dapat dilihat batasan-batasan ukuran golongan jenis tanah berdasarkan *Unified Soil Classification System (USCS)*.

Tabel 3. 1 Klasifikasi Tekstur Tanah Berdasarkan Ukuran

Jenis tanah	Ukuran butiran (mm)
Kerikil	76,2 – 4,75
Pasir	4,75 – 0,075
Lanau	0,075 – 0,002
Lempung	< 0,002

Sumber: Das (1993)

Tanah dengan berbagai perbandingan pasir, debu dan liat dikelompokkan atas berbagai tekstur seperti yang digambarkan pada segitiga tekstur pada Gambar 3.2.



Gambar 3. 2 Segitiga Tekstur Tanah

3.2 PARAMETER STATIK DAN DINAMIK TANAH

3.2.1 Parameter Statik Tanah

Parameter static tanah merupakan parameter tanah akibat pembebanan dengan intensitas yang tetap pada tempatnya dalam keadaan stabil dan mempunyai arah atau garis kerja yang tetap. Karakteristik statik tanah terdiri dari nilai kohesi (c), sudut geser dalam (ϕ), dan *poisson's ratio* (μ).

1. Kohesi

Kohesi adalah gaya tarik menarik antar partikel tanah. Selain sudut geser dalam, kohesi merupakan parameter kuat geser tanah yang menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi akibat tegangan yang bekerja pada tanah dalam hal ini berupa gerakan lateral tanah. Sampai saat ini belum ada data yang komprehensif tentang nilai kohesi suatu tanah lempung. Namun nilai kohesi (c) tanah dapat dikaitkan dengan nilai *N-SPT* (Anonim, 1993) sebagaimana yang ditunjukkan oleh Persamaan 3.1.

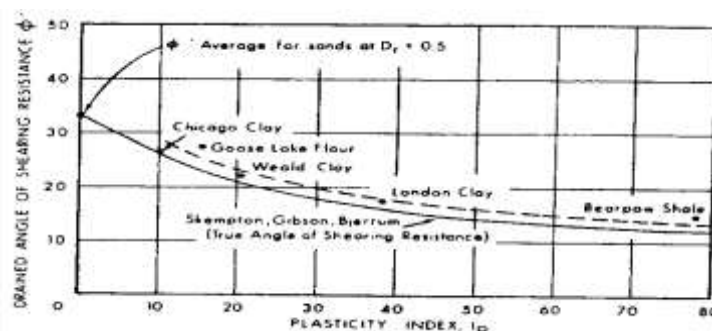
$$c = \left\{ \frac{1}{4} \approx \frac{1}{6} \right\} N \quad (3.1)$$

dengan:

c = Kohesi (kgf/cm^2)

N = Nilai *N-SPT*

Nilai kohesi juga mempengaruhi sifat lempung lainnya yaitu, indeks platisitas (PI). Hubungan antara indeks platisitas (PI) dengan sudut geser dalam (ϕ) sebagaimana yang ditunjukkan pada Gambar 3.3.



Gambar 3. 3 Indeks Platisitas (PI) vs Sudut Geser Dalam (ϕ)
(Sumber: Brooker & Ireland, 1965)

2. Sudut Geser Dalam

Sudut geser dalam (ϕ) merupakan salah satu karakteristik yang sangat diperlukan baik pada analisis maupun disain pekerjaan pondasi. Das (1993) mengatakan bahwa apabila terjadi gempa bumi maka nilai sudut geser dalam (ϕ) akan berkurang. Berkurangnya nilai sudut geser dalam akan mempengaruhi daya dukung tanah. Tanah lempung memiliki nilai sudut geser (ϕ) dalam cenderung kecil. Faktor – faktor yang mempengaruhi sudut geser dalam diantaranya ukuran butir, kandungan air (w), kekasaran permukaan butiran, angka pori (v), kepadatan relatif (D_r), distribusi ukuran butir dan bentuk partikel butiran. Nilai sudut geser dalam (ϕ) untuk berbagai jenis tanah dapat dilihat pada Tabel. 3.2.

Tabel 3. 2 Nilai Sudut Geser Dalam (ϕ) Beberapa Jenis Tanah

Jenis dan Kondisi Tanah	Sudut Geser Dalam ($^\circ$)
<i>Sand</i>	30 – 40
<i>Loose sand</i>	30 – 35
<i>Medium sand</i>	40
<i>Dense sand</i>	35 – 45
<i>Silt</i>	26 – 35
<i>Clay</i>	20

Sumber: *AAPC Soil Properties*

3. *Poisson's Ratio*

Poisson's ratio (μ) adalah rasio regangan secara lateral dengan regangan secara aksial yang merepresentasikan sifat fisik batuan,

Tabel 3. 3 Nilai *Poisson's Ratio* (μ) Beberapa Jenis Tanah

Jenis Tanah	<i>Poisson's Ratio</i>
Lempung Jenuh	0,40 – 0,50
Lempung Tak Jenuh	0,10 – 0,30
Pasir	0,20 – 0,30
Lanau	0,30 – 0,35
Sand	0,10 – 1,00
Batuan	0,10 – 0,40

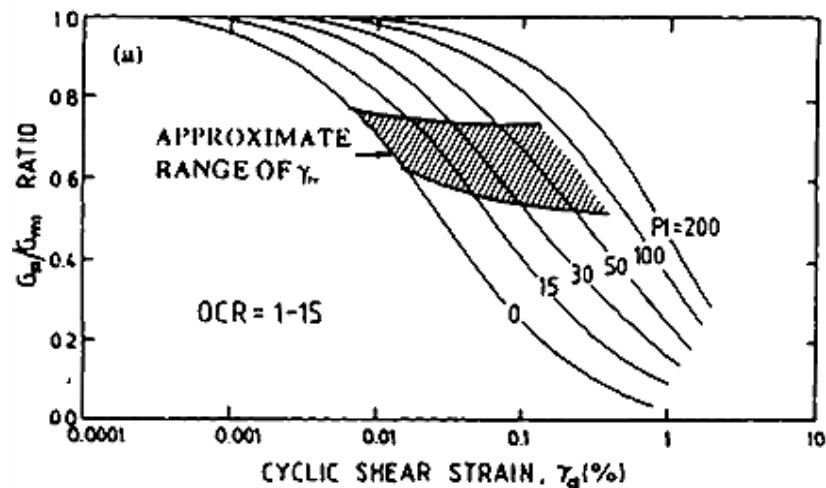
Sumber: Buku Mekanika Tanah, Braja M. Das Jilid 2

3.2.2 Karakteristik Dinamik Tanah

Karakteristik dinamik adalah karakteristik yang menggambarkan parameter tanah akibat pembebanan yang berubah-ubah berdasarkan waktu yang arahnya berlawanan dengan arah gerakan dan gaya inersia berada pada pusat massa. Karakteristik dinamik tanah yang dimaksud diantaranya adalah redaman material tanah (D) dan modulus geser tanah (G_0). dan Nilai-nilai karakteristik dinamik sangat diperlukan pada persoalan yang bersifat dinamik, misalnya interaksi antara tanah dengan pondasi, struktur tanah akibat pengaruh beban gempa dan pengaruh getaran mesin. Berikut ini adalah penjelasan tentang karakteristik tanah.

1. Modulus Geser Tanah

Menurut Das (1993) yang dimaksud dengan modulus geser tanah adalah perbandingan antara tegangan geser dengan regangan geser tanah. Hasil studi yang dilakukan Vucetic dan Dobry (1991) menunjukkan bahwa nilai modulus geser ini akan menurun pada saat regangan geser meningkat dengan indeks plastisitas (PI) yang semakin besar, sebagaimana yang ditunjukkan oleh Gambar 3.4.



Gambar 3. 4 Modulus Geser (G) vs Regangan Geser (γ) Setiap Nilai PI
(Sumber: Vucetic & Dobry, 1991)

Gambar 3.4 juga dapat digunakan untuk menentukan modulus geser (G) masing-masing jenis tanah kemudian dapat dipakai untuk menentukan kekakuan awal tanah. Hardin dan Black (1968) juga mengusulkan

penggunaan rumus empirik untuk menentukan modulus geser maksimum ($G_o = G_{max}$) berbagai jenis tanah sebagaimana yang juga tercantum pada Principles of Soil Dynamics (Das, 1993) yang ditunjukkan oleh Persamaan 3.2 s.d. Persamaan 3.3

a. Modulus geser maksimum untuk tanah pasir

$$G_o = 700 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (\bar{\sigma}_o)^{0,5} \quad (3.2)$$

b. Modulus geser maksimum untuk tanah lempung

$$G_{max} = 331 \cdot OCR^{kx} \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \cdot (\bar{\sigma}_o)^{0,5} \quad (3.3)$$

dengan:

G_o = Modulus geser tanah (kg/cm^2)

σ_o = Tekanan efektif rata-rata (kg/cm^2)

kx = Konstanta tanah (lihat Tabel 3.3)

e = Angka pori

OCR = Derajat konsolidasi lebih

Untuk menentukan tekanan efektif rata-rata (σ_o) digunakan rumus:

$$\sigma_o = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \quad (3.4)$$

$$\sigma_1 = \gamma_b \cdot h \quad (3.5)$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = k_o \cdot \sigma_1 \quad (3.6)$$

dengan:

σ_1 = Tekanan vertikal tanah (kg/cm^2)

σ_2 = Tekanan horisontal tanah (kg/cm^2)

γ_b = Berat *volume* tanah (kg/cm^3)

h = Tebal lapisan tanah (cm)

k_o = Koefisien tekanan horisontal tanah

Untuk menentukan konstanta tanah berdasarkan Persamaan 3.3 dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3. 4 Konstanta Tanah (k) Berdasarkan Indeks Plastisitas (PI)

Indeks Plastisitas (%)	k_x
5 - 9	0
10 - 19	0,18
20 - 39	0,30
40 - 79	0,41
80 - 99	0,48
≥ 100	0,50

Sumber: Das, (1993)

Koefisien tekanan horisontal tanah (k_o) dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut,

1). Tanah pasir

$$k_o = 1 - \sin \varphi \quad (3.7)$$

2). Tanah lempung

untuk $0 \leq PI \leq 40\%$

$$k_o = 0,40 + 0,007 \cdot (PI) \quad (3.8)$$

untuk $40 \leq PI \leq 80\%$

$$k_o = 0,68 + 0,001 \cdot (PI) \quad (3.9)$$

dengan:

