

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

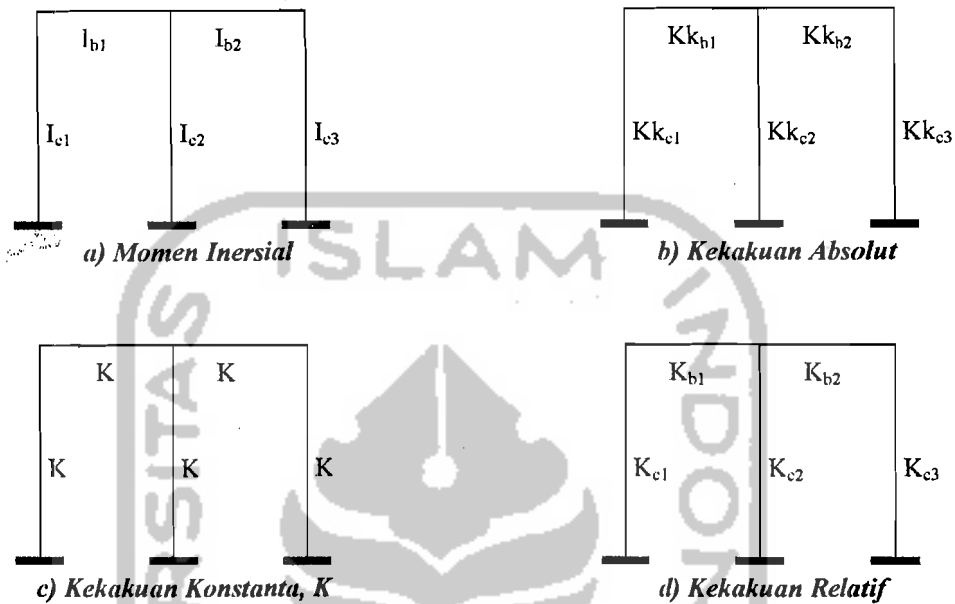
Secara umum gerakan massa suatu struktur dapat disebabkan baik oleh adanya gangguan dari luar maupun adanya nilai awal (*initial condition*). Sebagai contoh, massa yang berada diujung atas tiang bendera ditarik sedemikian rupa sehingga mempunyai simpangan awal sebesar y_0 dan apabila gaya tarik tersebut dilepas maka tiang bendera akan bergoyang/bergetar kekanan dan ke kiri. Peristiwa gerakan massa akibat adanya simpangan awal y_0 (dapat juga kecepatan awal) seperti itu biasa disebut dengan getaran bebas (*free vibration systems*). Sebaliknya apabila goyangan suatu struktur disebabkan oleh gangguan luar seperti angin maupun gempa maka peristiwa itu biasa disebut getaran dipaksa (*forced vibration system*).

3.2 Kekakuan Kolom Menurut Cara Muto (1956,1975)

Muto (1975) memberikan alternatif untuk menghitung kekakuan kolom dengan memperhitungkan kekakuan balok. Hal ini berarti bahwa join-join dimungkinkan untuk berotasi. Sebelum menginjak pada kekakuan kolom dengan cara ini maka perlu diketahui terlebih dahulu notasi-notasi yang diperlukan untuk menghitung kekakuan tersebut. Gambar 3.1 adalah contoh struktur yang mana kolom mempunyai momen inersia potongan.

Kekakuan relatif balok dan kolom dinyatakan dalam,

$$K_{kc} = \frac{I_c}{h_c} \quad , \quad K_{kb} = \frac{I_b}{l_b}$$



Gambar 3.1 Kekakuan Relatif Balok dan Kolom

Pada penurunan kekakuan kolom dengan cara mutuo ini terdapat beberapa asumsi yaitu,

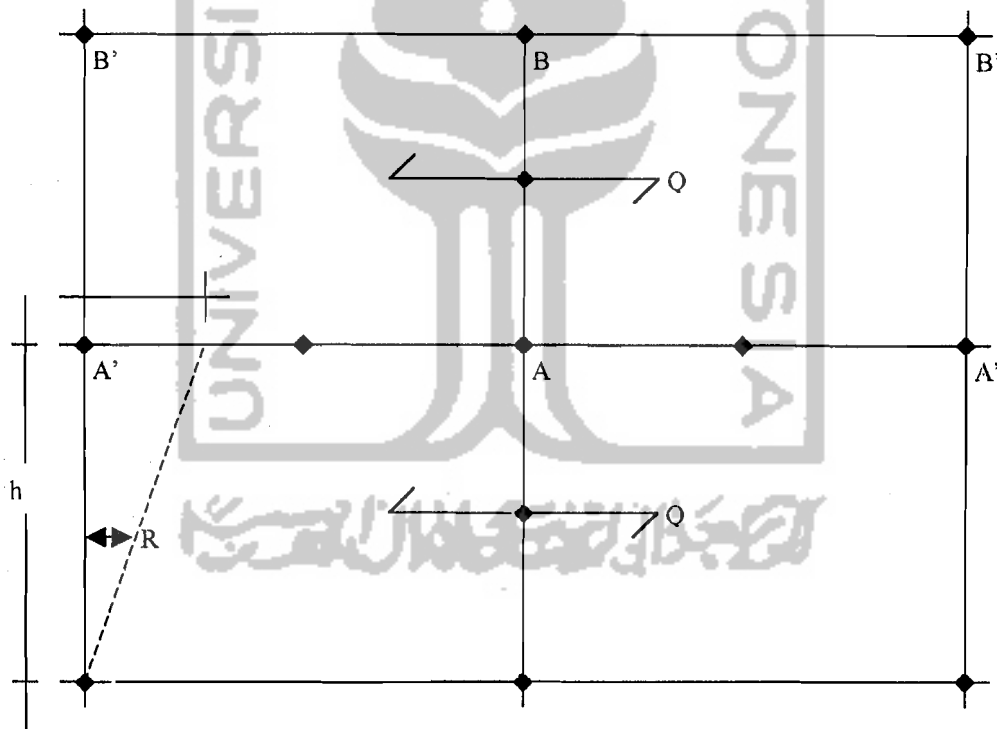
1. bangunan cukup besar, banyak kolom, simetri, gaya geser kolom dianggap sama,
2. join-join mengalami rotasi yang sama,
3. pengaruh P-delta (beban gravitasi diabaikan),
4. bending momen berbangun anti-simetri,
5. titik balik pada kolom dan balok dianggap ditengah-tengah.

