

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Umum

Gedung yang direncanakan dengan tidak memperhitungkan gaya gempa dapat mengalami kerusakan. Seperti yang terjadi akhir-akhir ini, bangunan-bangunan sederhana yang tidak mempunyai kekuatan yang memadai dalam menahan beban horisontal yang berupa beban gempa. Dengan melihat berbagai kerusakannya, mekanisme gaya didalam struktur dapat dianalisis. Bangunan tersebut umumnya hanya direncanakan menahan gaya gravitasi saja, sedangkan beban gempa tidak diperhitungkan.

Struktur dilanda gaya gempa dalam arah tiga dimensi, yaitu dua arah horisontal dan satu arah vertikal. Besar gaya vertikal kadang-kadang sampai dua pertiga gaya horisontalnya. Walaupun demikian biasanya gaya vertikal dianggap tidak ada. Hal ini mengacu pada SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.2.2, berikut ini.

1. Pembesaran gaya batang akibat beban gempa arah vertikal tidak berpengaruh karena pemberian angka keamanan pada beban mati dan beban hidup yang sudah cukup besar, yaitu :
 - a. untuk beban mati dan beban hidup

$$U_1 = 1,2 U_D + 1,6 U_L$$

b. jika diberi beban gempa, maka

$$U_2 = 1,05(U_D + U_{LR} + U_E)$$

dengan: U_D = beban mati

U_L = beban hidup

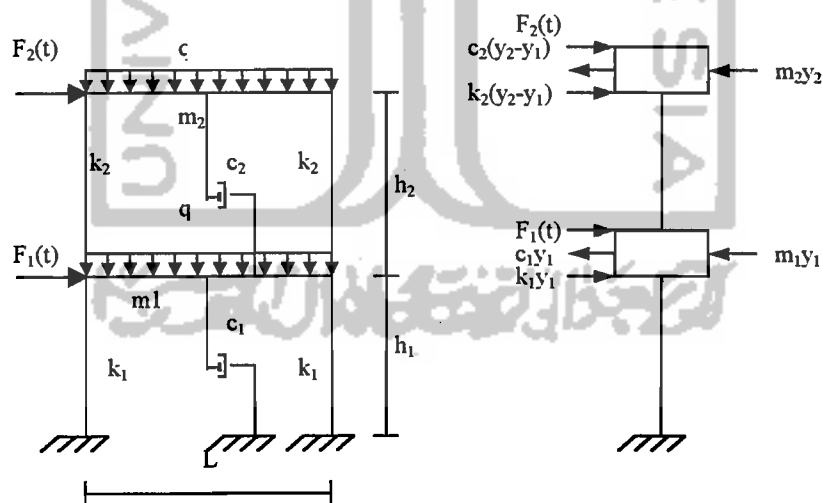
U_{LR} = beban hidup tereduksi

U_E = beban gempa

2. Bentuk struktur umumnya juga cukup kuat terhadap beban vertikal, dan kurang kuat terhadap beban horisontal.

3.2 Model Matematika Struktur

Dalam analisis dinamik suatu bangunan bertingkat diidealisasikan menjadi suatu bentuk model matematika seperti pada Gambar 3.1 berikut ini.



Gambar 3.1 Model matematika struktur tingkat 2

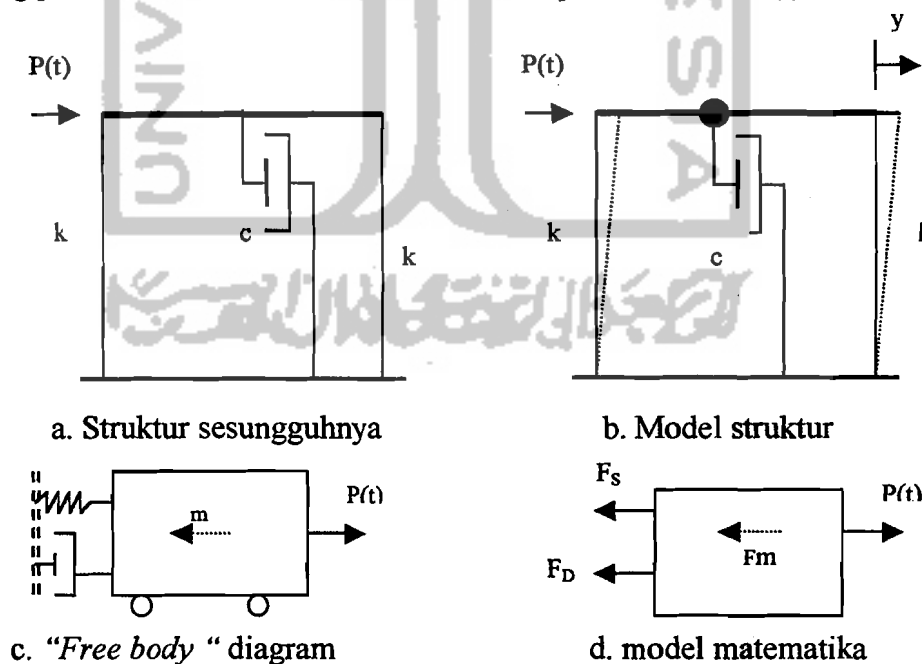
Anggapan-anggapan yang dalam penjabaran metode analisis dinamik adalah:

1. massa bangunan dianggap terpusat pada masing-masing lantai,

2. jumlah kekakuan seluruh unsur penahan beban lateral yang terdapat di antara dua tingkat lantai dianggap bekerja sebagai sebuah pegas penahan geser yang elastis (*elastic shear spring*), unsur-unsur penahan beban lateral tersebut dapat berupa kolom, dinding geser (*shear wall*), *core*, dan pertambatan diagonal (*diagonal bracing*),
3. struktur memiliki redaman liat (*viscous damping*),
4. pada fondasi tidak terjadi rotasi.

3.3 Struktur SDOF akibat Pembebanan Dinamik

Beban dinamik yang bekerja pada struktur dianggap bekerja secara langsung pada elevasi lantai. Misal beban akibat putaran mesin $P(t) = P_0 \sin \omega t$.



Gambar 3.2 Beban dinamik pada struktur SDOF

Berdasarkan *free body diagram* pada Gambar 3.2.c, maka :

$$F_M + F_D + F_S = P(t) \tag{3.1}$$

$$\text{dengan : } F_M = m \ddot{y} \text{ , } F_D = c \dot{y} \text{ , } F_S = k y \tag{3.2}$$

F_M adalah gaya inersia, F_D adalah gaya redaman, dan F_S adalah gaya tarik/desak yang mempresentasikan kekuatan kolom. $P(t)$ adalah beban dinamik, \ddot{y} adalah percepatan, \dot{y} adalah kecepatan, dan y adalah simpangan.

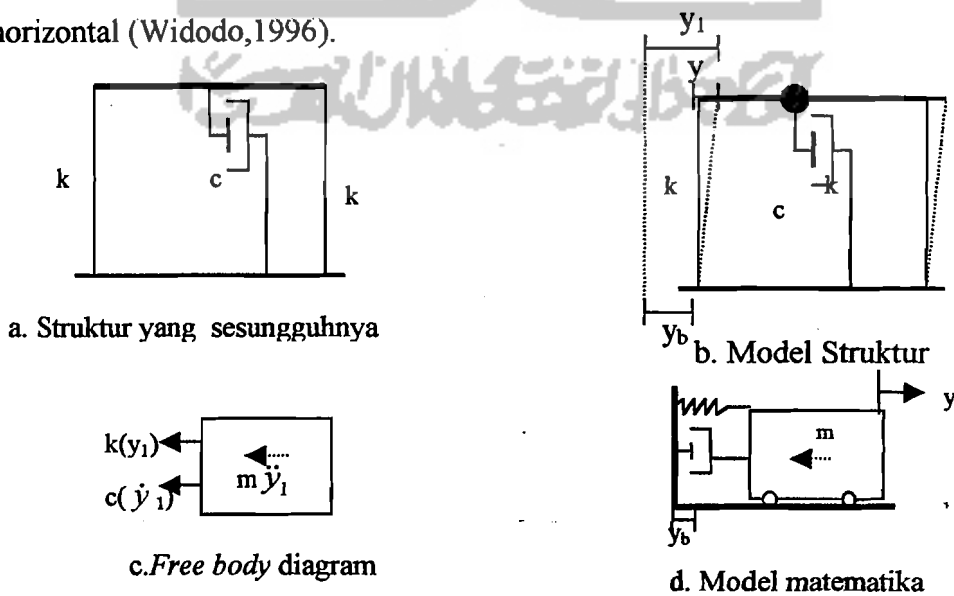
Dengan mensubstitusikan persamaan (3.2) ke dalam persamaan (3.1), maka persamaan (3.1) menjadi :

$$m \ddot{y} + c \dot{y} + k y = P(t) \tag{3.3}$$

Persamaan (3.3) disebut persamaan differensial gerakan (*differensial equation of motion*).

3.4 Struktur SDOF akibat Gerakan Tanah

Beban dinamik yang biasa diperhitungkan adalah beban gempa. Gempa bumi akan menyebabkan gerakan pada tanah, percepatan tanah, serta simpangan horizontal (Widodo,1996).