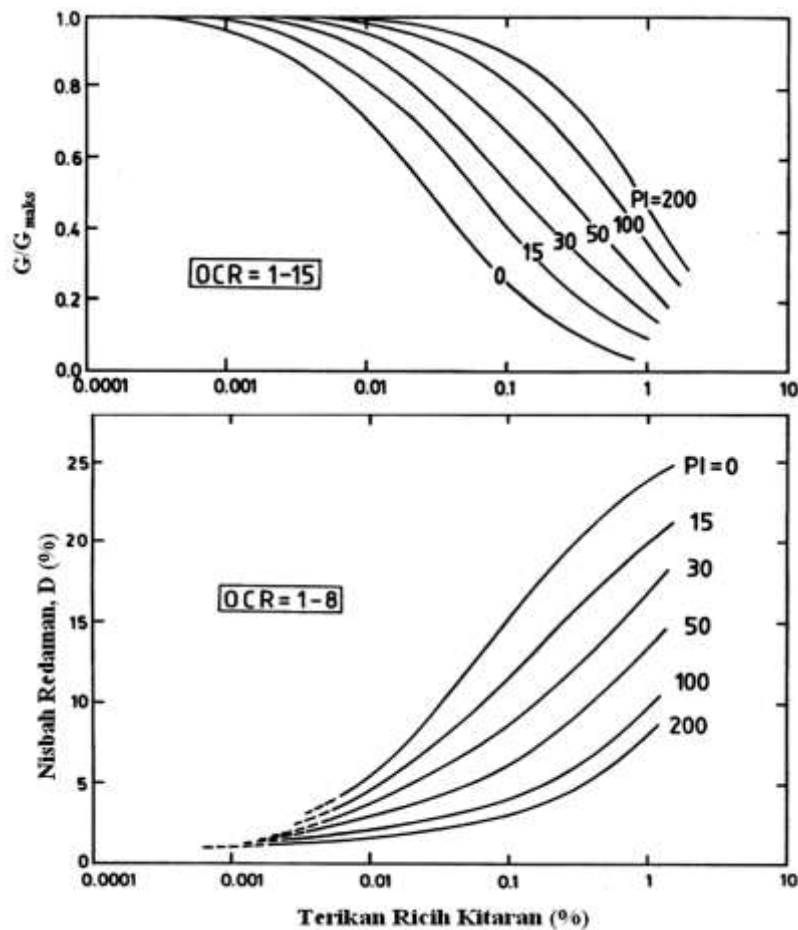
φ = Sudut geser dalam ($^\circ$)

PI = Indeks platisitas (%)

2. Redaman Tanah

Redaman merupakan peristiwa pelepasan energi (*energy dissipation*) akibat adanya gerakan antar molekul-molekul di dalam material sehingga getaran yang terjadi akan semakin melemah. Parameter redaman pada tanah disebut rasio redaman (D). Hasil studi yang dilakukan Vucetic dan Dobry (1991)

menunjukkan bahwa nilai rasio redaman akan meningkat pada saat regangan geser yang semakin besar pada tanah dengan indeks plastisitas yang semakin kecil, sebagaimana yang ditunjukkan pada Gambar 3.5.



Gambar 3. 5 Rasio Redaman (D) vs Regangan Geser (γ) Setiap Nilai PI
(Sumber : Vucetic & Dobry, 1991)

Berdasarkan *Principles of Soil Dynamics* (Das, 1993) untuk mencari nilai rasio redaman tanah pasir dan tanah lempung dapat digunakan rumus sebagai berikut.

a. Tanah pasir

$$D_{max} = 28 - 1,5 \cdot (\log N) \quad (3.10)$$

b. Tanah lempung

$$D_{max} = 31 - (3 + 0,003f) \cdot \bar{\sigma}_o^{0,5} + 1,5f^{0,5} - 1,5 \cdot (\log N) \quad (3.11)$$

Menurut As'at (2003), untuk menentukan nilai N dapat digunakan rumus empiris sebagaimana yang ditunjukkan pada Persamaan 3.12

$$N = 0,0387 \cdot e^{0,7876M} \quad (3.12)$$

dengan:

D_{max} = Rasio redaman maksimum

f = Frekuensi getar (Hz)

σ_o = Tekanan efektif rata-rata (kg/cm^2)

N = Nilai siklik ekivalen saat $0,65\tau_{max}$

M = *Magnitude* gempa (SR)

e = Nilai eksponensial

3.2.3 Penentuan Parameter Tanah dengan N-SPT

Dalam merencanakan suatu struktur yang berhubungan dengan tanah tentunya membutuhkan data-data tentang parameter tanah yang didapat dari hasil penyelidikan tanah baik di lapangan maupun di laboratorium. Namun ada kalanya data tidak cukup dan tidak memungkinkan dilakukan pengujian lagi, sehingga interpretasi dan korelasi parameter melalui grafik-grafik yang sudah ada akan sangat membantu. Dari hasil uji N-SPT yang diperoleh, dapat dilakukan pendekatan korelasi untuk memperoleh nilai – nilai parameter tanah yang digunakan dalam perencanaan seperti kohesi (C_u), modulus elastisitas tanah (E), plastisitas indeks (IP), berat jenis tanah, dan sudut geser dalam (ϕ).

1. Korelasi Nilai N-SPT terhadap Kuat Geser Tanah Lempung

Kekuatan geser pada tanah lempung yaitu kohesi atau *unconfined compressive strength*, yaitu q_u . Pada *undrained shear strength* (S_u), diperoleh dari pengujian triaksial *unconsolidated undrained* (UU) maupun *unconfined*

compressive strength (UCS). Adapun harga S_u dari UCS dapat dihitung melalui,

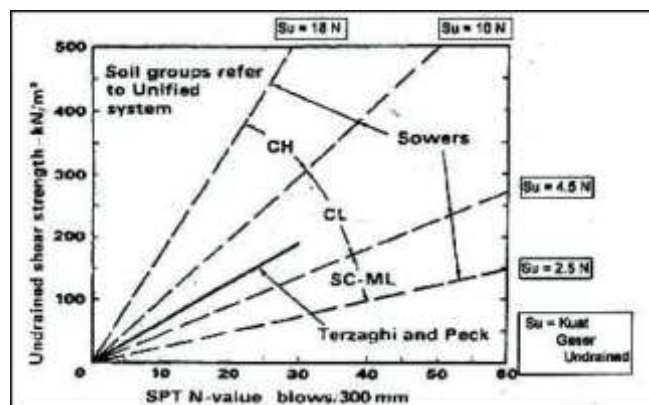
$$S_u = 0,5 q_u \quad (3.13)$$

Penelitian awal mengenai hubungan antara q_u vs N SPT dilaksanakan oleh Terzaghi & Perk (1967). Korelasi antara q_u – N SPT dapat dilihat pada Tabel 3. 5, sedangkan korelasi N vs S_u (C_u) ditunjukkan pada Gambar 3.6.

Tabel 3. 5 Korelasi antara q_u - N SPT

Consistency	SPT-N	Q_u (kPa)
Very soft	< 2	< 25
Soft	2 - 4	25 - 50
Medium	4 - 8	50 - 100
Stiff	8 - 15	100 - 200
Very stiff	15 - 30	200 - 400
Hard	> 30	> 400

Sumber: Terzaghi & Peck, (1967)



Gambar 3. 6 Korelasi N vs S_u (C_u)

2. Korelasi Nilai N-SPT terhadap Nilai Modulus Elastisitas Tanah

Schmermann (1970) menyatakan bahwa modulus elastisitas tanah dapat diperoleh menggunakan korelasi nilai dari data pengujian N-SPT sebagai berikut :

a. Korelasi pada tanah pasir

$$E_s \text{ (KN/m}^2\text{)} = 766 \cdot N\text{-SPT} \quad (3.14)$$

$$E_s = 2 q_c \quad (3.15)$$

b. Korelasi pada tanah lempung

Nilai modulus elastisitas tanah lempung sangat dipengaruhi oleh riwayat pembebanan yang bekerja pada tanah tersebut, yaitu dibedakan kedalam tanah lempung *normally consolidated* dan *over consolidated*.

a) Tanah lempung *normally consolidated (NC)*

$$E_u = 250 C_u - 500 C_u \quad (3.16)$$

b) Tanah lempung *over consolidated (OC)*

$$E_u = 750 C_u - 1000 C_u \quad (3.17)$$

dengan:

C_u = Kohesi lempung pada kondisi *undrained*.

3. Korelasi N-SPT untuk Menentukan Berat Volume Tanah

Tanah Pasir (*non – kohesif*) oleh Teng pada tahun 1962 dilaporkan bahwa parameter berat volume tanah dapat dilakukan pendekatan dari hasil N-SPT. Pendekatan tersebut dapat dilihat pada tabel 3.6

Tabel 3. 6. Korelasi untuk N-SPT dengan berat volume tanah

<i>Compactness</i>	<i>Relative Density (%)</i>	<i>N-SPT (blows.ft)</i>	<i>Angle of internal friction (deg)</i>	<i>Unit Weight</i>	
				<i>Moist (pcf)</i>	<i>Submerged (pcf)</i>
Very lose	0-15	0-4	<28	<100	<60
Loose	16-35	5-10	28-30	95-125	55-65
Medium	36-65	11-30	31-36	110-130	60-70
Dense	66-85	31-50	37-41	110-140	65-85
Very Dense	86-100	>51	>41	>130	>75

Sumber: Teng, (1962)

Tanah Lempung (*kohesif*) oleh *Terzaghi dan Peck, 1943* dilaporkan bahwa parameter berat volume tanah kohesif dapat dilakukan pendekatan dari hasil N-SPT. Lihat tabel 3.7

Tabel 3. 7 Hubungan N-SPT dan kekuatan tanah kohesif

<i>N-SPT Blows-feet</i>	<i>Konsistensi</i>	<i>Qu (unconfined compressive strenght) tons/ft²</i>	<i>Ysat KN/m³</i>
<2	Very soft	<0,25	16-19
2-4	Soft	0,25-0,50	16-19
4-8	Medium	0,50-1,00	17-20
8-15	Stiff	1,00-2,00	19-22
15-30	Very stiff	2,00-4,00	19-22
>30	Hard	>4,00	19-22

Sumber: Terzaghi dan Peck, (1943)

3.3 GEMPA BUMI

Gempa bumi terjadi karena bergetarnya bumi akibat pelepasan energi di dalam bumi secara tiba-tiba yang diikuti dengan patahnya lapisan batuan pada kerak bumi. Timbulnya patahan tersebut karena adanya gerakan plat-plat tektonik bumi yang bumi yang saling bertumbukan, bergeser atau saling berpapasan satu dengan yang lain (subdaksi). Struktur batuan/tanah akan rusak secara tiba-tiba batuan tersebut sudah tidak dapat menahan akumulasi energi yang terjadi. Energi yang dihasilkan dipancarkan kesegala arah. Energi mekanik akibat batuan yang patah kemudian berubah menjadi energi gelombang. Energi gelombang tersebut kemudian melewati massa batuan/tanah yang mempunyai kondisi geologi yang berbeda-beda di setiap tempat sampai efeknya dapat dirasakan sampai ke permukaan bumi.

3.3.1 Kandungan Frekuensi Gempa

Menurut Housner (1977) akan terkandung beberapa frekuensi didalam pada suatu kejadian gempa bumi, yang mana dapat didefinisikan frekuensi adalah jumlah getaran yang terjadi pada setiap detiknya. Kandungan frekuensi pada gempa bumi dinyatakan dalam rasio percepatan tanah maksimum (A) dengan kecepatan maksimum (V) sehingga dikenal nilai A/V . (Tso dkk, 1992) mengatakan bahwa gempa yang mempunyai frekuensi tinggi yaitu, gempa bumi yang garis aselerogram tiap detiknya memotong sumbu waktu dengan jumlah yang banyak

berdasarkan data yang dikumpulkan dari gempa, umumnya mempunyai nilai A/V yang relatif besar.