Untuk membahas kekakuan kolom dengan memakai metode ini, maka dipakai model struktur portal (diambil ditengah-tengah potongan portal) seperti Gambar 3.2. Notasi Q yang tampak pada gambar tersebut adalah gaya geser tingkat. Struktur mengalami penggoyangan sebesar δ , sudut rotasi goyangan $R=\delta/h$ dan sudut rotasi join ϕ . Menurut prinsip mekanika maka,

$$M_{AB}=M_{BA}=2EKk_c(3\phi-3R) \dots\dots\dots(3.1)$$

dan,

$$M_{A'A}=M_{B'B}=2EKk_b(3\phi) \dots\dots\dots(3.2)$$



Gambar 3.2 Portal Simetri

Keseimbangan join adalah,

$$2M_{AB}+2M_{A'A}=0 \dots\dots\dots(3.3)$$

Sedangkan keseimbangan tingkat adalah,

$$2M_{AB} = -Qh \dots \dots \dots (3.4)$$

Substitusi persamaan 3.1) kedalam persamaan 3.3) akan diperoleh,

$$2\{2EKk_c(3\phi - 3R)\} + 2\{2EKk_b(3\phi)\} = 0$$

$$(k_c + k_b)\phi - k_c R = 0$$

$$\phi = \left\{ \frac{k_c}{k_c + k_b} \right\} R \text{ atau } R = \left\{ \frac{k_c + k_b}{k_c} \right\} \phi \dots \dots \dots (3.5)$$

Dengan memperhatikan persamaan 3.2), maka persamaan 3.3),
sesungguhnya dapat ditulis menjadi,

$$2M_{AB} = -2M_{A'A}$$

$$2M_{AB} = -12EKk_b\phi \dots \dots \dots (3.6)$$

Dengan menghubungkan antara persamaan 3.6) dengan persamaan 3.4)
maka akan diperoleh,

$$-Qh = 2M_{A'A} = -12EKk_b \frac{k_c}{k_c + k_b} R = 12EK \left\{ \frac{k_c k_b}{k_c + k_b} \right\} R \frac{2k_c}{2k_c}$$

$$-Qh = -12EK \left\{ \frac{\frac{2k_b}{k_c}}{2 \frac{k_b + k_c}{k_c}} \right\} k_c R = -12EK \frac{k'}{k'+2} k_c R \dots \dots \dots (3.7)$$

dengan,

$$k' = \frac{2k_b}{k_c} \dots \dots \dots (3.8)$$

Dengan catatan bahwa k' tersebut adalah khusus untuk pembahasan
dimana satu kolom dipegang oleh 2 balok pada join bawah dan 2 balok pada join
atas. Mengingat bahwa $R = \delta/h$, maka persamaan 3.7) dapat ditulis menjadi,

$$Q = \frac{12EK}{h^2} \delta \frac{k'}{k'+2} k_c \dots \dots \dots (3.9)$$

Karena $Kk_c = I/h$, maka kekakuan kolom dapat diperoleh dengan,

$$K_m = \frac{Q}{\delta} = \frac{k'}{k'+2} k_c \left\{ \frac{12EK}{h^2} \right\}$$

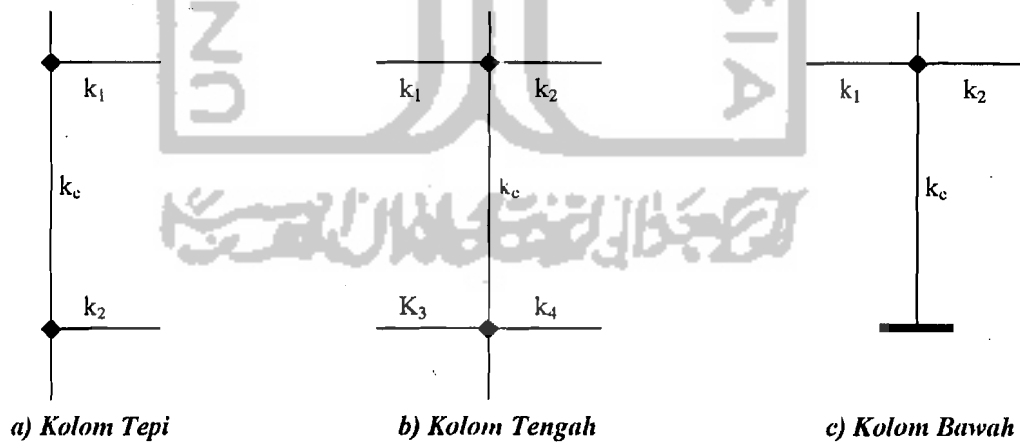
$$K_m = C_m \left\{ \frac{12EI}{h^3} \right\} \dots \dots \dots (3.10)$$

$$K_m = C_m K_f$$

dengan,

$$C_m = \frac{k'}{k'+2} \text{ dan } K_f = \frac{12EI}{h^3} \dots \dots \dots (3.11)$$

Ada kemungkinan perbedaan kekakuan relatif antar balok, misalnya pada struktur pada Gambar 3.3 :



Gambar 3.3 Beberapa Kondisi Pengekangan Kolom oleh Balok-balok

Untuk kolom tengah yaitu kolom yang dipegang oleh 4-balok seperti pada Gambar 3.3.b, maka koefisien k' dihitung menurut rumus,

$$k' = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2k_c} = \frac{\sum k_b}{2k_c} \quad \text{dan,}$$

$$C_m = \frac{k'}{k'+2} \quad \dots\dots\dots(3.12)$$

Untuk kolom tepi yaitu yang dipegang oleh dua balok seperti Gambar 3.3.a, maka k' adalah,

$$k' = \frac{k_1 + k_2}{2k_c} = \frac{\sum k_b}{2k_c} \quad \text{dan,}$$

$$C_m = \frac{k'}{k'+2} \quad \dots\dots\dots(3.13)$$

Terdapat sedikit perbedaan rumus k' untuk kolom tingkat dasar baik kolom tengah maupun kolom tepi (Gambar 3.3.c) yaitu,

$$k' = \frac{\sum k_b}{k_c}$$

$$C_m = \frac{k'+0.5}{k'+2} \quad \dots\dots\dots(3.14)$$

Apabila nilai k' pada persamaan 3.12) disubstitusikan pada nilai C_m , maka akan diperoleh,

$$C_m = \frac{k'}{k'+2} = \frac{\sum k_{bi}/2k_c}{\sum k_{bi}/2k_c + 4k_c/2k_c}$$

$$C_m = \frac{\sum k_{bi}}{\sum k_{bi} + 4k_c} \quad \dots\dots\dots(3.15)$$

Apabila dipecah menjadi jumlah kekakuan relatif balok pada join atas dan join bawah, maka persamaan 3.15) akan menjadi,

$$C_m = \frac{(\sum k_{ba} + \sum k_{bb})}{(\sum k_{ba} + \sum k_{bb}) + 4k_c} \dots\dots\dots(3.16)$$

Persamaan 3.16) juga berlaku pada kolom tingkat dasar yang dapat berotasi yang dikontrol oleh adanya balok-balok sloof seperti Gambar 3.5.a.