Gambar 3.3 Beban gempa pada struktur SDOF

Berdasarkan *free body diagram* pada Gambar 3.3.b, maka persamaan diferensial gerakan adalah

$$m \ddot{y}_1 + c \dot{y}_1 + k y_1 = 0 \quad (3.4)$$

Setelah terjadi gempa bumi, maka tanah akan mempunyai percepatan, kecepatan, simpangan masing-masing sebesar \ddot{y}_b , \dot{y}_b , y_b terhadap posisi awal, sehingga :

$$\ddot{y}_1 = \ddot{y}_b + \ddot{y}, \quad \dot{y}_1 = \dot{y}_b + \dot{y}, \quad y_1 = y_b + y \quad (3.5)$$

dengan mensubstitusikan persamaan (3.5) ke dalam persamaan (3.4), maka persamaan (3.4) dapat ditulis menjadi :

$$m \ddot{y}_1 + c \dot{y}_1 + k y_1 = -m \ddot{y}_b - c \dot{y}_b - k y_b \quad (3.6)$$

Pada kondisi *rigid body motion*, umumnya dianggap struktur tidak akan menyebabkan adanya perbedaan simpangan dan kecepatan antara tanah dengan massa struktur. Oleh karena itu suku kedua dan ketiga ruas kanan pada persamaan (3.6) dianggap sama dengan nol. Dengan demikian persamaan (3.6) menjadi

$$m \ddot{y}_1 + c \dot{y}_1 + k y_1 = -m \ddot{y}_b \quad (3.7)$$

persamaan (3.7) dibagi dengan m , maka

$$\ddot{y} + \frac{c}{m} \dot{y} + \frac{k}{m} y = -\ddot{y}_b \quad (3.8)$$

3.5 Periode Getar (T) dan Frekuensi Alam (ω)

Pada kondisi struktur getaran bebas tanpa redaman (*undamped free vibration system*), maka persamaan (3.4) dapat ditulis menjadi,

$$m \ddot{y} + k y = 0 \quad (3.9)$$

Persamaan (3.9) merupakan persamaan differensial linier homogen dengan koefisien konstan yaitu ditunjukkan oleh konstanta m dan k . Persamaan (3.9) disebut persamaan homogen karena suku sebelah kanan sama dengan nol. Persamaan (3.9) juga akan menghasilkan gerakan harmonik periodik. Berdasarkan coba-coba, maka penyelesaian persamaan tersebut dapat dinyatakan dalam bentuk,

$$y = A \sin(\omega t) \quad (3.10)$$

dengan : A = suatu koefisien yang nilainya bergantung pada kondisi awal (*initial value*).

Dari persamaan (3.10) juga diperoleh,

$$\dot{y} = \omega A \cos(\omega t), \quad \ddot{y} = -\omega^2 A \sin(\omega t) \quad (3.11)$$

Substitusi persamaan (3.11) ke dalam persamaan (3.10), maka akan didapat

$$(k - \omega^2 m) A \sin(\omega t) = 0 \quad (3.12)$$

Nilai $\sin(\omega t)$ tidak selalu sama dengan nol maka,

$$(k - \omega^2 m) = 0 \quad (3.13)$$

Maka,

$$\frac{k}{m} = \omega^2, \quad \frac{c}{m} = 2\xi\omega$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \text{ (rad/det)}, \quad \omega = \text{angular frequency} \quad (3.14)$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \text{ (det)}, \quad T = \text{periode} \quad (3.15)$$

3.6 Struktur Derajat Kebebasan Banyak (MDOF)

Pada struktur bangunan gedung bertingkat banyak, umumnya massa struktur dapat dikumpulkan pada setiap lantai (*lump mass*), sehingga struktur yang semula berderajat kebebasan tak terhingga dapat disederhanakan menjadi struktur dengan derajat kebebasan terbatas.

Untuk memperoleh persamaan defferensial gerakan pada struktur kebebasan banyak, maka digunakan anggapan bangunan penahan geser.

Anggapan bangunan penahan geser :

1. bangunan dapat diidealisasikan menjadi kolom tunggal yang mempunyai massa terpusat pada bidang lantai. Hal tersebut berarti hanya perpindahan horisontal dari massa yang mungkin terjadi selama gerak,
2. bangunan dapat menggunakan sistem sejumlah massa berpegas (*multi mass spring*) untuk menyatakan bangunan penahan geser.

Dengan bentuk tersebut diperlukan gaya untuk memberikan suatu besaran perpindahan relatif antara dua massa berturutan yang mempunyai kekakuan atau konstanta pegas.