Frekuensi getaran dapat digolongkan menjadi 3 jenis yaitu frekuensi rendah ($A/V < 0,8$ g/m/dt), frekuensi sedang ($1,2$ g/m/dt $> A/V > 0,8$ g/m/dt), dan frekuensi tinggi ($A/V < 1,2$ g/m/dt). Pada Tabel 3.6 dapat dilihat beberapa contoh identifikasi gempa berdasarkan kandungan frekuensinya.

Tabel 3. 8 Kandungan Frekuensi Gempa Menurut Nilai A/V

No	Parameter	Gempa				
		Kobe	Koyna	Parkfield	El Centro	Bucharest
1	Perc. Tanah	0,80g	0,560g	0,490g	0,348g	0,206g
2	Kec. tanah	0,748 m/dt	0,160 m/dt	0,780 m/dt	0,33 m/dt	0,75 m/dt
3	Nilai A/V	0,902	3,5	0,628	1,054	0,275
4	Frekuensi	sedang	tinggi	rendah	sedang	rendah

Sumber: Widodo, (2012)

3.4 PROPERTI DINAMIK STRUKTUR

Properti struktur akan sangat mempengaruhi persoalan dinamik yang ada. Oleh karena itu untuk melakukan penyelesaian persamaan differensial gerakan struktur ada baiknya diketahui beberapa properti dinamik struktur. Agar properti dinamik dapat diformulasikan dengan sederhana, maka asumsi-asumsi perlu diambil.

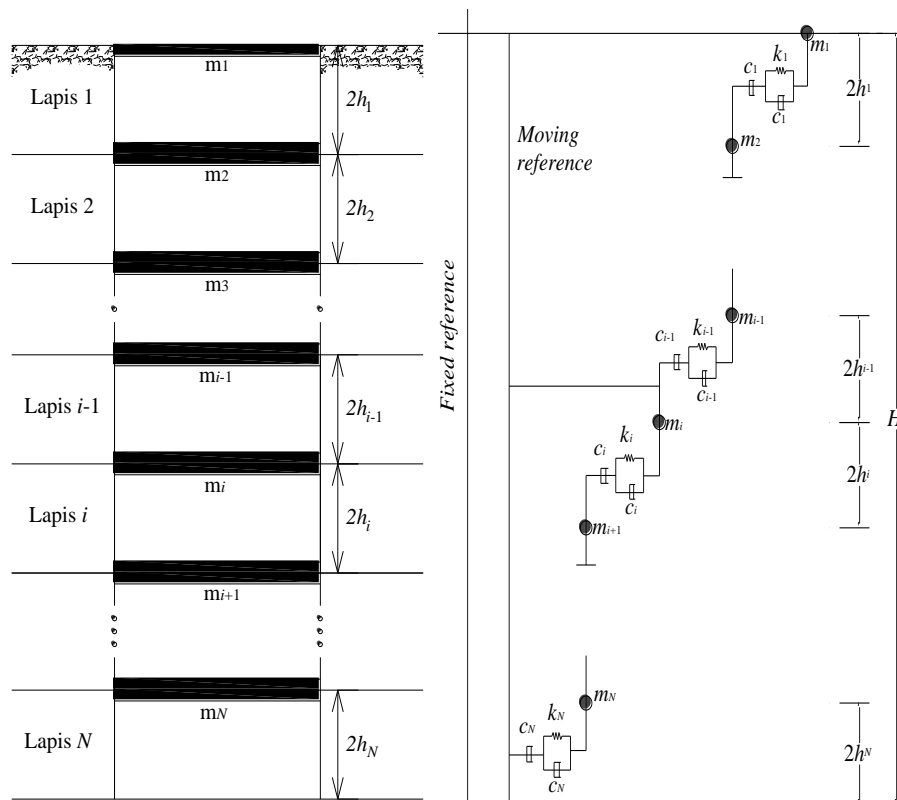
3.4.1 Massa

Idealisasi massa pada model matematik dapat dibedakan menjadi 2 macam, yaitu system massa terpusat dan system massa terdistribusi (Suhendro, 2000):

1. Sistem dengan massa terpusat adalah sistem diskretisasi massa yaitu massa dianggap menggumpal pada tempat-tempat tertentu. Massa struktur diidealisasikan terpusat di beberapa titik nodal pada struktur, dan strukturnya sendiri dianggap tidak mempunyai berat (massa).
2. Sistem dengan massa terdistribusi dengan pengertian bahwa massa struktur adalah terbagi sepanjang struktur tersebut, sehingga pengaruh gaya luar, gaya inersia dan juga *displacement*, *velocity*, dan *acceleration* juga harus diperhitungkan variasinya sepanjang struktur.

Widodo (2001) mengatakan terdapat dua pendekatan pokok yang umum dilakukan untuk mendeskripsikan massa struktur. Pendekatan pertama adalah dengan anggapan massa terkonsentrasi pada tempat-tempat tertentu (*lumped mass*) dan apabila prinsip shear building dipakai maka setiap massa hanya akan bergerak secara horisontal. Pendekatan yang kedua adalah menurut prinsip consistent mass matrix yang mana elemen struktur akan berdeformasi menurut fungsi (*shape function*) tertentu bergantung pada jumlah derajat kebebasan (horisontal, vertikal, rotasi) yang diperhitungkan. Namun demikian, untuk bangunan gedung prinsip lumped mass banyak dipakai dan cukup akurat (Carr, 1993).

Prinsip *lumped mass* juga dapat diterapkan pada lapisan tanah yang hakekatnya terdiri dari lapisan yang *non-homogen* sebagaimana yang ditunjukkan pada Gambar 3.7. Hal ini dimaksudkan agar massa tanah dapat diformulasikan dengan sederhana.



Gambar 3. 7 *Lumped Mass* pada Lapis-lapisan Tanah
(Sumber: Das, 1993)

$$m_i = \frac{W_i + W_{i-1}}{g} \quad \text{dengan } i = 1, 2, \dots, n \quad (3.18)$$

dengan:

m = Massa tanah (kg dt²/cm)

W = Berat tanah (kg)

g = Percepatan gravitasi bumi = 9,81 cm/dt²

Berat tanah (W) dapat ditentukan berdasarkan Persamaan 3.16.

$$W = \gamma_b \cdot V \quad (3.19)$$

dengan:

γ_b = Berat *volume* tanah (gr/cm³)

V = *Volume* tanah yang ditinjau (cm³)

3.4.2 Kekakuan

Selain massa struktur tanah kekakuan merupakan salah satu properti dinamik yang penting. Pada struktur inelastik, kekakuan struktur akan berubah-ubah (riwayat kekakuan) sesuai dengan tingkat simpangannya yang kesemuanya tergantung oleh model histerisis yang dipakai. Namun untuk mnentukan nilai kekakuan awal lapisan tanah berdasarkan modulus geser tanah dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.20.

$$K = \frac{G_o \cdot A}{h} \quad (3.20)$$

dengan:

K = kekauan struktur tanah (kg/cm)

G_o = modulus geser tanah (kg dt²/cm)

A = luasan bidang tanah yang ditinjau (cm²)

h = ketebalan lapisan tanah (cm)

Persamaan 3.20 hanya digunakan untuk menghitung kekakuan awal pada saat kondisi tanah masih elastik. Sedangkan untuk menentukan nilai-nilai kekakuan pada kondisi inelastik akan dijelaskan pada subbab berikutnya.

3.4.3 Redaman

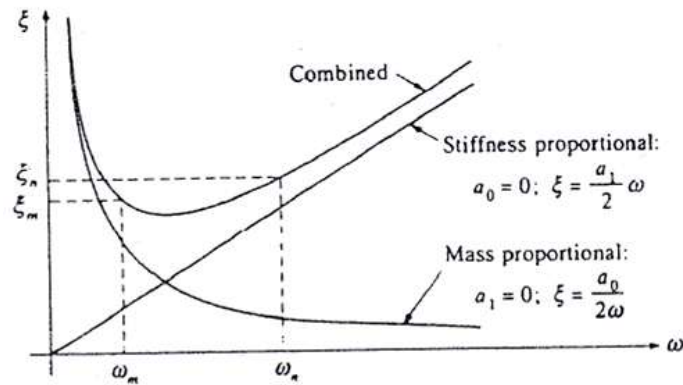
Widodo (2001), mengatakan bahwa redaman merupakan peristiwa pelepasan energi (*energy dissipation*) oleh struktur yang diakibatkan oleh berbagai hal salah satunya adalah penyerapan karena adanya gerakan antar molekul di dalam materi. Karena redaman berfungsi melepaskan energi maka hal tersebut akan mengurangi respon struktur. Secara umum redaman dapat dikelompokkan menjadi dua, yaitu menurut sistem redaman dan tipe redaman. Sistem redaman yang dimaksud adalah bagaimana kemampuan sistem struktur dalam menyerap energi.

1. Redaman Non-proporsional (*Non-proportional Damping*)

Sistem redaman ini akan terbentuk pada suatu sistem struktur yang mempunyai rasio redaman yang berbeda secara signifikan. Selain itu sistem seperti ini dapat saja terjadi karena redaman yang berubah-ubah menurut frekuensi, misalnya interaksi antara tanah dan bangunan atau struktur dengan rasio redaman yang berbeda (baja dengan beton). Sistem redaman semacam ini relatif rumit dan memerlukan kemampuan yang sangat khusus.

2. Redaman Proporsional (*Proportional Damping*)

Sistem redaman ini lebih relatif sederhana bila dibandingkan dengan redaman non-proporsional. Namun demikian penggunaan sistem redaman seperti ini terbatas. Apabila dalam sistem struktur dari bahan yang sama dan mempunyai rasio redaman relatif besar maka sistem struktur tersebut mempunyai redaman yang proporsional, sehingga sistem akan memenuhi kaidah kondisi ortogonal. Pada analisis dinamik inelastik dengan integrasi secara langsung (akan dijelaskan selanjutnya) matriks redaman disusun berdasarkan satu atau dua redaman proporsional. Terdapat beberapa sistem redaman proporsional yang dapat disusun secara skematis pada Gambar 3.8.