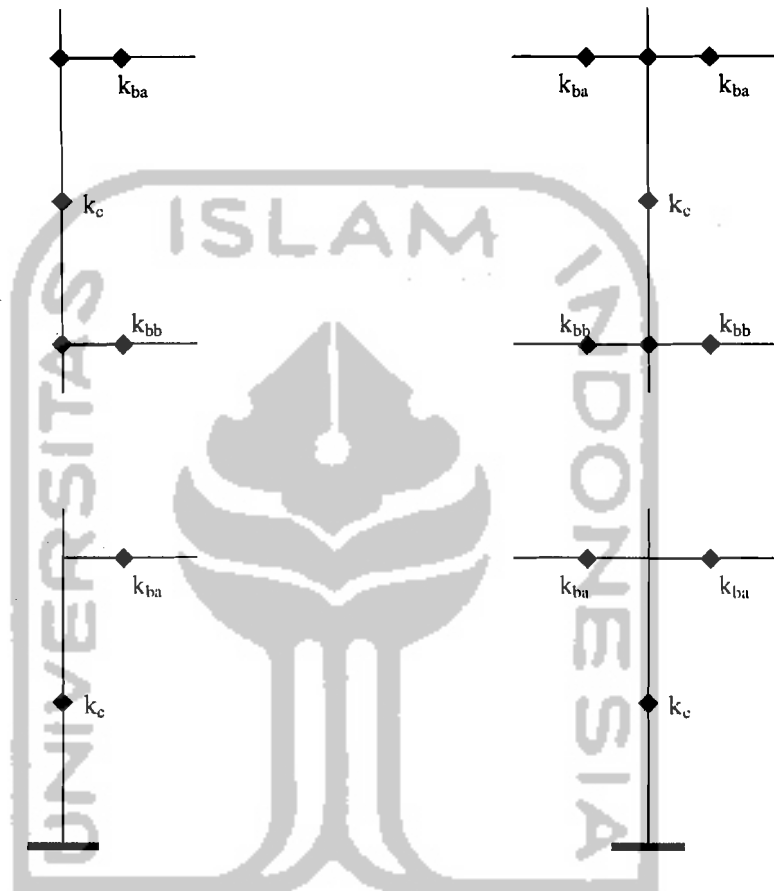
Dengan cara yang sama, maka kekakuan kolom tingkat dasar dengan dukungan jepit adalah,

$$C_{m1} = \frac{\sum k_{ba} + 0.5k_c}{\sum k_{ba} + 2k_c} \dots\dots\dots(3.17)$$

Persamaan 3.17) diturunkan dengan catatan bahwa titik balik pada kolom tingkat dasar berada pada $1/3 h$ dari join atas dengan h adalah tinggi kolom. Apabila kekakuan tingkat dasar diambil rata-rata dari kekakuan kolom jepit jepit dan kekakuan kolom normal persamaan 3.17) maka kekakuan kolom tingkat dasar dapat dihitung dengan rumus,

$$C_{m1} = \frac{\sum k_{ba} + k_c}{\sum k_{ba} + 2k_c} \dots\dots\dots(3.18)$$

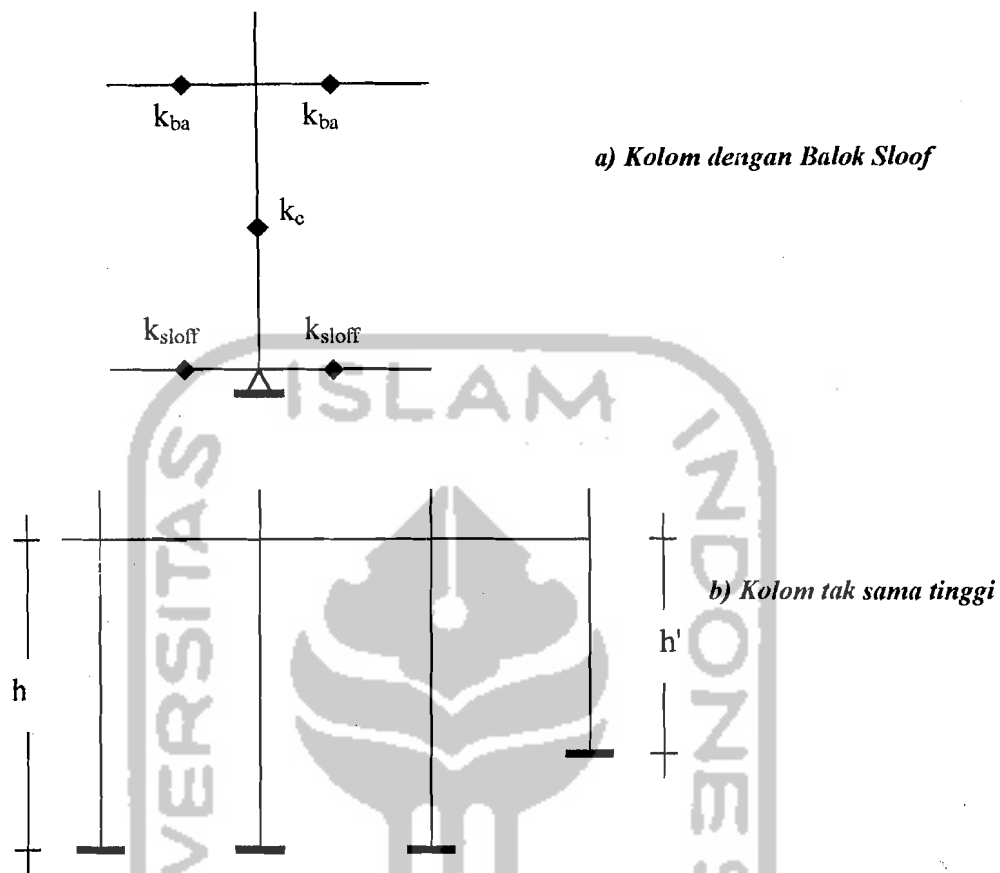
Untuk memudahkan pemahaman, maka persamaan 3.16), 3.17), 3.18) dapat digambar dan dapat dimengerti secara mudah secara visual sebagai berikut.