Untuk sebuah kolom bermassa seragam dengan kedua ujungnya terjepit, konstanta pegasnya adalah

$$k = \frac{12EI}{L^3} \quad (3.16)$$

Untuk kolom dengan satu ujung terjepit dan ujung lain sendi, konstanta pegasnya adalah,

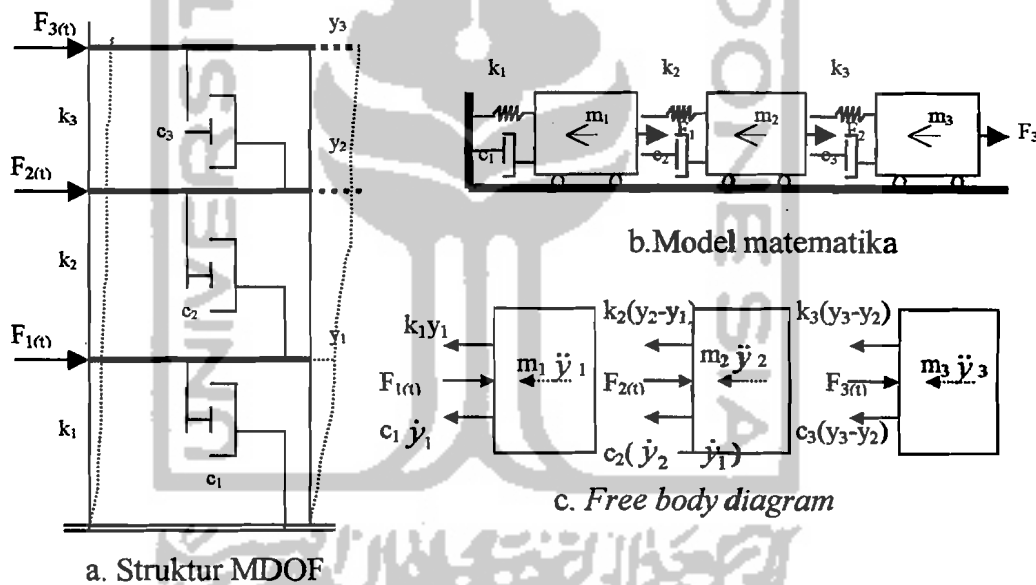
$$k = \frac{3EI}{L^3} \quad (3.17)$$

dengan : E = modulus elastisitas bahan,

I = momen inersia penampang,

L = tinggi tingkat

Untuk memperoleh persamaan differensial MDOF, maka tetap dipakai prinsip keseimbangan relatif pada suatu massa yang ditinjau. Model struktur yang dipakai adalah sebagai berikut ini.



Gambar 3.4 Struktur MDOF

Pada struktur bangunan gedung tingkat tiga, struktur mempunyai tiga derajat kebebasan. Dengan demikian struktur yang mempunyai n-tingkat berarti struktur mempunyai n-derajat kebebasan dan n-modes. Selanjutnya didapat persamaan-persamaan gerak bangunan berlantai tiga yang berasal dari masing-masing *free body diagram*. Dengan menyamakan jumlah gaya-gaya yang bekerja pada setiap massa dengan nol, maka :

$$m_1 \ddot{y}_1 + c_1 \dot{y}_1 + k_1 y_1 - k_2 (y_2 - y_1) - c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - F_1(t) = 0 \quad (3.18a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2 + c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) + k_2 (y_2 - y_1) - k_3 (y_3 - y_2) - c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) - F_2(t) = 0 \quad (3.18b)$$

$$m_3 \ddot{y}_3 + c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) + k_3 (y_3 - y_2) - c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) - F_3(t) = 0 \quad (3.18c)$$

Dengan menyusun persamaan di atas menurut parameter yang sama (percepatan, kecepatan, dan simpangan), maka persamaan (3.18) dapat ditulis menjadi :

$$m_1 \ddot{y}_1 + c_1 \dot{y}_1 + k_1 y_1 - k_2 (y_2 - y_1) - c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) = F_1(t) \quad (3.19a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2 + c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) + k_2 (y_2 - y_1) - k_3 (y_3 - y_2) - c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) = F_2(t) \quad (3.19b)$$

$$m_3 \ddot{y}_3 + c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) + k_3 (y_3 - y_2) - c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) = F_3(t) \quad (3.19c)$$

Selanjutnya persamaan (3.19) dapat ditulis menjadi matriks :

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = [F(t)] \quad (3.20)$$

Yang mana [M], [C], dan [K] berturut-turut adalah matriks massa, matriks redaman, dan matriks kekakuan yang dapat ditulis menjadi :

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

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

Sedangkan $\{\ddot{Y}\}$, $\{\dot{Y}\}$, $\{Y\}$, dan $\{F(t)\}$ masing-masing adalah vektor percepatan, vektor kecepatan, vektor simpangan dan vektor beban,

$$\{\ddot{Y}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix}, \quad \{\dot{Y}\} = \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix}, \quad \{Y\} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix}, \quad \{F(t)\} = \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \end{Bmatrix}$$

(3.22)