Gambar 3. 8 Jenis-jenis Redaman Proporsional
(Sumber: Widodo, 2001)

a. Redaman Proporsional dengan Massa (*Mass Proportional Damping*)

Redaman jenis ini merupakan fungsi dari massa, artinya isian dari matriks redaman akan sama dengan matriks massa, sebagaimana yang diberikan oleh Persamaan 3.21.

$$[C] = \alpha \cdot [M] \quad (3.21)$$

Dimana nilai α diperoleh dari,

$$\alpha = 2 \cdot \xi_j \cdot \omega_j \quad (3.22)$$

b. Redaman Proporsional dengan Kekakuan (*Stiffness Proportional Damping*)

Redaman jenis ini merupakan fungsi dari kekakuan, artinya isian dari matriks redaman akan sama dengan matriks kekakuan, sebagaimana yang diberikan oleh Persamaan 3.23.

$$[C] = \beta \cdot [K] \quad (3.23)$$

Dimana nilai β diperoleh dari,

$$\beta = \frac{2 \cdot \xi_j}{\omega_j} \quad (3.24)$$

c. Redaman Proporsional dengan Massa dan Kekakuan (*Mass and Stiffness Proportional Damping*)

Redaman jenis ini adalah kombinasi antara kedua jenis redaman sebelumnya, sebagaimana yang diberikan oleh Persamaan 3.25.

$$[C] = \alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K] \quad (3.25)$$

Dimana nilai α dan β diperoleh dari,

$$\beta = \frac{2 \cdot (\xi_j \omega_j - \xi_i \omega_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \quad (3.26)$$

$$\alpha = 2 \cdot (\xi_j \omega_j - \xi_i \omega_i) \quad (3.27)$$

dengan:

$\xi_{i,j}$ = Rasio redaman mode ke-i,j

$\omega_{i,j}$ = Frekuensi sudut mode ke-i,j (rad/det)

3.5 PERSAMAAN DIFFERENSIAL BEBAN DINAMIK

Hukum keseimbangan Newton dijadikan acuan sebagai pemecahan permasalahan mekanika statik. Prinsip utama suatu kestabilan struktur adalah keseimbangan antara gaya-gaya luar (aksi) dan gaya-gaya dalam (reaksi) secara statik. Penyelesaian problem statik tidak ada pengulangan, umumnya hanya memerlukan sekali penyelesaian. Sebaliknya penyelesaian problem dinamik akan mengalami pengulangan sesuai dengan step integrasi numerik dan durasi pembebanan yang ditinjau. Untuk menyelesaikan problem dinamik umumnya diperlukan penyederhanaan, kemudian akan direpresentasikan sebagai model fisik.

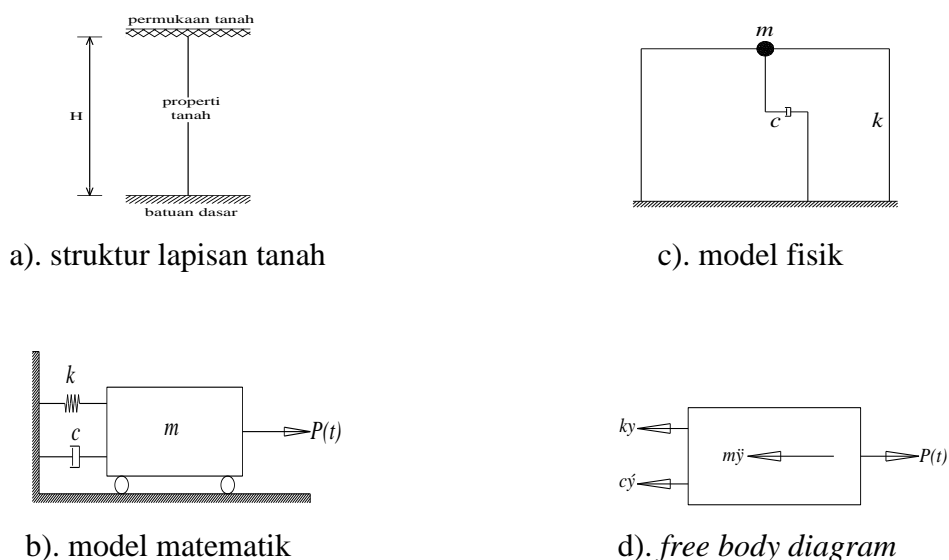
Setelah model fisik ditentukan pengembangan selanjutnya adalah menuju model matematik. Model matematik pada hakekatnya adalah pemodelan suatu persoalan dengan sedemikian rupa sehingga penyelesaian pada suatu persoalan tersebut dapat dilakukan secara lebih jelas dan mudah dengan memakai prinsip-prinsip matematika. Agar diperoleh suatu ketelitian yang cukup tanpa adanya

kesalahan yang berarti, maka penyederhanaan atau anggapan yang ada diambil agar secara keseluruhan.

Berdasarkan persamaan differensial dalam analisis dinamik, suatu tanah dengan satu lapisan dianggap hanya mempunyai derajat kebebasan tunggal (*single degree of freedom, SDOF*) dan tanah dengan n-lapisan akan mempunyai n-derajat kebebasan atau struktur dengan derajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom, MDOF*). Sehingga dapat disimpulkan, bahwa jumlah derajat kebebasan adalah jumlah koordinat yang dibutuhkan untuk menyatakan posisi suatu massa pada saat tertentu. Berikutnya akan dijelaskan penyelesaian persamaan differensial baik pada struktur *SDOF* maupun *MDOF*.

3.5.1 Persamaan Differensial Lapisan Tanah Berderajat Kebebasan Tunggal (*SDOF*)

Derajat kebebasan tunggal pada lapisan tanah hanya akan mempunyai satu koordinat yang diperlukan untuk menyatakan posisi massa pada saat tertentu yang ditinjau. Sebelum menurunkan persamaan differensial gerakan maka akan ditampilkan model matematik untuk struktur *SDOF* sebagaimana yang ditunjukkan oleh Gambar 3.9



Gambar 3. 9 Struktur Berderajat Kebebasan Tunggal (*SDOF*)
(Sumber: Widodo, 2001)

Berdasarkan model struktur SDOF seperti pada Gambar 3.9 dengan memperhatikan *free body* diagram sesuai Gambar 3.9. d) maka dapat diperoleh,

$$m.\ddot{y} + c.\dot{y} + k.y = P(t) \quad (3.28)$$

Untuk persamaan differensial gerakan tanah dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF) akibat gempa adalah,

$$m.\ddot{y} + c.\dot{y} + k.y = m.\ddot{y}_b \quad (3.29)$$

dengan:

\ddot{y} = Percepatan tanah

\dot{y} = Kecepatan tanah

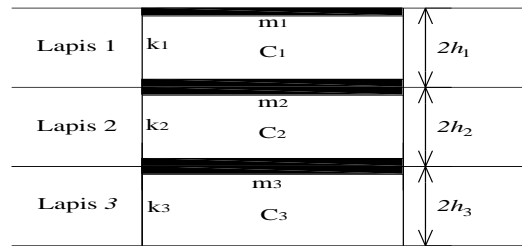
y = Simpangantanah

$P(t)$ = Beban dinamik

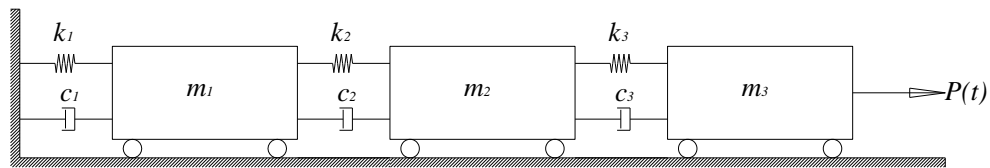
Persamaan 3.29 diatas disebut persamaan differensial relatif karena simpangan relatif mengakibatkan timbulnya gaya inersia, gaya redam dan gaya pegas pada ruas kiri. Ruas kiri pada persamaan diatas sebagai beban gerakan akibat massa, sedangkan untuk ruas kanan sebagai beban gempa efektif atau beban gerakan tanah efektif.

3.5.2 Persamaan Differensial Lapisan Tanah Berderajat Kebebasan Banyak (MDOF)

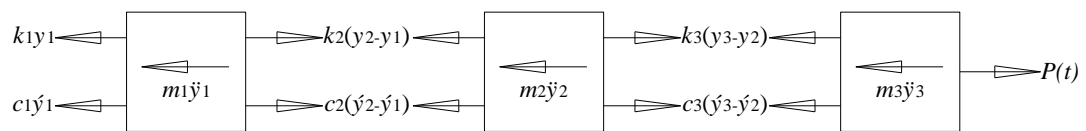
Struktur lapisan tanah tidak selalu dinyatakan kedalam suatu sistem yang mempunyai derajat kebebasan tunggal (*SDOF*). Pada kondisi sebenarnya lapisan tanah justru mempunyai derajat kebebasan banyak (*MDOF*). Persamaan differensial gerakan tanah pada derajat kebebasan banyak dinyatakan dengan pendekatan dan anggapan seperti struktur *SDOF* yang tentu saja prinsip shear building masih tetap berlaku. Untuk memperoleh persamaan tersebut diambil model struktur *MDOF* tanah seperti Gambar 3.10 berikut ini,



a). Lapis-lapisan tanah (Sumber: Das, 1993)



b). Model matematik



c). Free body diagram

Gambar 3. 10 Struktur Berderajat Kebebasan Banyak (MDOF)
(Sumber: Widodo, 2001)

Dengan memperhatikan *free body* diagram pada Gambar 3.10.c) maka dapat disusun suatu persamaan differensial berdasarkan atas goyangan struktur menurut *first mode* sebagai berikut:

$$m_1 \ddot{y}_1 + c_1 \dot{y}_1 + k_1 y_1 - c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - k_2 (y_2 - y_1) = 0 \quad (3.30)$$

$$m_2 \ddot{y}_2 + c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) + k_2 (y_2 - y_1) - c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) - k_3 (y_3 - y_2) = 0 \quad (3.31)$$

$$m_3 \ddot{y}_3 + c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) + k_3 (y_3 - y_2) = 0 \quad (3.32)$$

Dimana nilai massa tanah (m) dan kekakuan tanah (k) dapat dicari dengan menggunakan Persamaan 3.18 dan Persamaan 3.20 sesuai dengan nomor letak lapisan tanah yang ditinjau. Persamaan 3.30 sampai persamaan 3.32 diatas disebut *coupled equation* karena persamaan tersebut akan bergantung satu sama lain. Selanjutnya, 3.30 sampai persamaan 3.32 dapat disusun sebagai berikut,

$$m_1 \ddot{y}_1 + (c_1 + c_2) \dot{y}_1 + (k_1 + k_2) y_1 - c_2 \dot{y}_2 - k_2 y_2 = 0 \quad (3.33)$$

$$m_2.\ddot{y}_2 + (c_2 + c_3).\dot{y}_2 + (k_2 + k_3).y_2 - c_2.\dot{y}_1 - k_2.y_1 - c_3.\dot{y}_3 - k_3.y_3 = 0 \quad (3.34)$$

$$m_3.\ddot{y}_3 + c_3.\dot{y}_3 + k_3.y_3 - c_3.\dot{y}_2 - k_3.y_2 = 0 \quad (3.35)$$

Persamaan 3.33 sampai Persamaan 3.35 diatas dapat ditulis dalam bentuk matriks sehingga menjadi,

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.36)$$

Persamaan 3.36 diatas dapat ditulis dalam bentuk matriks yang lebih kompak sebagai berikut,

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{P(t)\} \quad (3.37)$$

dimana,

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}, [C] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix}, [K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$

Sedangkan $\{\ddot{Y}\}$, $\{\dot{Y}\}$, $\{Y\}$ dan $\{P(t)\}$ berturut – turut adalah vektor percepatan, vektor kecepatan, vektor simpangan dan vektor beban yang dapat ditulis menjadi,

$$\{\ddot{Y}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix}, \{\dot{Y}\} = \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix}, \{Y\} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} \text{ dan } \{P(t)\} = \begin{Bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \\ P_3(t) \end{Bmatrix}$$

Sebelumnya massa dan kekakuan struktur telah ditentukan berdasarkan Persamaan 3.18 dan Persamaan 3.20. Akhirnya matriks massa dan kekakuan juga dapat dihitung. Maka selanjutnya adalah menentukan matriks redaman proporsional yang telah dijelaskan sebelumnya. Namun terlebih dahulu perlu diketahui nilai frekuensi sudut (ω) yang akan ditentukan melalui nilai karakteristik (*eigenproblem*) pada subbab selanjutnya.