Gambar 3.4 Visualisasi Koefisien Kekakuan Metode Muto (1975)

Apabila pada tingkat dasar ada kolom yang lebih pendek dari kolom normal, misalnya dengan tinggi h' ($h' < h$) seperti pada Gambar 3.5.b maka Muto (1975) menyarankan bahwa koefisien kekakuan untuk kolom yang pendek tersebut adalah,

$$C_{m1} = C_{m1} \left\{ \frac{h}{h'} \right\}^2 \dots\dots\dots(3.19)$$



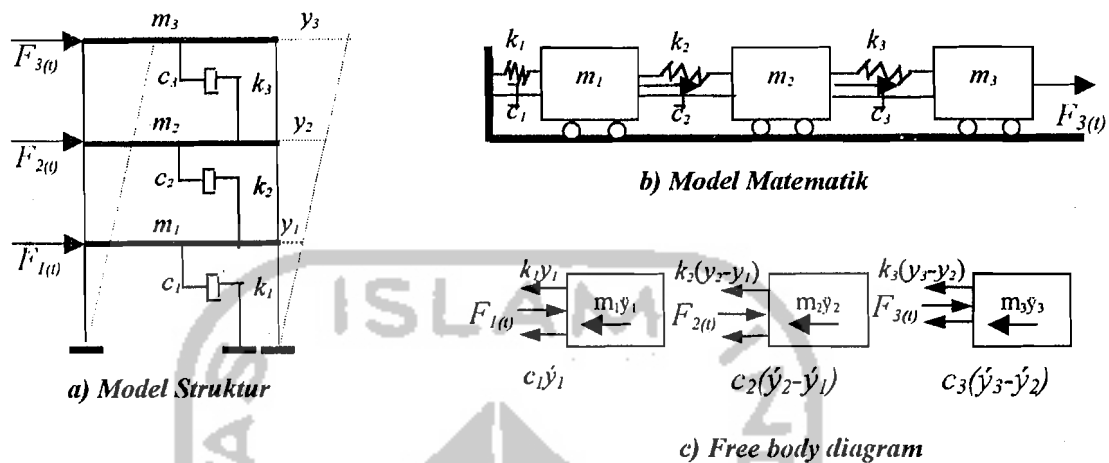
Gambar 3.5 Pengekangan Kolom oleh Balok Sloof & Kolom yg Tidak Sama Tinggi

3.3 Karakteristik Respon Struktur dengan Derajat Kebebasan Banyak

(Multi Degree Of Freedom / MDOF)

Untuk menyatakan persamaan diferensial gerakan pada struktur dengan derajat kebebasan banyak maka dipakai anggapan dan pendekatan seperti pada struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF). Anggapan ini masih berlaku untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak (MDOF). Untuk memperoleh persamaan persamaan diferensial tersebut, maka dipakai prinsip keseimbangan dinamik (*dynamic equilibrium*) pada suatu massa yang ditinjau. Untuk

memperoleh persamaan tersebut maka diambil model struktur MDOF seperti Gambar 3.6.



Gambar 3.6. Struktur MDOF

Struktur bangunan bertingkat-3 seperti gambar tersebut, akan mempunyai 3 derajat kebebasan. Sering kali jumlah derajat kebebasan dihubungkan secara langsung dengan jumlahnya tingkat. Persamaan diferensial gerakan tersebut umumnya disusun berdasarkan atas goyangan struktur menurut *first mode* atau *mode* pertama seperti yang tampak pada garis putus-putus pada Gambar 3.6. Berdasarkan pada keseimbangan dinamik pada *free body diagram* Gambar 3.6 maka akan diperoleh,

$$m_1 \ddot{y}_1 + k_1 y_1 + c_1 \dot{y}_1 - k_2 (y_2 - y_1) - c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - F_1(t) = 0 \dots \dots \dots (3.20)$$

$$m_2 \ddot{y}_2 + k_2 (y_2 - y_1) + c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - k_3 (y_3 - y_2) - c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) - F_2(t) = 0 \dots \dots \dots (3.21)$$

$$m_3 \ddot{y}_3 + k_3 (y_3 - y_2) + c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) - F_3(t) = 0 \dots \dots \dots (3.22)$$

Pada persamaan diatas tampak bahwa keseimbangan dinamik suatu massa yang ditinjau ternyata dipengaruhi oleh kekakuan, redaman, dan simpangan massa

sebelum dan sesudahnya. Persamaan dengan sifat-sifat tersebut disebut *coupled equation* karena persamaan-persamaan tersebut akan tergantung satu sama lain. Penyelesaian persamaan *coupled* harus dilakukan secara simultan artinya dengan melibatkan semua persamaan yang ada. Pada struktur dengan derajat kebebasan banyak, persamaan diferensial gerakannya merupakan persamaan yang *dependent* atau *coupled* antara satu dengan yang lain.

Selanjutnya dengan menyusun persamaan-persamaan diatas menurut parameter yang sama (percepatan, kecepatan, dan simpangan) selanjutnya akan diperoleh,

$$m_1\ddot{y}_1+(c_1+c_2)\dot{y}_1-c_2\dot{y}_2+(k_1+k_2)y_1-k_2y_2=F_1(t).....(3.23)$$

$$m_2\ddot{y}_2-c_2\dot{y}_1+(c_2+c_3)\dot{y}_2-c_3\dot{y}_3-k_2y_1+(k_2+k_3)y_2-k_3y_3=F_2(t).....(3.24)$$

$$m_3\ddot{y}_3-c_3\dot{y}_2+c_3\dot{y}_3-k_3y_2+k_3y_3=F_3(t).....(3.25)$$

Persamaan-persamaan diatas dapat ditulis dalam bentuk matriks sebagai berikut,

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1+c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2+c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \end{Bmatrix}.....(3.26)$$

Persamaan 3.26) dapat ditulis dalam matriks yang lebih kompak,

$$[M]\{\ddot{Y}\}+[C]\{\dot{Y}\}+[K]\{Y\}=\{F(t)\}.....(3.27)$$

Yangmana [M], [C], dan [K] berturut-turut adalah massa matriks, damping matriks, dan matriks kekakuan yang dapat ditulis menjadi,

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}, [C] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix}, [K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \dots\dots\dots(3.28)$$

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

$$\{\ddot{Y}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix}, \{\dot{Y}\} = \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix}, \{Y\} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix}, \text{ dan } \{F(t)\} = \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.29)$$

Walaupun pada kenyataannya getaran bebas (*free vibration system*) jarang terjadi pada struktur MDOF, tetapi membahas jenis getaran ini akan diperoleh suatu besaran/karakteristik dari struktur yang bersangkutan yang selanjutnya akan sangat berguna untuk pembahasan-pembahasan respon struktur berikutnya. Besaran-besaran tersebut terutama adalah frekuensi sudut ω , periode getar T , frekuensi alam f , dan *normal modes*.