3.7 Mode Shape dan Frekuensi

Suatu struktur umumnya akan bergerak akibat adanya pembebanan dari luar maupun adanya suatu nilai awal (*initial condition*). Misalnya suatu massa ditarik sedemikian rupa sehingga mempunyai simpangan awal sebesar y dan apabila gaya tarik tersebut dilepas kembali maka massa akan bergerak. Peristiwa pergerakan massa tersebut disebut dengan getaran bebas (*free vibration system*). Gerakan suatu massa disebabkan adanya pembebanan dari luar, misalnya beban angin, gempa dan lainnya. Maka gerakan massa dikelompokkan sebagai gerakan dipaksa (*forced vibration system*). Untuk menyederhanakan permasalahan anggapan bahwa massa bergetar bebas (*free vibration system*) akan sangat membantu untuk menyelesaikan analisis dinamika struktur.

Pada getaran bebas struktur MDOF ($F(t)=0$), maka persamaan (3.22) menjadi,

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = 0 \quad (3.23)$$

Apabila *damping ratio* (ξ) relatif kecil, maka ω_D (*damped frequency*) bernilai hampir sama dengan ω (*undamped frequency*), sehingga struktur dianggap tanpa redaman ($C = 0$), maka persamaan (3.23) menjadi,

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [K]\{Y\} = 0 \quad (3.24)$$

Karena persamaan (3.24) adalah persamaan differensial gerakan tanpa redaman, maka respon struktur akan bersifat harmonik, maka :

$$\{Y\} = \{\phi\} \sin(\omega t) \quad (3.25)$$

$$\{\dot{Y}\} = \omega \{\phi\} \cos(\omega t) \quad (3.26)$$

$$\{\ddot{y}\} = -\omega^2 \{\phi\} \sin(\omega t) \quad (3.27)$$

Dalam hal ini $\{\phi\}$ adalah vektor *mode shape*.

Substitusi persamaan (3.25) dan (3.27) ke dalam persamaan (3.24) maka,

$$-\omega^2 [M] \{\phi\} \sin(\omega t) + [K] \{\phi\} \sin(\omega t) = \{0\} \quad (3.28)$$

Karena nilai $\sin(\omega t)$ tidak selalu sama dengan nol, maka,

$$[K] - \omega^2 [M] \{\phi\} = \{0\} \quad (3.29)$$

Persamaan (3.28) dan (3.29) merupakan persamaan *eigen problem*.

Persamaan (3.29) akan ada penyelesaiannya (*nontrivial solution*) atau suatu sistem akan ada amplitudo yang terbatas apabila nilai determinan $[K] - \omega^2 [M]$ adalah nol, maka

$$|[K] - \omega^2 [M]| \quad (3.30)$$

Determinan persamaan (3.30) akan menghasilkan persamaan polinomial dengan *degree-n* yang menghasilkan nilai ω , maka dengan mensubstitusikan ke dalam persamaan (3.29) akan menghasilkan nilai vektor *mode shape* $\{\phi\}$.

3.8 Respon Spektra

3.8.1 Metode Respon Spektra

Untuk menyelesaikan persamaan differensial dapat dilakukan dengan cara integrasi secara numerik yang penyelesaiannya relatif lama. Maka dikembangkan metode yang lebih praktis dan lebih cepat. Metode tersebut adalah dengan memakai nilai-nilai respons pada respon spektra. Respon spektra adalah plot respons maksimum (perpindahan, kecepatan, dan percepatan) dari fungsi beban

tertentu untuk struktur SDOF. Absis dari spektrum adalah frekuensi natural (periode) dari sistem dengan ordinat adalah respons maksimum.

Pembahasan metode ini meliputi :

1. modal amplitudo,
2. gaya geser tingkat.

3.8.2 Modal Amplitudo

Pembahasan modal amplitudo dimulai dari simpangan horisontal tingkat struktur SDOF yang dapat dicari dengan Duhamel's Integral yaitu,

$$y(t) = \frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{y}_i e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \quad (3.31)$$

dengan ω_d adalah *damped frequency*.

Terdapat istilah partisipasi setiap *mode* yang dinyatakan dalam persamaan,

$$\Gamma_j = \frac{P_j^*}{M_j^*} = \frac{\{\phi\}_j^T [M] \{I\}}{\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j} \quad (3.32)$$

Partisipasi setiap *mode* juga berhubungan dengan simpangan atas kontribusi suatu mode g_j dengan modal amplitudo Z_j . Dengan demikian modal amplitudo Z_j adalah

$$Z_j = \Gamma_j g_j \quad (3.33)$$

Simpangan kontribusi suatu mode ke- j , g_j pada persamaan (3.33) sama atau senada dengan simpangan horisontal suatu massa. Dengan demikian modal amplitudo Z_j dapat diperoleh dengan mengikutkan partisipasi setiap *mode* pada persamaan (3.33), sehingga diperoleh hubungan,

$$Z_j = \frac{P_j^*}{M_j^* \omega_{dj}} \int_0^t \ddot{y}_i e^{-\xi \omega (t-\tau)} \sin \omega (t-\tau) d\tau \quad (3.34)$$