3.5.3 Nilai Karakteristik (*Eigenproblem*)

Setelah differensial gerakan lapisan-lapisan tanah dengan derajat kebebasan banyak *MDOF* selesai diformulasikan, maka langkah selanjutnya adalah menghitung nilai karakteristik (*Eigenproblem*) diantaranya frekuensi sudut (ω), periode getas (T), frekuensi getas (f) dan mode (ϕ). Untuk menghitung frekuensi sudut (ω) untuk struktur *MDOF* diambil suatu anggapan bahwa struktur tersebut tidak mempunyai nilai redaman atau dengan kata lain matriks $[C] = 0$, Oleh karena itu persamaan 3.37 dapat ditulis menjadi,

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.38)$$

Persamaan 3.38 diatas dapat ditulis dalam bentuk matriks yang lebih kompak sebagai berikut,

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{0\} \quad (3.39)$$

Penyelesaian Persamaan 3.39 diatas diharapkan dalam fungsi harmonik menurut bentuk,

$$y = \{\phi\}_i \cdot \sin(\omega t) \quad (3.40)$$

$$\dot{y} = \omega \cdot \{\phi\}_i \cdot \cos(\omega t) \quad (3.41)$$

$$\ddot{y} = -\omega^2 \cdot \{\phi\}_i \cdot \sin(\omega t) \quad (3.42)$$

Pada persamaan 3.40 sampai Persamaan 3.42, nilai $\{\phi\}$, adalah suatu ordinat massa pada mode ke-*i*. Kemudian substitusikan Persamaan 3.40 dan Persamaan 3.42 ke Persamaan 3.39 maka akan diperoleh,

$$-\omega^2 \cdot [M]\{\phi\}_i \cdot \sin(\omega t) + [K]\{\phi\}_i \cdot \sin(\omega t) = 0 \quad (3.43)$$

Selanjutnya Persamaan 3.43 dapat disederhanakan menjadi,

$$\{[K] - \omega^2 \cdot [M]\} \cdot \{\phi\}_i = 0 \quad (3.44)$$

Penyelesaian persamaan *eigenproblem* dapat dicari dengan berbagai metode yang ada, misalnya dengan *Polynomial Method* yang nantinya akan menghasilkan nilai-nilai *eigenvector*. Dengan meninjau kembali Persamaan 3.44 maka persamaan *eigenproblem* dapat disusun menjadi persamaan berikut,

$$\begin{bmatrix} (k_1 + k_2) - \omega^2 m_1 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) - \omega^2 m_2 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & (k_3) - \omega^2 m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.45)$$

dengan:

ϕ = Mode lapisan tanah

ω = Frekuensi sudut (rad/det)

Apabila diambil suatu nilai konstanta dimana $k_1 = k_2 = k_3 = k$ dan $m_1 = m_2 = m_3 = m$, maka Persamaan 3.45 dapat ditulis menjadi,

$$\begin{bmatrix} 2k - \omega^2 m & -k & 0 \\ -k & 2k - \omega^2 m & -k \\ 0 & -k & k - \omega^2 m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.46)$$

Apabila Persamaan 3.46 diatas dibagi dengan nilai k , maka diperoleh suatu persamaan yang ditunjukkan pada Persamaan 3.47.

$$\begin{bmatrix} 2 - \frac{\omega^2}{k/m} & -1 & 0 \\ -1 & 2 - \frac{\omega^2}{k/m} & -1 \\ 0 & -1 & 1 - \frac{\omega^2}{k/m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.47)$$

Jika diambil suatu notasi,

$$\lambda = \frac{\omega^2}{k/m} \quad (3.48)$$

Maka persamaan 3.48 dapat ditulis kembali menjadi,

$$\begin{bmatrix} 2-\lambda & -1 & 0 \\ -1 & 2-\lambda & -1 \\ 0 & -1 & 1-\lambda \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.49)$$

Persamaan 3.49 dapat disederhanakan menjadi persamaan aljabar biasa berikut ini,

$$(2-\lambda)\cdot\phi_1 - \phi_2 = 0 \quad (3.50)$$

$$-\phi_1 + (2-\lambda)\cdot\phi_2 - \phi_3 = 0 \quad (3.51)$$

$$-\phi_2 + (1-\lambda)\cdot\phi_3 = 0 \quad (3.52)$$

Dengan mengambil $\phi_1 = 1$ selanjutnya nilai tersebut disubstitusikan ke Persamaan 3.53, maka nilai mode yang lainnya (ϕ_2 dan ϕ_3) dapat dicari dengan perhitungan matematika metode distribusi aljabar biasa. Karena struktur dalam contoh ini mempunyai 3 derajat kebebasan (*3-DOF*) maka akan menghasilkan persamaan polinomial pangkat 3. Dengan menggunakan rumus *Fadeev Laverier Method*, maka akar-akar tersebut dapat diperoleh. Setelah nilai λ_i diperoleh, maka disubstitusikan ke dalam Persamaan 3.50 sampai Persamaan 3.52 yang kemudian nilai-nilai mode (ϕ) disusun dalam bentuk matriks sebagai berikut,

$$\phi = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{13} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{23} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \phi_{33} \end{bmatrix} \quad (3.53)$$

dengan:

ϕ_{11} = Nilai mode massa ke-1 untuk pola goyangan ke-1

ϕ_{ij} = Nilai mode massa ke-*i* untuk pola goyangan ke-*j*

Setelah nilai-nilai mode (ϕ) didapatkan, langkah berikutnya adalah menghiung nilai partisipasi setiap mode (Γ). Karena matriks massa [M] merupakan matriks diagonal dan matriks kekakuan [K] merupakan matriks simetri maka nilai partisipasi mode tiap-tiap lapis dapat diperoleh sebagai berikut,

$$\Gamma_j = \frac{P_j}{M_j} \quad (3.54)$$

$$P_j = \{\phi\}_j^T \cdot [M] \quad (3.55)$$

$$M_j = \{\phi\}_j^T \cdot [M] \cdot \{\phi\}_j \quad (3.56)$$

dengan:

Γ = Nilai partisipasi *mode* (*mode participation factor*)

Berdasarkan Persamaan 3.48, setelah nilai-nilai λ_i (dimana $i = 1, 2, 3$) diperoleh maka nilai ω_i (dimana $i = 1, 2, 3$) dapat dicari menggunakan Persamaan 3.57.

$$\omega_i = \sqrt{\lambda_i \cdot \frac{k_i}{m}}, \text{ di mana } i = \text{indeks lapisan tanah} \quad (3.57)$$

dengan:

k = Nilai unit kekakuan

m = Nilai unit massa

Untuk langkah selanjutnya adalah mencari periode getar (T) struktur tanah tiap-tiap mode dengan menggunakan rumus sebagai berikut,

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (3.58)$$

keterangan:

ω = frekuensi sudut (rad/det)

T = periode getar (det)

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya apabila nilai frekuensi sudut (ω) telah diketahui maka selanjutnya dapat dipakai untuk menentukan matriks redaman $[C]$ yang dijelaskan pada subbab 3.4.

3.5.4 Metode Integrasi Langsung β -Newmark

Persamaan differensial struktur *MDOF* pada hakekatnya merupakan suatu persamaan simultan yang saling bergantung satu sama lain (dependen). Pada persamaan seperti itu, maka setiap step integrasi pada penyelesaian persamaan harus dilakukan secara simultan. Metode Superposisi (*Modal Analysis Method*) merupakan salah satu alternatif untuk mentransfer persamaan simultan dependen (*coupling*) menjadi persamaan simultan independen (*uncoupling*). Namun demikian pada kondisi-kondisi tertentu misalnya pada analisis inelastik, maka Metode Superposisi tidak dapat lagi digunakan.

Metode Integrasi Langsung (*Direct Integration Method*) adalah alternatif lain untuk menyelesaikan persamaan simultan dependen. Salah satu metode yang dapat digunakan untuk menyelesaikan integrasi langsung adalah Metode β -Newmark. Metode β -Newmark yang dimaksud disini adalah metode yang berdasarkan pias-pias (*incremental method*). Seperti yang dijelaskan sebelumnya untuk struktur inelastik, maka perlu dikembangkan model integrasi yang dapat mensimulasikan perubahan kekakuan menurut fungsi dari waktu.

Secara keseluruhan perilaku struktur belum tentu linier elastik. Berdasarkan hubungan linier elastik yang ditinjau pada interval tersebut, maka persamaan diferensial berdasarkan prinsip keseimbangan dinamik diperoleh,

$$M \cdot \Delta \ddot{y}_i + C \cdot \Delta \dot{y}_i + K \cdot \Delta y_i = \Delta P_i \quad (3.59)$$

N.M Newmark pada tahun 1959, melalui dua formula terkenal yang diusulkan yaitu,

$$\dot{y}_{i+1} = \dot{y}_i + (\Delta t) \ddot{y} - \gamma (\Delta t) \ddot{y}_i - \gamma (\Delta t) \ddot{y}_i - \dot{y}_{i+1} \quad (3.60)$$

$$y_{i+1} = y_i + (\Delta t) \dot{y}_i + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{y}_i - \beta (\Delta t)^2 \ddot{y}_i + \beta (\Delta t)^2 \ddot{y}_{i+1} \quad (3.61)$$

Newmark (1959) mengisyaratkan bahwa untuk menjaga kestabilan serta keakuratan proses numerik, maka disarankan untuk mengambil nilai $\gamma = 1/2$ dan nilai $1/6 < \beta < 1/4$. Apabila digunakan metode percepatan rata-rata, maka nilai koefisien yang digunakan $\gamma = 1/2$ dan $\beta = 1/4$. Sedangkan prinsip percepatan linier diambil nilai $\gamma = 1/2$ dan $\beta = 1/6$

Untuk menghindari adanya integrasi numeric secara iterasi, maka umumnya dipakai notasi incremental yaitu,

$$\Delta y_i = y_{i+1} - y_i, \Delta \dot{y}_i = \dot{y}_{i+1} - \dot{y}_i, \Delta \ddot{y}_i = \ddot{y}_{i+1} - \ddot{y}_i \quad (3.62)$$

Dengan,

$$\Delta p_i = \Delta p_{i+1} - p_i \quad (3.63)$$

Dengan prinsip incremental pada persamaan 3.62 dan 3.63 tersebut maka persamaan 3.60 dapat ditulis menjadi,

$$\Delta \dot{y}_i = (\Delta t) \ddot{y}_i + (\gamma \Delta t) (\Delta \ddot{y}_i) \quad (3.64)$$

dan persamaan 3.61 dapat ditulis menjadi,

$$\Delta y_i = (\Delta t) \dot{y}_i + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{y}_i + \beta (\Delta t)^2 \Delta \ddot{y}_i \quad (3.65)$$

Berdasarkan persamaan 3.65 maka diperoleh,

$$\Delta \ddot{y}_i = \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta y_i + \frac{1}{\beta (\Delta t)} \dot{y}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{y}_i \quad (3.66)$$

Substitusikan persamaan 3.66 kedalam persamaan 3.64 maka akan diperoleh,

$$\Delta \dot{y}_i = \frac{\gamma}{\beta (\Delta t)} \Delta y_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{y}_i + (\Delta t) \left\{ 1 - \frac{1}{2\beta} \right\} \ddot{y}_i \quad (3.67)$$

Pada metode β -Newmark untuk (Δy) , $(\Delta \dot{y})$ dan $(\Delta \ddot{y})$ berturut-turut adalah perubahan simpangan, perubahan kecepatan, dan akselerasi.