Persamaan matriks diferensial gerakannya menjadi,

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = 0 \dots\dots\dots(3.30)$$

Frekuensi sudut pada struktur dengan redaman (*damped frequency*) ω_d nilainya hampir sama dengan frekuensi sudut pada struktur yang dianggap tanpa redaman ω . Hal ini akan diperoleh apabila nilai *damping ratio* ξ relatif kecil. Apabila hal ini diadopsi untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak, maka untuk nilai $C=0$, persamaan 3.30) akan menjadi,

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [K]\{Y\} = 0 \dots\dots\dots(3.31)$$

Karena persamaan 3.31) adalah persamaan diferensial pada struktur MDOF yang dianggap tidak mempunyai redaman, maka penyelesaian persamaan tersebut diharapkan dalam fungsi harmonik menurut bentuk,

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

$$\dot{Y} = -\omega \{\phi\}_i \cos(\omega t)$$

$$\ddot{Y} = -\omega^2 \{\phi\}_i \sin(\omega t) \dots \dots \dots (3.32)$$

dimana ϕ adalah suatu ordinat massa pada *mode* yang ke- i . Substitusi pers.3.32) ke pers.3.31) akan diperoleh,

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

$$[K] - \omega^2 [M] \{\phi\}_i = 0 \dots \dots \dots (3.33)$$

Pers.3.33) disebut persamaan *eigenproblem* atau karakteristik problem atau ada juga yang menyebut *eigenvalue problem*. Salah satu cara untuk menyelesaikan persamaan simultan dengan dalil Cramer (1704-1752). Gabriel Cramer adalah salah satu ahli matematika yang berasal dari Swiss. Dalil tersebut menyatakan bahwa penyelesaian persamaan simultan yang homogen akan ada nilainya apabila determinan dari matriks yang merupakan koefisien dari vektor $\{\phi\}_i$ adalah nol, sehingga,

$$|[K] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (3.34)$$

Jumlah *mode* pada struktur dengan derajat kebebasan banyak biasanya dapat dihubungkan dengan jumlah massa. *Mode* itu sendiri adalah jenis/pola/ragam getaran/goyangan suatu struktur bangunan. *Mode* ini hanya merupakan fungsi dari properti dinamik dari struktur yang bersangkutan (dalam hal ini adalah hanya massa dan kekakuan tingkat) dan bebas dari pengaruh waktu

dan frekuensi getaran. Dengan adanya hubungan antara jumlah *mode* dengan jumlah massa struktur, maka bangunan yang mempunyai 7-tingkat misalnya, akan mempunyai 5 derajat kebebasan dan akan mempunyai 5 jenis “mode” gerakan dan akan mempunyai 5 nilai frekuensi sudut yang berhubungan langsung dengan jenis/nomor *mode*-nya. Apabila jumlah derajat kebebasan adalah n , maka persamaan 3.34) akan menghasilkan suatu polinomial pangkat n yang selanjutnya akan menghasilkan ω_i^2 untuk $i = 1, 2, 3, \dots, n$. Selanjutnya, substitusi masing-masing frekuensi ω_i kedalam pers.3.33 akan diperoleh nilai $\phi_1, \phi_2, \phi_3, \dots, \phi_n$.

3.4 Metode Jacobi

Dalam menyelesaikan persamaan polinomial pangkat kami menggunakan metode Jacobi. Metode Jacobi ini berusaha mentransformasi suatu matriks A menjadi matriks diagonal A_{k+1} . Dalam keadaan ini elemen-elemen diagonal utama matriks A_{k+1} adalah serupa ortogonal (*selular orthogonal*), sehingga harga-harga eigen dari matriks A . Andaikata $A_0=A$ dan U_i adalah matriks ortogonal yang memenuhi hubungan,

$$U_1 = U_1^{-1} * A_0 * U_1 \dots \dots \dots (3.35)$$

$$A_2 = U_2^{-1} * A_1 * U_2 \dots \dots \dots (3.36)$$

atau dalam bentuk umum,

$$A_{k+1} = U_{k+1}^{-1} * A_k * U_{k+1} \dots \dots \dots (3.37)$$

$$A_{k+1} = U_{k+1}^{-1} * A * U_{k+1}$$

yang mana, $U_k = U_1 U_2 U_3 \dots U_k$, untuk $k \rightarrow \alpha$, matriks A_{k+1} menjadi matriks diagonal.

Jadi dengan demikian dapat diperoleh elemen-elemen dari matriks U_{k+1}^{-1} dapat dicari dengan mudah karena U_{k+1} adalah matriks ortogonal sehingga $U_{k+1}^{-1} = U_{k+1}^T$. Dari sini dapat dihitung $A_{k+1} = U_{k+1}^{-1} * A_k * U_{k+1}$, untuk $k = 0 \rightarrow \alpha$.

Untuk k besar matriks A_{k+1} akan berubah menjadi,

$$A_{k+1} = \begin{bmatrix} a_{11}^{(k)} & 0 & - & 0 \\ 0 & a_{22}^{(k)} & - & 0 \\ - & - & - & - \\ 0 & 0 & - & a_{nn}^{(k)} \end{bmatrix} \dots\dots\dots(3.41)$$

yang berarti harga-harga eigen dari matriks A_k dan A_{k+1} adalah

$$\lambda_1 = a_{11}^k \quad \lambda_2 = a_{22}^k \quad \lambda_n = a_{nn}^k \dots\dots\dots(3.42)$$

Vektor eigen dapat diperoleh dengan jalan mengalikan matriks-matriks rotasi yang telah dipakai,

$$U_k = U_1 * U_2 * \dots * U_k \dots\dots\dots(3.43)$$

Untuk menghindari kesulitan dalam mendapatkan α , maka penentuan $\cos\alpha$ dan $\sin\alpha$ dari $\text{tg}2\alpha$ dicari sebagai berikut,

$$\cos\alpha = \sqrt{\frac{1}{2} \left[1 + \frac{q}{\sqrt{p^2 + q^2}} \right]} \text{ dengan } q > 0 \dots\dots\dots(3.44)$$

$$\sin\alpha = \frac{1}{2} * \frac{\sin 2\alpha}{\cos\alpha} = \frac{p}{2\cos\alpha\sqrt{p^2 + q^2}} \dots\dots\dots(3.45)$$

3.5 Analisis Beban Statik Ekuivalen

Gaya geser Dasar, V adalah gaya geser yang bekerja pada dasar bangunan menurut PPTGIUG 1983 dapat dihitung dengan,

$$V = C I K W \dots \dots \dots (3.50)$$

dengan V adalah gaya geser dasar, C adalah koefisien gempa dasar, I adalah faktor keutamaan bangunan, K adalah koefisien jenis struktur dan W adalah berat total bangunan.