Nilai integral persamaan (3.34) akan menghasilkan suatu kecepatan yang merupakan fungsi dari waktu $y(t)$. Dengan memakai *sorting* maka akan diperoleh kecepatan maksimum untuk mode ke- j , $y_{j,maks}$. Dengan demikian persamaan (3.34) menjadi,

$$Z_j = \frac{P_j^*}{M_j^* \omega_{dj}} \dot{y}_{j,maks} \quad (3.35)$$

Pada respon spektra diperoleh hubungan bahwa $PSA = \omega PSV$, atau

$$\ddot{y}_{maks} = \omega \dot{y}_{maks} \text{ maka } \dot{y}_{maks} = \frac{\ddot{y}_{maks}}{\omega} \quad (3.36)$$

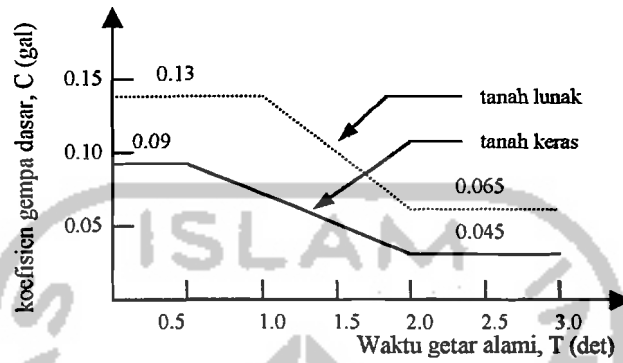
Nilai-nilai kecepatan maupun percepatan maksimum pada persamaan (3.36) sebenarnya adalah sama dengan nilai-nilai kecepatan dan percepatan pada respon spektra. Dengan menganggap bahwa ω_d nilainya sama dengan ω , maka modal amplitudo Z_j pada persamaan (3.35) menjadi,

$$Z_j = \frac{P_j^* SA}{M_j^* \omega_j^2} \quad (3.37)$$

3.8.3 Desain Elastik Respon Spektra

Analisis respon spektra digunakan untuk mencari respon elastik berderajat kebebasan banyak. Sebagai respon spektrum percepatan, dapat dilihat dalam grafik respon spektra gempa rencana yang akan dipakai sebagai dasar perhitungan, dengan cara memplotkan nilai-nilai waktu getar alami (*natural*

period of vibration) dan redaman yang terjadi. Grafik respon spektra untuk daerah I terdapat pada Gambar 3.5



Gambar 3.5 Koefisien gempa untuk daerah I

Disain Respon Spektra yang disajikan pada PPTGIUG, 1987 adalah plot antara koefisien gempa dasar C dengan periode getar T. Koefisien C tersebut adalah suatu koefisien yang dapat dihubungkan dengan SA, sehingga $C \cdot g = SA$, dengan demikian persamaan (3.37) menjadi,

$$Z_j = \frac{P_j^* Cg}{M_j^* \omega_j^2} \quad (3.38)$$

3.8.4 Gaya Geser Tingkat

Pada persamaan (3.36) diperoleh simpangan massa sebagai kontribusi *mode* ke-j menjadi,

$$\ddot{Y}_j = Y_j \omega_j^2 \quad (3.39)$$

$$\ddot{Y}_j = \phi_j \frac{P_j^*}{M_j^*} SA \quad (3.40)$$

Dengan demikian gaya geser tingkat atau gaya geser yang bekerja pada suatu massa akibat kontribusi *mode* ke-j adalah,

$$F_j = M\ddot{Y}_j \quad (3.41)$$

$$F_j = M\phi_j \frac{P_j^*}{M_j^*} SA \quad (3.42)$$

Percepatan SA dapat dihubungkan dengan desain respon spektra seperti yang tercantum dalam PPTGIUG, 1983 dengan $SA = Cg$, sehingga persamaan (3.42) akan menjadi,

$$F_j = M\phi_j \frac{P_j^*}{M_j^*} Cg \quad (3.43)$$

Persamaan (3.43) adalah gaya horisontal tingkat atau gaya horisontal maksimum yang bekerja pada suatu massa sebagai kontribusi dari *mode* ke-*j*. Gaya horisontal tingkat seperti pada persamaan ini dapat dicari dari prinsip hubungan antara gaya, simpangan, dan kekakuan seperti berikut ini.