Substitusi persamaan 3.66 dan persamaan 3.67 kedalam persamaan 3.59 selanjutnya akan diperoleh,

$$\left\{ k + \frac{\gamma c}{\beta (\Delta t)^2} + \frac{m}{\beta (\Delta t)^2} \right\} \Delta y_i = \Delta p_i + \left\{ \frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c \right\} \dot{y}_i + \left\{ \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2 - 1\beta} \right) c \right\} \ddot{y}_i \quad (3.68)$$

Persamaan 3.68 dapat ditulis,

$$\Delta y_i = \frac{\Delta \hat{P}_i}{\hat{K}} \quad (3.69)$$

dimana,

$$\Delta \hat{P} = [M] \cdot (\Delta \ddot{y}_{b,i+1} - \Delta \ddot{y}_{b,i}) + a \cdot \Delta \dot{y} + b \cdot \Delta \ddot{y} \quad (3.70)$$

$$\hat{K} = [K] + \left(\frac{1}{\beta \times \Delta t^2} \times [M] \right) - \left(\frac{\gamma}{\beta \times \Delta t} \times [C] \right) \quad (3.71)$$

\hat{K} merupakan kekakuan efektif, $\Delta \hat{P}_i$ adalah penambahan pembebanan, sedangkan nilai konstanta a dan b dapat ditentukan sebagaimana yang ditunjukkan pada Persamaan 3.72 dan Persamaan 3.73.

$$a = \left(\frac{1}{\beta \times \Delta t} \times [M] \right) - \left(\frac{\gamma}{\beta} \times [C] \right) \quad (3.72)$$

$$b = \left(\frac{1}{2\beta} \times [M] \right) - \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \cdot \Delta t \cdot [C] \quad (3.73)$$

Selanjutnya besarnya nilai simpangan, kecepatan, dan percepatan pada akhir interval adalah,

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y_i \quad (3.74)$$

$$\dot{y}_{i+1} = \dot{y}_i + \Delta \dot{y}_i \quad (3.75)$$

$$\ddot{y}_{i+1} = \ddot{y}_i + \Delta \ddot{y}_i \quad (3.76)$$

dengan:

Δy_i = Pertambahan simpangan (cm)

$\Delta \dot{y}_i$ = Pertambahan kecepatan (cm/det)

$\Delta \ddot{y}_i$ = Pertambahan percepatan (cm/det²)

y_{i+1} = Simpangan akhir interval (cm)

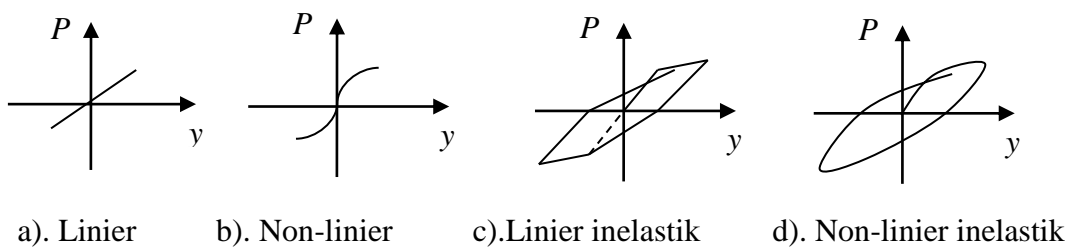
\dot{y}_{i+1} = Kecepatan akhir interval (cm/det)

\ddot{y}_{i+1} = Percepatan akhir interval (cm/det²)

Pada metode integrasi langsung β -Newmark ini matriks massa $[M]$, matriks kekakuan $[K]$ dan matriks redaman $[C]$ harus tersedia dan dipakai secara langsung. Pada struktur inelastik, kekakuan struktur akan berubah-ubah (riwayat kekakuan) sesuai dengan tingkat simpangannya yang kesemuanya dikendalikan oleh model histeretik yang dipakai. Oleh karena itu riwayat kekakuan akan dibahas secara khusus pada subbab 3.8

3.6 MODEL RESPON TANAH

Respon yang ditimbulkan sangat dipengaruhi oleh anggapan perilaku suatu bahan. Perilaku tanah akibat beban dapat berupa linier dan non-linier, sedangkan respon elastik maupun inelastik diakibatkan oleh intensitas beban. Dengan demikian akan terdapat empat kombinasi yaitu seperti tampak pada Gambar 3.11.



Gambar 3. 11 Macam-macam Respon Akibat Beban Siklik
(Sumber: Widodo, 2012)

1. Linier Elastik

Linier elastik adalah respon bahan/elemen struktur dimana hubungan antara beban dengan simpangan bersifat lurus, proporsional/linier, jika beban dihilangkan, maka deformasi bahan akan sama dengan nol atau kembali posisi semula.

2. Non-linier Elastik

Non-linier elastik adalah hubungan antara beban dengan simpangan sudah tidak lurus/linier tetapi non-linier dari awal, walaupun intensitas bebannya masih relatif kecil. Apabila beban dihilangkan maka deformasi bahan akan sama dengan nol atau kembali ke posisi semula, tidak ada deformasi permanen.

3. Linier Inelastik

Linier inelastik adalah suatu kondisi dimana intensitas beban sudah besar. Tegangan yang terjadi adalah inelastik, tidak elastik. Apabila beban dihilangkan maka bahan tidak kembali ke posisi semula tetapi kembali secara linier/lurus ditempat yang berbeda artinya ada deformasi permanen.

4. Non-linier Inelastik

Non-linier inelastik adalah suatu kondisi dimana pembebanan yang intensitasnya besar. Hubungan antara beban dan simpangan tidak lagi bersifat linier/lurus, tetapi non-linier dan apabila beban dihilangkan maka akan terdapat deformasi permanen.

Shear strain	10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹
	Small strain	Medium strain		Large strain	Failure strain	
Elastic	[Graph showing linear elastic region]			[Graph showing non-linear elastic region]		
Elasto-plastic	[Graph showing elasto-plastic region]					
Failure	[Graph showing failure region]					
Effect of load-repetition	[Graph showing effect of load-repetition]					
Effect of loading rate	[Graph showing 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 3. 12 Model Respon Tanah Berdasarkan Regangan Geser
(Sumber: K. Ishihara, 1992)

Berdasarkan hasil studi yang dilakukan Ishihara (1982), sebagaimana yang ditunjukkan oleh Gambar 3.12 kondisi tanah benar - benar linier elastik apabila regangan geser tanah (γ), $10^{-4} - 5 \cdot 10^{-3}$ perilaku tanah sudah menjadi elastik-plastik. Untuk regangan geser lebih dari 10^{-2} maka tanah sudah berperilaku non-linier inelastik.

$$\tau_{\max} = \left\{ \left(\frac{1+k_o}{2} \cdot \sigma_o \cdot \sin \varphi + c \cdot \cos \varphi \right)^2 - \left(\frac{1-k_o}{2} \cdot \sigma_o \right)^2 \right\}^{1/2} \quad (3.77)$$

dengan:

τ_{\max} = Tegangan geser maksimal tanah (kg/cm²)

φ = Sudut geser dalam (°)

c = Kohesi (kg/cm²)

σ_o = Tekanan efektif rata-rata (kg/cm²)

k_o = Koefisien tekanan horisontal tanah

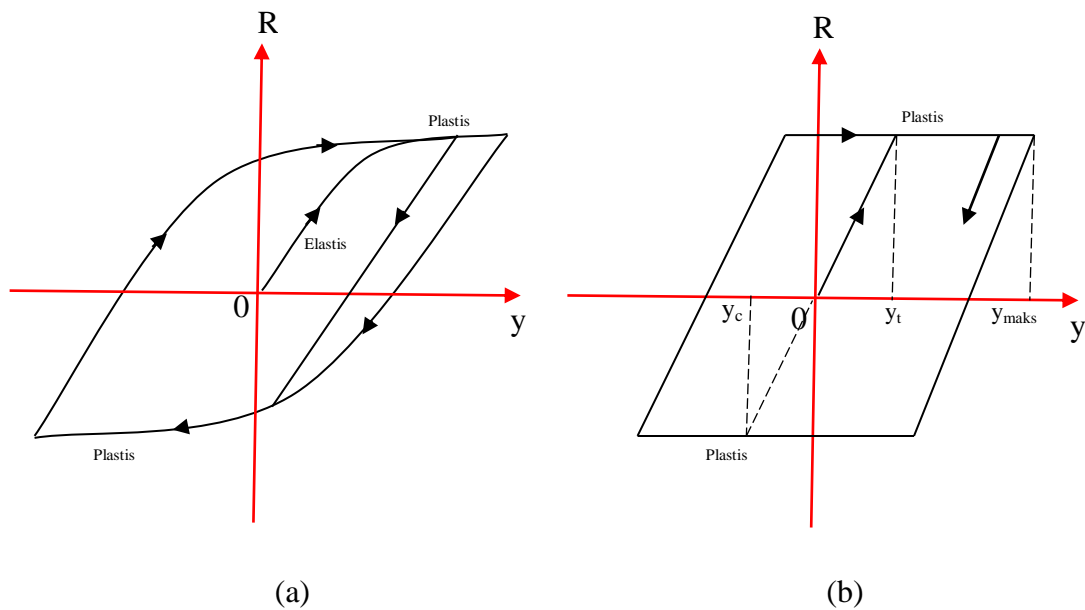
Berdasarkan hubungan tegangan dan beban, jika diambil luasan bidang geser tanah $100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}$, maka untuk menentukan beban maksimal (P_{\max}), adalah,

$$P_{\max} = \tau_{\max} \cdot (100 \times 100) \quad (3.78)$$

3.7 PERMODELAN *HYSTERETIC LOOPS*

Struktur tanah yang dibebani dengan beban dinamik dengan intensitas yang besar pada hakekatnya akan berperilaku non-linier inelastik (*real behavior*), sebagaimana yang ditunjukkan oleh Gambar 3.13 a. Terdapat satu bagian dari lengkungan dimana disebut sifat elastis, dan selanjutnya untuk deformasi merupakan daerah terjadinya leleh plastis. Jika beban dihilangkan dari struktur maka sifatnya menjadi elastis kembali hingga mencapai leleh plastis tekan pada pembebanan yang berlawanan tandanya dengan beban sebelumnya. Pada beban bolak-balik maka jalur respon, yaitu hubungan antara tegangan geser dan regangan geser tanah akan membentuk garis lengkungan tertutup yang disebut *Hysteretic loops* seperti pada Gambar 3.13a. Sifat ini sering disederhanakan dengan anggapan bahwa suatu titik leleh tertentu, perpindahan menjadi konstan tanpa ada penambahan beban. Sifat ini dikenal sebagai sifat *elastoplastis*. Gaya perpindahannya dapat dilihat pada Gambar 3.13b.