3.5.1 Koefisien Gempa dasar (C)

Untuk mencari C dapat ditentukan dari gambar 3.7 dan gambar 3.8 sesuai wilayah gempa dengan mencari periode getar alami struktur (T) dalam detik.

Untuk struktur portal terbuka beton bertulang dapat dihitung dengan,

$$T = 0.06H^{3/4} \dots \dots \dots (3.51)$$

Untuk struktur baja, periode getar T tersebut dapat dihitung dengan rumus,

$$T = 0.08H^{3/4} \dots \dots \dots (3.52)$$

Untuk struktur gedung yang lain,

$$T = \frac{0.09H}{\sqrt{B}} \dots \dots \dots (3.53)$$

dengan H adalah tinggi bangunan total dalam meter diukur dari sistim penjepitan lateral struktur, dan B adalah panjang seluruhnya dari denah struktur pada alasnya dalam arah yang ditinjau (dalam meter). Di samping menggunakan rumus diatas, dalam menentukan waktu getar alami juga harus dicek dengan persamaan Reyleigh,

$$T = 6.3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^N F_i d_i}} \dots\dots\dots(3.54)$$

dimana N adalah jumlah tingkat total diatas dasar gedung, W_i adalah berat tingkat ke-i, d_i adalah simpangan horisontal pusat massa pada tingkat ke-i, F_i adalah beban gempa horisontal dalam arah yang ditinjau yang bekerja pada tingkat ke-i, g adalah percepatan gravitasi.

Nilai C yang diperoleh dengan menggunakan T pada pers.3.54), tidak boleh kurang dari 80% nilai yang diperoleh dengan memakai T pada pers 3.51), pers.3.52) atau pers.3.53).

Apabila gedung berada di batas wilayah yang kepastiannya tidak jelas, maka gedung tersebut harus dianggap terletak didalam wilayah yang mensyaratkan nilai koefisien gempa dasar yang lebih besar. Selain memakai periode getar dan wilayah gempa, dalam memilih nilai C juga melihat jenis tanah bawah pada gedung tersebut. Ada dua jenis tanah yaitu tanah keras dan tanah lunak. Untuk pemakaian pada suatu struktur gedung harus dianggap berdiri diatas tanah bawah yang lunak, apabila suatu struktur gedung tersebut terletak diatas endapan-endapan tanah dengan kedalaman-kedalaman yang melampaui nilai-nilai tersebut dibawah ini,

- Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser pada kadar air tetap rata-rata tidak lebih dari $0.5 \text{ kg/cm}^2 : 6 \text{ m}$

- Untuk setiap tempat dimana lapisan yang menutupinya terdiri dari tanah kohesif dengan kekuatan geser pada kadar air tetap rata-rata tidak lebih dari 1 kg/cm^2 atau terdiri dari tanah butiran yang sangat padat : 9 m
- Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser pada kadar air tetap rata-rata tidak lebih dari 2 kg/cm^2 : 12 m
- Untuk tanah butiran terikat yang sangat padat : 20 m

3.5.2 Faktor Keutamaan Bangunan (I)

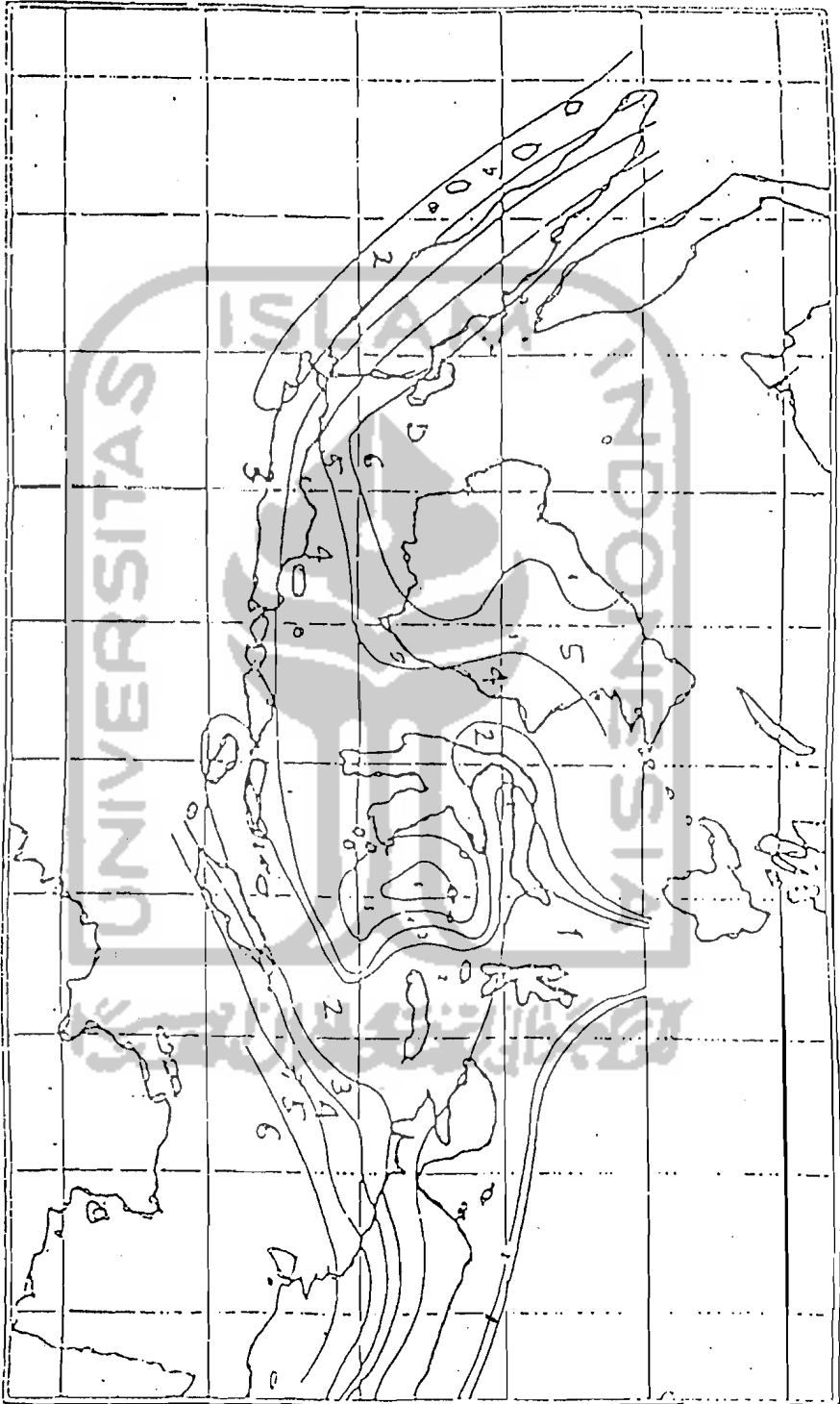
Maksud dari Faktor Keutamaan Bangunan (I) adalah untuk mengurangi resiko terhadap kerusakan gedung. Bangunan yang lebih penting/vital harus mempunyai nilai faktor keutamaan (I) yang lebih besar daripada bangunan biasa. Faktor Keutamaan Bangunan (I) untuk berbagai jenis bangunan menurut PPTGIUG 1983 dapat dilihat pada Tabel 3.1.

