

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

Pada bab ini akan diuraikan beberapa teori yang dijadikan landasan dalam memecahkan permasalahan penelitian tugas akhir tentang prinsip bangunan geser, program SAP 2000 *Education*, beban rencana gempa analisis dinamis, persamaan gerak akibat beban gempa.

#### **3.1 Prinsip Bangunan Geser**

Interaksi dinding geser dengan portal merupakan suatu kasus spesial, dimana dua bagian yang berbeda secara pokok digabungkan bersama membentuk suatu struktur yang lebih kaku dalam menahan geser. Agar dinding geser dapat bekerja dengan baik dalam membantu portal ruang ketika menahan beban lateral khususnya beban gempa diperlukan anggapan-anggapan dan penyederhanaan yang digunakan adalah sesuai dengan prinsip bangunan geser yaitu:

1. plat lantai harus menyatu dengan balok untuk menambah kekakuan, karena plat inilah yang nantinya akan mendistribusikan beban geser ke kolom dan dinding geser,

2. massa lantai dari struktur termasuk beban yang harus didukung dianggap terkonsentrasi pada satu titik (*lumped mass*) ditengah bentang atau lantai dan kolom dianggap tidak bermassa,
3. balok dan pelat lantai dianggap relatif sangat kaku dibanding kolom, *beam column joint* mampu menahan rotasi (joint tidak berotasi dan simpangan hanya kearah horisontal tanpa adanya puntir),
4. pondasi dinding geser harus kuat dan kaku sempurna agar dinding geser tidak miring saat bekerja. Apabila pondasi tidak kaku sempurna, maka dikhawatirkan rotasi dinding menjadi sangat tinggi,
5. dinding geser harus kuat, karena dinding geser harus mampu menahan kombinasi antara deformasi lentur, dan geser yang bekerja bersama-sama, dan
6. simpangan massa dianggap tidak dipengaruhi oleh beban aksial kolom, sehingga balok harus tetap horisontal sebelum dan setelah terjadi penggoyangan.

### **3.2 SAP 2000 Education**

Dengan berkembangnya perangkat keras komputer, terutama prosesor yang mempunyai kemampuan kecepatan semakin tinggi, perangkat lunak juga berkembang mengikuti kemajuan perangkat keras. Hal ini terlihat dengan berkembangnya perangkat lunak yang berorientasi obyek (*Object Oriented Programing*), seperti SAP (*Structural Analysis Program*). Csi (*Computer and Structur, Inc.*) dari Berkeley, California USA yang awalnya mengeluarkan perangkat lunak SAP 80 dan SAP 90. Tidak ketinggalan pula mengeluarkan SAP 2000 *Education*. SAP adalah program aplikasi komputer yang

digunakan untuk menganalisis dan merancang suatu struktur terutama pada bidang teknik sipil. Pada bidang teknik sipil, program SAP 2000 *Education* ini membantu dalam menganalisis dan merancang struktur dengan tingkat kesukaran yang tinggi (struktur yang kompleks maupun bertingkat banyak). Dari analisis program, dapat diketahui nilai simpangan, gaya geser, dan momen guling. Program SAP 2000 *Education* dapat digunakan untuk merancang struktur dua dimensi maupun tiga dimensi (*Manual SAP 2000 Education*).

Program yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah program SAP 2000 *Education* karena program tersebut mudah diaplikasikan serta dapat digunakan untuk menganalisis beban statis dinamis dengan ketepatan yang tinggi, sehingga dapat diketahui perilaku struktur yang dianalisis secara akurat. Kelebihan program ini dari program sejenis lainnya adalah program SAP 2000 *Education* menyediakan fasilitas yang berupa *shell*, *P- $\Delta$  effect*, serta analisis dinamis lainnya.

Langkah awal dalam pemakaian SAP 2000 *Education* adalah pemodelan struktur. Pemodelan struktur ini diusahakan mendekati kondisi struktur yang akan dianalisis atau mewakili perilaku struktur yang sebenarnya, agar hasil perhitungan cukup mendekati dan dapat dikerjakan.

Adapun pemodelan suatu struktur meliputi :

1. penentuan koordinat *joint* sebagai batas elemen,
2. penentuan orientasi elemen dalam koordinat struktur,
3. penentuan sifat penampang elemen dan elastisitas,
4. perhitungan pembebanan, dan
5. restraint pemodelan struktur.

### 3.3 Beban Rencana

Gempa menggoncangkan gedung pada arah tiga dimensi yaitu dua arah horisontal dan satu arah vertikal. Gaya inersia atau gaya gempa, baik dalam arah vertikal maupun horisontal, akan timbul di titik-titik pada massa struktur. Dari kedua gaya ini, gaya dalam arah vertikal hanya sedikit mengubah gaya gravitasi (*gravity*) yang bekerja pada struktur, sedangkan struktur biasanya direncanakan terhadap gaya vertikal dengan faktor keamanan yaitu pemberian angka keamanan pada beban mati ditambah beban hidup yang memadai. Oleh karena itu, struktur umumnya jarang sekali runtuh akibat gaya gempa arah vertikal. Beberapa beban rencana sebagai berikut ini.