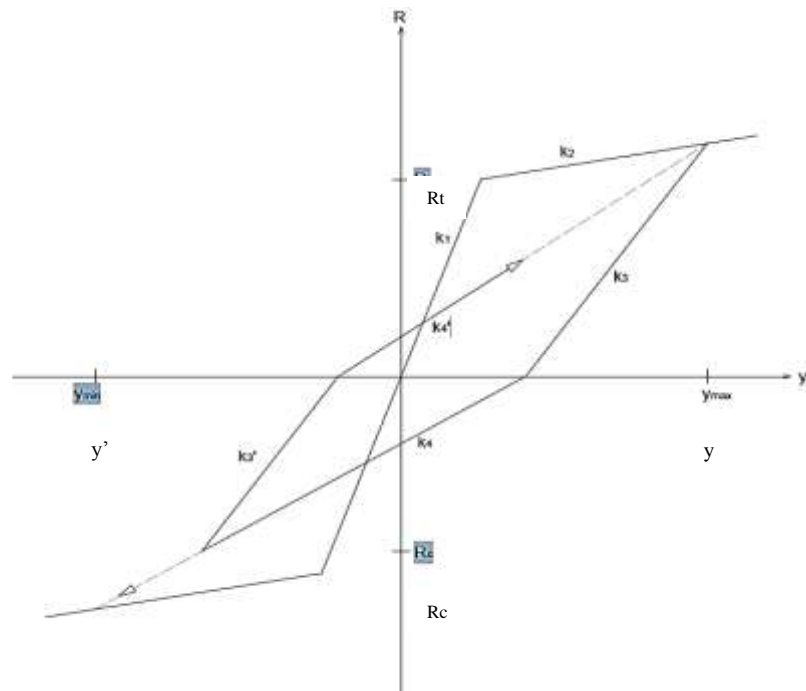
Pada model elastoplastis biasanya ekspresi gaya pemulihan (*restoring force*) dapat dinyatakan secara sederhana. Ekspresi ini tergantung pada besar gaya pemulihan itu sendiri beserta gerakan perpindahan yang diakibatkan. Ekspresi gaya pemulihan (*restoring force*) lainnya adalah model bi-linier (Velesos & Newmark 1960), yang memperhitungkan adanya linier strain-hardening dari elemen kekakuan paska-leleh. Namun kedua pemodelan histerisis ini belum menunjukkan adanya penurunan/degradasi kekakuan selama pembebanan, sehingga pemodelan histerisis ini dianggap *overestimate* dalam analisis non-linier struktur tanah.



Gambar 3. 13 Model Struktur Elastis-Plastis

3.8 RIWAYAT KEKAKUAN LINIER INELASTIK MENURUT Q-HYST HYSTERETIC MODELS

Q-hyst's Hysteretic Models pada respon tanah merupakan salah satu pendekatan terhadap perilaku non-linier (*real behavior*) inelastik struktur tanah akibat beban gempa bumi. Pada pemodelan tersebut dapat dilihat perilaku non-linier inelastik tanah (*real behavior*) yang relatif rumit dapat dilakukan pendekatan linier sedemikian rupa sehingga model histeretiknya hampir mendekati. Salah satu parameter yang sangat menentukan dalam pemodelan ini adalah nilai kekakuan. Dimana nilai kekakuan akan tergantung dengan besarnya gaya pemulihan (R) dan perpindahan yang terjadi (y). Untuk memudahkan pengaturan nilai kekakuan maka diekspresikan melalui route hubungan antara R dan y , sebagaimana yang ditunjukkan oleh Gambar 3.14.



Gambar 3. 14 *Q-Hyst Hysteretic Model*

Pengaturan nilai kekakuan (K) sesuai kondisi berikut,

1. *Route 1 – 2*, berlaku sampai mencapai R_t

$$K_p = k_1 = \hat{K}_i \quad (3.79)$$

2. *Route 2 – 3*, berlaku sampai R_{\max} dan $\dot{y} = 0$ (membalik)

$$K_p = k_2 = \alpha \cdot k_1 \quad (3.80)$$

3. *Route 3 – 4*, berlaku sampai $R = 0$

$$K_p = k_3 = k_1 \left(\frac{y_t}{y_{\max}} \right)^\alpha \quad (3.81)$$

4. *Route 4 – 5*, berlaku sampai mencapai R_c

$$K_p = k_4 = \frac{R_t}{(y_{\max} + x_{ot})} \quad (3.82)$$

5. *Route 5 – 6*, berlaku sampai $R = 0$

$$Kp = k_3 = k_1 \left(\frac{y_c}{y_{\min}} \right)^\alpha \quad (3.83)$$

6. *Route 7' – 8'*, berlaku sampai R_{\max} dan $\dot{y} = 0$ (membalik)

$$Kp = k_5 = \frac{R}{(y_{\min} + x_o c)} \quad (3.84)$$

Siklus umum sifat elastoplastis, dianggap kondisi awal adalah nol ($y_o = 0, \dot{y}_o = 0$). Bila beban bekerja, sistem bersifat elastik sepanjang k_1 . Simpangan y_t pada sifat plastis dalam kondisi tarik mulai terbentuk dan simpangan y_c pada sifat plastis dalam kondisi tekan mulai terbentuk, dihitung dari,

$$y_t = \frac{R_t}{k} \quad (3.85)$$

$$y_c = \frac{R_c}{k} \quad (3.86)$$

Di mana R_t dan R_c adalah gaya yang mengakibatkan terjadinya leleh (yielding) pada kondisi tekan dan tarik serta k adalah kekakuan pada kondisi elastis. Sistem akan tetap pada kondisi elastis selama perpindahan y memenuhi, $y_c < y < y_t$. Jika perpindahan y bertambah besar menjadi y_t , sistem mulai bersifat plastis kondisi tarik dan akan tetap pada kondisi plastis tarik selama kecepatan $\dot{y} > 0$. Bila $\dot{y} < 0$, maka sistem akan kembali bersifat elastis dengan titik leleh (yielding point) yang baru, yang diberikan oleh,

$$y_t = y_{\max} \quad (3.87)$$

$$x_{ot} = y_{\max} - \frac{R_t - R_c}{k} \quad (3.88)$$

Di mana y_{\max} adalah simpangan maksimum saat kondisi plastis tarik yang dicapai bila $\dot{y} = 0$. Berlawanan dengan diatas, Jika perpindahan y berkurang sampai y_c , sistem mulai bersifat plastis kondisi tekan dan akan tetap pada kondisi

plastis tekan selama kecepatan $\dot{y} < 0$. Bila $\dot{y} > 0$, maka sistem akan kembali bersifat elastis dengan titik leleh (*yielding point*) yang baru, yang diberikan oleh,

$$y_c = y_{\min} \quad (3.89)$$

$$x_{oc} = y_{\min} + \frac{R_t - R_c}{k} \quad (3.90)$$

Di mana y_{\min} adalah simpangan maksimum saat kondisi plastis tekan yang dicapai bila $\dot{y} = 0$. Pembahasan selanjutnya adalah perhitungan gaya pemulihan (R) sepanjang k_1 . Gaya pemulihan pada fase elastis adalah,

$$R = R_t - (y_t - y) \cdot k \quad (3.91)$$

Pada fase plastis kondisi tarik dan tekan diberikan oleh Persamaan 3.88 dan 3.89 berikut

$$R = R_t = R_y \quad (3.92)$$

$$R = R_c = -R_y \quad (3.93)$$

Setelah gaya pemulihan (R) yang baru telah ditentukan maka untuk menghitung percepatan \ddot{y}_{i+1} dengan menggunakan persamaan keseimbangan dinamik, maka dapat ditulis ulang menjadi,

$$\ddot{y}_{i+1} = \frac{1}{m} \cdot (P_{(i+1)} - c_{(i+1)} \cdot \dot{y}_{(i+1)} - R) \quad (3.94)$$

Di mana nilai R berdasarkan pada Persamaan 3.91 s.d. Persamaan 3.93 adalah gaya pemulihan sesuai dengan kondisi. Untuk memudahkan dalam proses integrasi, maka dalam penggunaan gaya pemulihan (R) pada siklus histerisis digunakan perjanjian notasi KEY untuk tiga kondisi yang ada yaitu,

KEY = 0 (kondisi elastis)

KEY = 1 (kondisi plastis tarik)

KEY = -1 (kondisi plastis tekan)

Pengaturan nilai KEY sesuai kondisi berikut,

1. Bila sistem bersifat elastis pada permukaan tahapan waktu, dan

$$y_c < y < y_t \quad \text{KEY} = 0$$

$$y > y_t \quad \text{KEY} = 1$$

$$y < y_c \quad \text{KEY} = -1$$

2. Bila sistem bersifat plastis kondisi tarik pada permulaan tahapan waktu, dan

$$\dot{y} > 0 \quad \text{KEY} = 1$$

$$\dot{y} < 0 \quad \text{KEY} = 0$$

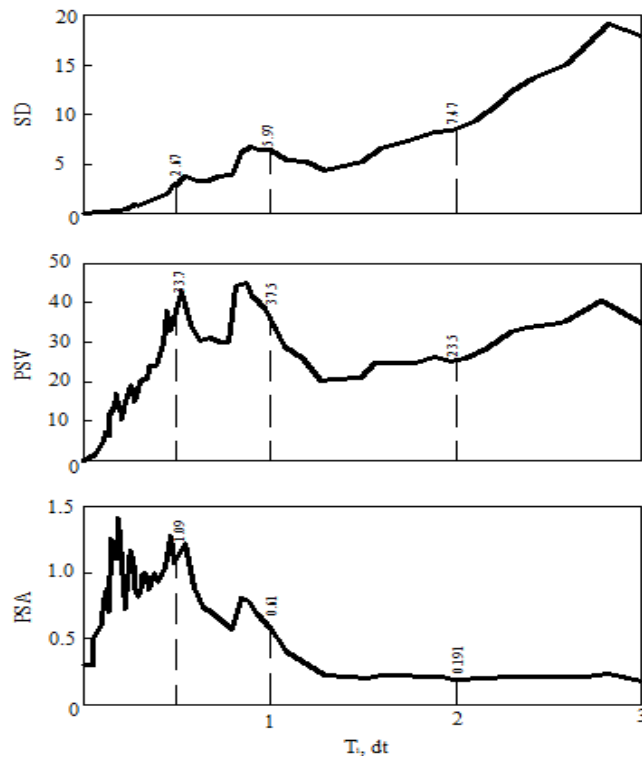
3. Bila sistem bersifat plastis kondisi tekan pada permulaan tahapan waktu, dan

$$\dot{y} < 0 \quad \text{KEY} = 1$$

$$\dot{y} > 0 \quad \text{KEY} = 0$$

3.9 SPEKTRUM RESPON

Spektrum respon adalah hubungan antara periode getar struktur (T) dengan respon-respon maksimum berdasarkan rasio redaman gempa tertentu yang disajikan dalam bentuk grafik. Respon-respon maksimum tersebut adalah simpangan maksimum (*spectrum displacement, SD*), kecepatan maksimum (*spectrum velocity, SV*), atau percepatan maksimum (*spectrum acceleration, SA*) massa struktur *single degree of freedom (SDOF)*. Contoh spektrum respon pada struktur *SDOF* dapat dilihat pada Gambar 3.15.