3.5.3 Koefisien Jenis Struktur (K)

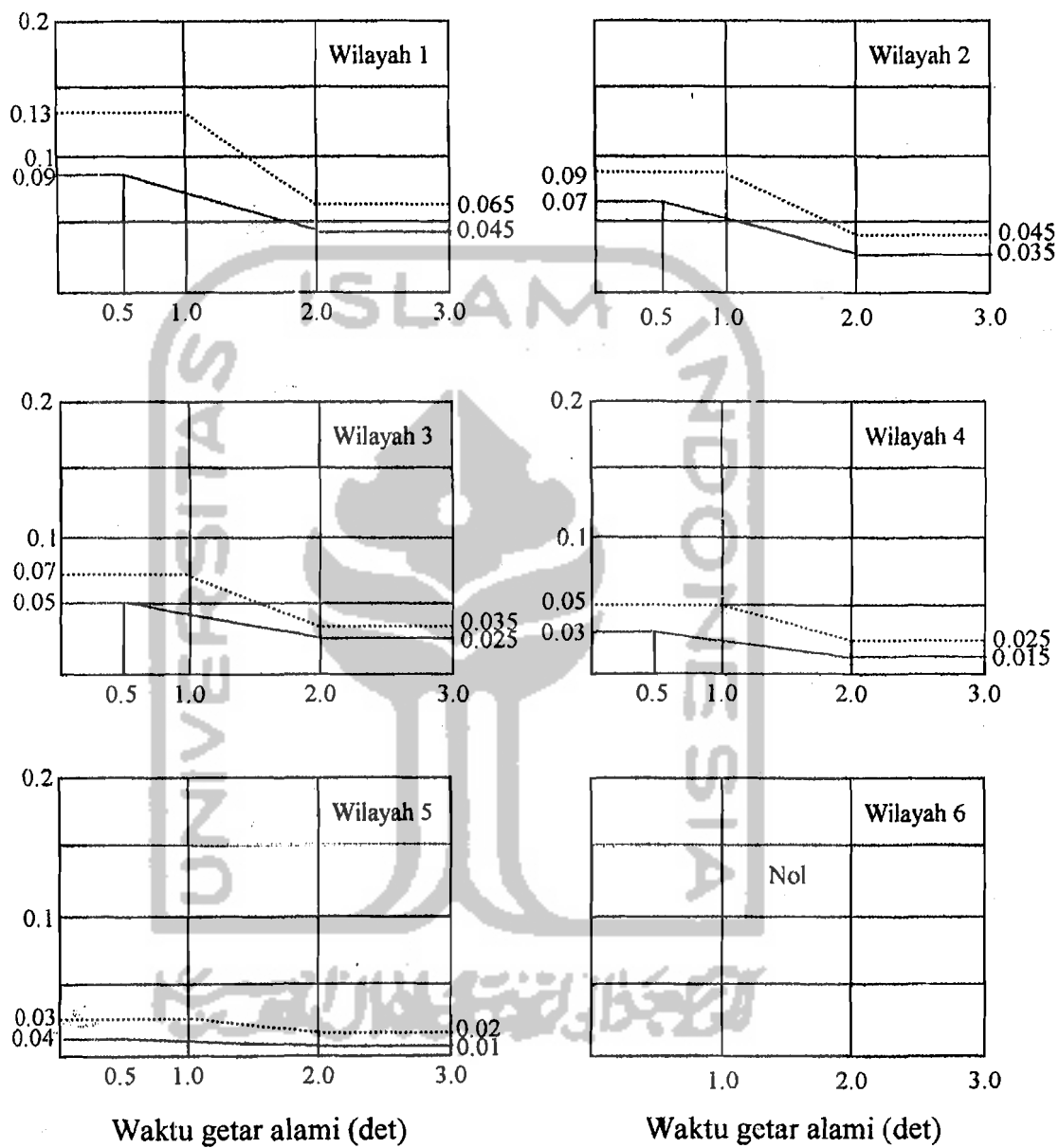
Setiap bahan yang dipakai untuk struktur utama mempunyai perilaku sendiri-sendiri, misalnya kayu, baja ataupun beton. Jenis bahan yang dipakai merupakan faktor yang pertama yang akan mempengaruhi koefisien jenis struktur (K). Faktor yang kedua yang akan mempengaruhi koefisien jenis struktur adalah sistem struktur itu sendiri. Koefisien Jenis Struktur (K) dapat dilihat pada Tabel 3.2.

3.5.4 Berat Total Bangunan (W)

Berat total bangunan merupakan kombinasi dari beban mati dan beban hidup vertikal yang direduksi. Koefisien reduksi beban hidup sesuai dengan fungsi gedung dapat dilihat pada Tabel 3.3.



Gambar 3.7 Wilayah-wilayah gempa di Indonesia



Keterangan : : Struktur Di atas Tanah Keras
 : Struktur Di atas Tanah Lunak

Gambar 3.8 Koefisien gempa dasar C (SKBI-1.3.53.1987)

Tabel 3.1 Faktor Jenis Struktur (K)

No.	Jenis Struktur	Jenis Bahan/Struktur Bangunan	Faktor Jenis Struktur (K)
1	Portal Daktail	Beton bertulang	1,0
		Beton prestress	1,4
		Struktur baja	1,0
		Struktur kayu	1,7
2	Dinding geser daktalitas I	Beton bertulang	1,0
3	Dinding geser kantilever daktalitas I	Beton bertulang	1,2
		Dinding berongga bertulang	2,5
		Kayu	2,0
4	Dinding geser kantilever daktalitas terbatas	Beton bertulang	1,5
		Dinding berongga bertulang	3,0
		Kayu	2,5
5	Portal dengan ikatan diagonal	Beton bertulang	2,5
		Struktur baja	2,5
		Struktur kayu	3,0
6	Struktur kantilever tak bertingkat	Beton bertulang	2,5
		Struktur baja	2,5
7	Cerobang, tangki kecil	Beton bertulang	3,0
		Struktur baja	3,0

Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Bangunan (I)