$$F_j = KY_j \quad (3.44)$$

$$F_j = K\phi_j \frac{P_j^*}{M_j^*} SA \quad (3.45)$$

pada pembahasan *eigenproblem* diperoleh suatu hubungan bahwa,

$$K\phi = \omega^2 M\phi \quad (3.46)$$

Dengan hubungan seperti pada persamaan, maka persamaan itu dapat ditulis menjadi,

$$F_j = M\phi_j \frac{P_j^*}{M_j^*} SA \quad \text{atau}$$

$$F_j = M\phi_j \frac{P_j^*}{M_j^*} Cg \quad (3.47)$$

3.9 Waktu Getar Alami Struktur Gedung (T Rayleigh)

Pada PPTGIUG 1987 pasal 2.4.5.b disebutkan bahwa waktu getar alami struktur gedung setelah direncanakan dengan pasti harus ditentukan dari rumus :

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i d_i}{g \sum F_i d_i}} \quad (3.48)$$

dengan, W_i : bagian dari seluruh beban vertikal yang disumbangkan oleh beban-beban yang bekerja pada tingkat ke-i (kg),

F_i : beban gempa horisontal dalam arah yang ditinjau pada tingkat i (kg),

d_i : simpangan horisontal pusat massa pada tingkat i akibat beban horisontal F_i (mm),

g : percepatan gravitasi (mm/det^2).

Apabila waktu getar alami tersebut perbedaannya berkisar 80-120% dari nilai yang dipakai pada perhitungan pendahuluan, maka beban-beban gempa tidak perlu dihitung kembali.

3.10 Perencanaan Dinding Geser

Dalam perencanaan dinding geser kopel terdapat tiga daerah kritik yang harus diperhatikan. Tiga daerah kritik tersebut terletak pada :

1. daerah balok kopel,
2. salah satu dinding yang menahan lentur dan geser terbesar, dan
3. daerah antara pembukaan dan dinding.

Langkah-langkah perencanaan dimensi dinding geser berpasangan pada prinsipnya sama dengan perencanaan dinding geser tunggal. Langkah-langkah perencanaan dinding geser berpasangan tersebut akan diuraikan berikut ini.

1. Mengecek *Degree of Coupling* (DC)

Tujuan dari perhitungan DC ini adalah untuk mengklasifikasikan jenis dinding geser kopel. Jika $DC \geq 0.66$, maka dinding geser kopel termasuk dinding geser daktilitas penuh, dan jika $DC < 0.66$, maka termasuk dinding geser kopel daktilitas parsial.

$$DC = k \frac{H_n^a}{l_w^b L_n^c} \quad (3.49)$$

dengan, H_n : tinggi balok kopling,

L_n : panjang balok kopling,

l_w : lebar dinding

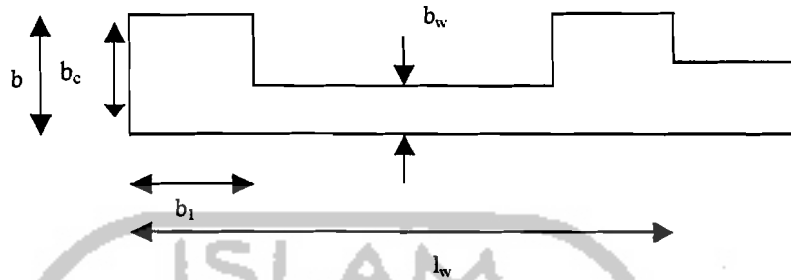
Koefisien k,a,b,c tergantung jumlah tingkat (n) yang dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut ini.

Tabel 3.1 Nilai konstanta k dan eksponen a, b, dan c untuk persamaan (3.49)

Jumlah tingkat (n)	k	a	B	c
6	2.976	0.706	0.615	0.698
10	2.342	0.512	0.462	0.509
15	1.697	0.352	0.345	0.279
20	1.463	0.265	0.281	0.190
30	1.295	0.193	0.223	0.106
40	1.190	0.145	0.188	0.059

Sumber: Journal ASCE No.122-Nov,1996, Classification Methodology for Coupled Shear Walls.

2. Menentukan dimensi dinding geser



Gambar 3.6 Penampang dinding geser

Untuk menghindari tekuk pada dinding geser, maka tebal dinding geser

$$\text{diambil : } b_w = \frac{h_s}{20} \geq 150\text{mm} \quad (3.50)$$

3. Menentukan panjang total dinding geser

$$\frac{h_w}{l_w} \leq 9 \quad (3.51)$$

4. Dimensi *Boundary element*

$$b \geq b_w \quad b_1 \geq \frac{b_c \cdot l_w}{10b} \quad (3.52)$$

$$b \geq b_c \quad b_1 \geq \frac{b_c^2}{h} \quad (3.53)$$

$$b \geq \frac{h_s}{16} \quad b_1 \geq \frac{h_s}{16} \quad (3.54)$$

dengan nilai b_c sebesar:

$$b_c = 0,017 \cdot l_w \cdot \sqrt{\mu \cdot \phi} \quad , \text{ jika digunakan tulangan dua lapis} \quad (3.55)$$

$$b_c = 0,022 \cdot l_w \cdot \sqrt{\mu \cdot \phi} \quad , \text{ jika digunakan tulangan satu lapis} \quad (3.56)$$

dengan, h_w : tinggi bangunan total

h_s : tinggi tingkat pertama

b_c : ketebalan dinding geser kritis

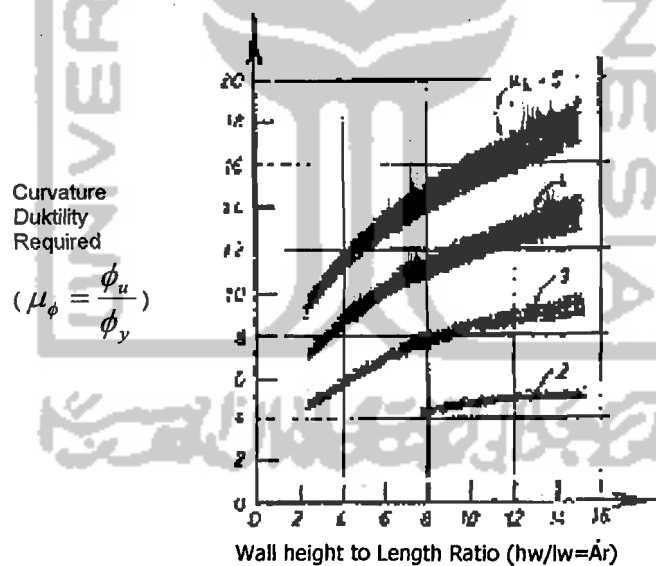
μ_ϕ : perbandingan rasio daktilitas

l_w : lebar dinding geser

l_n : panjang balok kopel

Dari persamaan (3.52),(3.53),(3.54) diambil nilai b dan b_1 yang terbesar.

Menurut T. Paulay dan M.J.N. Priestley, 1992, faktor daktilitas dapat diketahui dengan menggunakan kurva daktilitas yang terdapat pada gambar 3.7 berikut ini.



Gambar 3.7 Kurva daktilitas

5. Stabilitas balok kopling dipakai rumus :

$$\frac{l_n}{b_w} < 25, \text{ dan } \frac{l_n h}{b_w^2} < 100 \quad (3.57)$$

3.11 Menghitung Massa tiap Lantai (m_i)

Massa tiap lantai dihitung dengan rumus :

$$m_i = \frac{W_{ti}}{g} \quad (3.58)$$

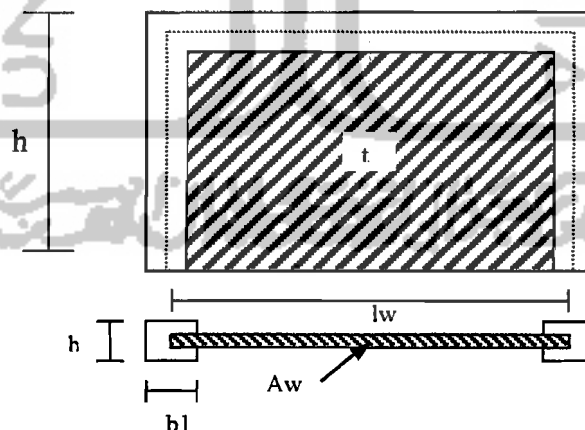
dengan, m_i : massa lantai i ($\text{kg} \cdot \text{det}^2/\text{m}$)

W_{ti} : berat total lantai i (kg)

g : percepatan gravitasi = $9,81 \text{ m/det}^2$

3.12 Kekakuan Dinding Geser

Dinding geser dapat dianggap sebagai kolom yang mempunyai inersia yang besar. Perhitungan kekakuan dinding geser menggunakan prinsip *shear building*, seperti menghitung kekakuan pada kolom.



Gambar 3.8 Penampang dinding geser

Inersia dinding geser,

$$I_w = (1/12) \{ (b \cdot (lw + b_1)^3 - [(b - t) \cdot (lw - b_1)^3] \} \quad (3.59)$$

Maka kekakuan dinding geser adalah,

$$k_w = \frac{12.E.I_w}{h^3} + \frac{G.A}{k.t} \quad (3.60)$$

dengan k_w : kekakuan dinding geser

E : modulus elastisitas beton

I_w : inersia dinding geser

H : tinggi tingkat

G : shear modulus = $\frac{E}{2(1+\mu)}$

μ : rasio poisson = 0,2

κ : koefisien = 1-1,5

t : tebal dinding geser

A : luas dinding geser