Gambar 3. 15 Spektrum Struktur SDOF
(Sumber: Widodo, 2001)

Tahapan pembuatan spektrum respon dimulai dengan menentukan simpangan maksimum dengan integrasi numeric dengan metode *Central Difference*.

3.9.1 Metode *Central Difference*

Metode ini menggunakan pendekatan derivatif atas fungsi waktu. Dari kedua parameter yang digunakan yaitu kecepatan dan percepatan dinyatakan dalam fungsi simpangan. Tetap dengan prinsip kesetimbangan dinamik tetapi bebannya beban gempa, maka akan diperoleh persamaan diferensial,

$$m \cdot \ddot{y}_i + c \cdot \dot{y}_i + k \cdot y_i = m_i \ddot{y}_{b,i} \quad (3.95)$$

Menurut prinsip central difference, kecepatan dan percepatan dapat dinyatakan dalam persamaan 3.96 dan 3.97.

$$\dot{y}_i = \frac{(y_{i+1} - y_{i-1}))}{2\Delta t} \quad (3.96)$$

$$\ddot{y}_i = \frac{(y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}))}{(2\Delta t)^2} \quad (3.97)$$

Substitusi persamaan 3.96 dan 3.97 kedalam persamaan 3.95 akan diperoleh persamaan diferensial,

$$m \frac{(y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}))}{(\Delta t)^2} + c \frac{(y_{i+1} - y_{i-1}))}{(2\Delta t)} + ky_i = -m\ddot{y}_{b,i} \quad (3.98)$$

Untuk persamaan 3.93 dapat disederhanakan menjadi,

$$\left[\frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \right] y_{i+1} = -m\ddot{y}_{b,i} - \left[k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \right] y_i - \left[\frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \right] y_{i-1} \quad (3.99)$$

Jika diambil suatu notasi bahwa,

$$\hat{k} = \left[\frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \right], a = \left[k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \right], \text{ dan } b = \left[\frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \right] \quad (3.100)$$

Maka persamaan 3.94 dapat ditulis menjadi,

$$y_{(i+1)} = \frac{-\ddot{y}_{b,(i+1)} \cdot m - a \cdot y_{(i)} - b \cdot y_{(i-1)}}{\hat{k}} \quad (3.101)$$

Tahapan selanjutnya adalah mencari nilai simpangan maksimum pada periode getar yang berbeda (periode T sebagai variabel bebas). Untuk itu langkah selanjutnya adalah mengubah salah satu properti dinamik struktur, misalnya kekakuan. Maka akhirnya akan diperoleh nilai simpangan maksimum yang baru. Hal ini berarti pengulangan integrasi numerik dengan nilai periode getar yang berbeda. Untuk langkah ke- i misalnya akan menghasilkan periode getar (T_i), frekuensi sudut (ω_i), kekakuan (k_i), simpangan maksimum ($y_{\max(i)}$) dan spektrum respons (S_D, PS_V, PS_A) yang diberikan oleh Persamaan 3.102 sampai 3.104.

$$S_D(\xi, T) = \max |y(t)| \quad (3.102)$$

$$PS_V(\xi, T) \approx \omega S_D(\xi, T) \quad (3.103)$$

$$PS_A(\xi, T) \approx \omega^2 S_D(\xi, T) \quad (3.104)$$

dengan:

S_D = Spektrum simpangan (cm)

$PS_V = Pseudo$ spektrum kecepatan (cm/dt)

$PS_A = Pseudo$ spectrum percepatan (cm/dt²)

ζ = Rasio redaman

ω = Frekuensi sudut (rad/det)

Tahapan selanjutnya adalah mencari nilai-nilai spektrum pada periode getar yang berbeda (periode T sebagai variabel bebas). Untuk itu langkah selanjutnya adalah mengubah salah satu properti dinamik struktur, misalnya kekakuan. Dengan mengubah kekakuan struktur maka akan menghasilkan frekuensi sudut (ω) dan periode getar (T) yang berbeda dengan sebelumnya. Hubungan antara periode getar (T) dan kekakuan (k) adalah sebagaimana yang ditunjukkan oleh Persamaan 3.105.

$$k = \frac{2\pi^2}{T^2} \cdot m \quad (3.105)$$

dengan:

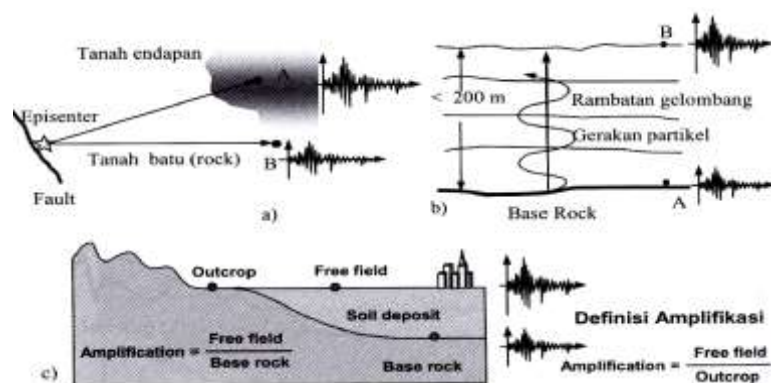
k = Kekakuan (kg/cm)

m = Massa (kg det²/cm)

T = Periode getar (det)

3.10 AMPLIFIKASI PERCEPATAN GEMPA

Amplifikasi dapat didefinisikan membesarnya respons tanah baik percepatan, kecepatan ataupun simpangan. Sebagaimana yang ditunjukkan oleh Gambar 3.16 beban dinamik percepatan tanah akibat gempa bekerja pada batuan dasar yang ditunjukkan oleh titik A, dengan analisis dinamik maka percepatan tanah yang terjadi di permukaan pada titik B akan diperoleh. Amplifikasi percepatan tanah akan terjadi apabila percepatan tanah yang terjadi di titik B lebih besar daripada percepatan tanah yang terjadi di batuan dasar.



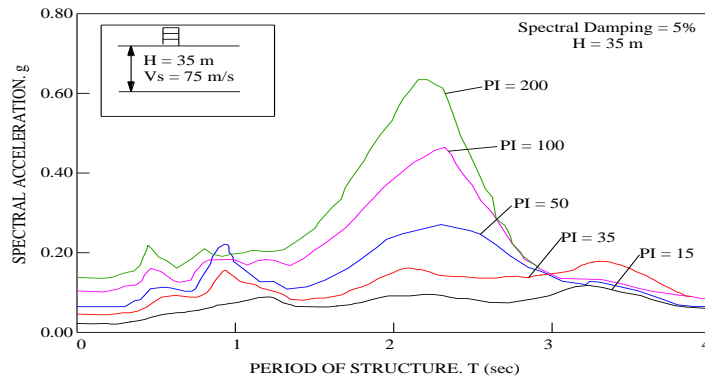
Gambar 3. 16 Amplifikasi Percepatan Tanah Akibat Gempa
(Sumber: Widodo, 2012)

Amplifikasi akan banyak berkaitan dengan tanah yang bersifat elastik atau tanah yang degradasi kekuatannya relatif kecil, artinya mempunyai kemampuan menyerap energi yang relatif kecil. Contohnya adalah tanah lempung lunak dengan indeks plastisitas yang cukup besar. Sedangkan tanah pasir memiliki degradasi kekuatan yang besar serta memiliki daya serap energi yang besar. Oleh karena itu amplifikasi akan banyak terjadi pada tanah lempung. Sebaliknya tanah pasir akan mengalami deamplifikasi (mengecilnya respons tanah).

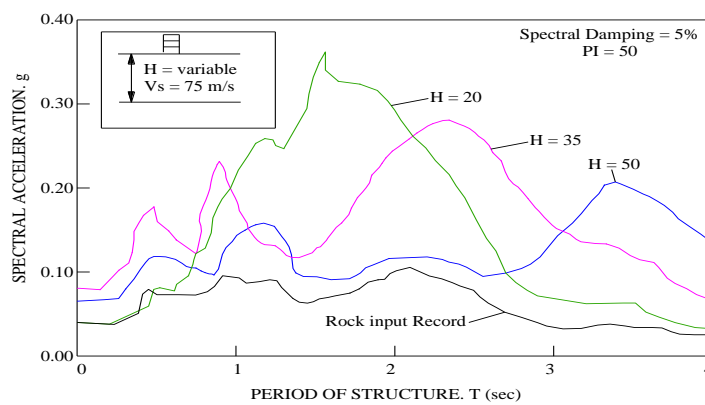
Vucetic dan Dobry (1991) telah meneliti tentang pengaruh tebal lapisan tanah dan kandungan indeks plastisitas terhadap bentuk spektra lapis tanah. Hasil penelitiannya menunjukkan bahwa tanah dengan indeks plastisitas (PI) yang tinggi menyebabkan nilai maksimum spectrum akselerasi yang lebih besar daripada tanah dengan plastisitas rendah. Hal tersebut terjadi karena tanah yang mempunyai IP tinggi sifat non liniernya rendah sehingga cenderung bersifat elastik walaupun oleh beban siklik, degradasi kekuatan kecil dan redaman material yang rendah. Oleh karena itu semakin tinggi IP tanah akan semakin tinggi akselerasi massa. Akibatnya amplifikasi percepatan tanah di permukaan terhadap percepatan tanah dasar akan semakin besar. Vucetic dan Dobry (1991) menyajikan spectrum akselerasi sebagai fungsi dari indeks plastisitas. Hal ini disajikan pada Gambar 3.17.

Efek ketebalan lapis tanah terhadap bentuk spectrum akselerasi disajikan pada Gambar 3.18. Terlihat pada gambar tersebut bahwa lapisan tanah yang

semakin tebal akan menyebabkan membesarnya periode getar dominan lapisan tanah. Hal ini terjadi karena lapis tanah di atas lapis keras yang semakin tebal akan cenderung semakin fleksibel atau mempunyai kekakuan yang semakin kecil.



Gambar 3. 17 Pengaruh Indeks Plastisitas Terhadap Spektrum Percepatan
(Sumber: Vucetic & Dobry, 1991)



Gambar 3. 18 Pengaruh Kedalaman Lapisan Tanah Terhadap Spektrum Percepatan
(Sumber: Vucetic & Dobry, 1991)