No.	Jenis Gedung	Faktor Keutamaan Bangunan (I)
1.	Gedung-gedung Monumental	1,5
2.	Fasilitas-fasilitas penting yang harus tetap berfungsi sesudah gempa terjadi : a. Rumah Sakit b. Bangunan penyimpanan pangan c. Pusat penyelamatan dalam keadaan darurat d. Pusat pembangkit tenaga e. Bangunan air minum f. Fasilitas radio dan televisi g. Tempat orang berkumpul	1,5
3.	Fasilitas distribusi bahan gas dan minyak bumi di daerah perkotaan	2,0
4.	Struktur yang menyimpan bahan berbahaya (asam, bahan beracun dll)	2,0
5.	Stuktur-struktur lain	1,0

Tabel 3.3 Koefisien Reduksi Beban Hidup

No.	Penggunaan gedung	Koefisien reduksi beban hidup
1	Rumah tinggal, asrama, hotel, rumah sakit	0,3
2	Sekolah, ruang kuliah	0,5
3	Masjid, gereja, bioskop, restoran, ruang dansa	0,5
4	Kantor, bank	0,3
5	Toko, toserba, pasar	0,8
6	Gudang, perpustakaan, ruang arsip	0,8
7	Pabrik, bengkel	0,9
8	Garasi, gedung parkir	0,5
9	Gang dan tangga : a. Perumahan/penghunian b. Pendidikan, kantor c. Pertemuan umum, perdagangan, penyimpanan, industri, tempat kendaraan	0,3 0,5 0,5

3.6 Modal Effective Mass

Modal Effective Mass dapat dihitung apabila kontribusi mode (ϕ) pada suatu bangunan sudah diketahui, misalnya bangunan 6 lantai berarti kontribusi mode ada 6 *mode*, bangunan 12 lantai berarti kontribusi mode ada 12 *mode* dan seterusnya sampai n tingkat dan menghasilkan n *mode*.

Modal Effective Mass dapat dicari dengan rumus,

$$M_{im} = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \phi_{im} M_i \right]^2}{\sum_{i=1}^N \phi_{im}^2 M_i} \dots\dots\dots(3.55)$$

3.7 Modal Base Shear

Modal Base Shear dihitung dengan rumus,

$$V_{im} = (\%M_{im}) * V \dots\dots\dots(3.56)$$

dimana,

M_{im} = *modal effective mass*

V = gaya geser dasar akibat beban statik ekuivalen

Berdasarkan teknik SRSS, total gaya geser dasar dapat dihitung dengan,

$$V = \sqrt{\sum_{m=1}^N V_m^2} \dots\dots\dots(3.57)$$

Dalam menentukan bobot *modal effective weight* dan *modal base shear* harus dibuat skala 90 % dari gaya geser yang ditentukan dengan metode beban statik ekuivalen. Dan dibuat skala antara 90 % dari gaya geser dasar yang dihitung dengan menggunakan metode beban statik ekuivalen dengan gaya geser dasar yang dihitung dengan menggunakan persamaan 3.57).

3.8 Modal Effective Height (h_j)

Modal Effective Height dapat dihitung dengan rumus,

$$h_j^* = \frac{\sum_{j=1}^N h_j m_j \phi_{ij}}{m_j \phi_{ij}} \dots\dots\dots(3.58)$$

dimana,

h_j^* = modal effective height pada mode ke-j

h_j = tinggi massa ke-j

m_j = massa ke-j

ϕ_{ij} = mode ke-j, massa ke-i

3.9 Modal Seismic Force (F_{im})

Modal Seismic Force di tingkat i ditentukan dengan rumus,

$$F_{im} = C_{im} * V_m \dots\dots\dots(3.59)$$

dimana, C_{im} adalah koefisien modal gempa di tingkat i yang diperoleh dari,

$$C_{im} = \frac{\phi_{im} m_i}{\sum_{j=1}^N \phi_{jm} m_j} \dots\dots\dots(3.60)$$

dengan memakai teknik SRSS, desain gaya gempa dapat dihitung dengan,

$$F_i = \sqrt{\sum_{m=1}^N F_{im}^2} \dots\dots\dots(3.61)$$

3.10 Modal Shear Force (V_{im})

Modal Shear Force di tingkat gedung i dengan jumlah gaya gempa F_{im} diatas tingkat tersebut. Secara matematis ditulis dengan rumus,

$$V_{im} = \sum_{m=1}^N F_{jm} \dots\dots\dots(3.62)$$

dengan memakai teknik SRSS, desain gaya geser tingkat dapat dihitung dengan,

$$V_i = \sqrt{\sum_{m=1}^N V_{im}^2} \dots\dots\dots(3.63)$$

3.11 Modal Overtuning Moment (M_{im})

Modal Overtuning Moment atau momen guling merupakan jumlah momen akibat dari gaya gempa di atas tingkat tersebut. Secara matematisnya sebagai berikut,

$$M_{im} = \sum_{m=1}^N F_{jm} (h_j - h_i) \dots\dots\dots(3.64)$$

3.12 Modal Storey Drift (Δ_{im})

Modal Storey Drift atau simpangan tingkat untuk tingkat gedung ke-i, yang dimodelkan sebagai shear buliding, memakai

$$\Delta_{im} = \frac{V_{im}}{k_i} \dots\dots\dots(3.65)$$

dimana,

V_{im} = modal shear force di tingkat i

k_i = jumlah kekakuan di tingkat i

Menurut Sutjipto (1994) bahwa *modal storey drift* yang dihitung dengan Dinamik Analisis harus dikalikan dengan faktor $1/(0,9K)$, dimana K adalah koefisien jenis struktur, maka rumus *modal storey drift* menjadi,

$$\Delta_{im} = \frac{V_{im}}{0,9Kk_i} \dots\dots\dots(3.66)$$

dengan memakai teknik SRSS, maka simpangan tingkat rencana dihitung dengan,

$$\Delta_{im} = \sqrt{\sum_{m=1}^N \Delta_{im}^2} \dots\dots\dots(3.67)$$

Perlu diingat bahwa simpangan tingkat maksimum yang diperbolehkan oleh Peraturan Indonesia adalah $0,005h_i$.

3.13 Modal Lateral Displacement (d_{im})

Modal Lateral Displacement pada tingkat gedung ke-i dihitung dengan,

$$d_{im} = \sum_{j=1}^i \Delta_{jm} \dots\dots\dots(3.68)$$

dimana Δ_{jm} adalah *modal storey drift*.

dengan memakai teknik SRSS, lateral displacement rencana dihitung dengan,

$$d_i = \sqrt{\sum_{m=1}^N d_{im}^2} \dots\dots\dots(3.69)$$