#### a. Beban tetap

Beban tetap meliputi beban mati dan beban hidup yang bekerja secara merata pada struktur. Beban tetap terdiri dari beban akibat berat plat, dinding, balok, dan kolom. Sedangkan untuk beban tetap balok dan kolom sudah dihitung sendiri di dalam program SAP 2000 *Education*.

#### b. Beban gempa sementara

Beban sementara yang digunakan pada penelitian ini berupa eksitasi gempa El Centro dalam arah Utara-Selatan.

### 3.4 Analisis Dinamis

Pada ilmu statika keseimbangan gaya-gaya didasarkan atas kondisi statik, artinya gaya-gaya tersebut tetap intensitasnya, tetap tempatnya dan tetap arah dan garis kerjanya. Gaya-gaya tersebut dikategorikan sebagai beban statik. Kondisi seperti ini akan berbeda dengan beban dinamik. Perbedaan tersebut terjadi karena perbedaan sifat

bebannya. Dalam hal ini, beban statik tidak akan mengalami perubahan intensitasnya, maka penyelesaian statik merupakan penyelesaian tunggal, artinya penyelesaian cukup dilakukan hanya sekali saja.

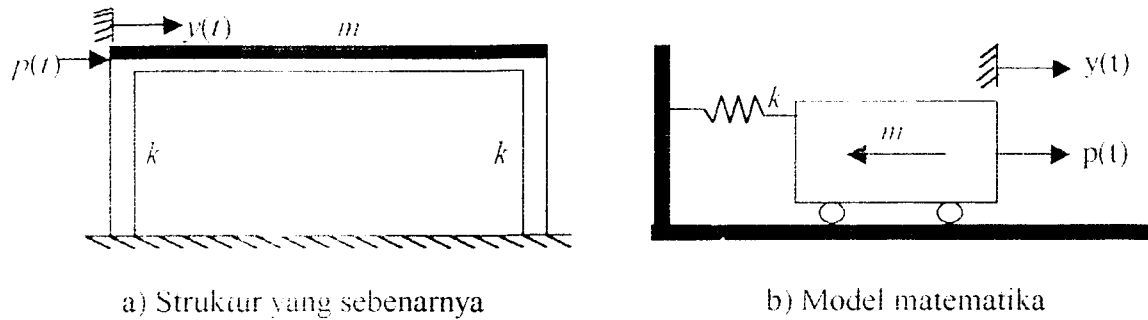
Beban dinamis merupakan fungsi berubah menurut waktu. Oleh karena itu penyelesaian problem ini merupakan fungsi dari waktu yang mana solusi lengkapnya dapat dikerjakan secara berulang-ulang bergantung pada fungsi waktu yang ditinjau.

Analisis dinamis dalam menentukan gaya geser tingkat akibat gerakan tanah oleh gempa dan dapat dilakukan dengan cara analisis respon spektrum (*spectrum response*) dan analisis respon riwayat waktu (*time history response*). Bagian gaya geser tingkat tersebut adalah untuk menggantikan pembagian yang didapat dari analisis statik ekivalen untuk gedung-gedung yang tidak memerlukan analisis dinamis.

Dalam Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.5 disebutkan, bahwa analisis dinamis harus dilakukan untuk struktur:

1. gedung-gedung yang strukturnya sangat tidak beraturan (titik berat berjauhan dengan pusat kekakuan),
2. gedung-gedung dengan loncatan bidang muka yang besar (bagian atas gedung ada dimensinya yang mengecil),
3. gedung-gedung dengan tingkat kekakuan yang tidak seragam akibat dari (2) atau dimensi kolom yang bervariasi tiap tingkat,
4. gedung-gedung yang lebih tinggi dari 40 meter, dan
5. gedung-gedung yang bentuk, ukuran, dan penggunaannya tidak umum.

Hubungan antara struktur yang sesungguhnya dengan representasi secara matematik disebut model matematika, sebagai contoh seperti Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Struktur yang disederhanakan

### 3.4.1 Persamaan Gerak Derajat Kebebasan Tunggal (SDOF)

Struktur dengan derajat kebebasan tunggal atau *single degree of freedom* (SDOF) berarti hanya ada satu koordinat yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu massa pada saat tertentu. Jumlah derajat kebebasan biasanya dapat dikaitkan dengan jumlah massa, artinya suatu struktur lima tingkat akan mempunyai lima massa dan mempunyai lima derajat kebebasan dengan anggapan bahwa struktur berperilaku seperti *shear building*.

Struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF) berarti hanya akan mempunyai satu massa. Salah satu contoh yang dapat dipakai adalah seperti pada Gambar 3.2.

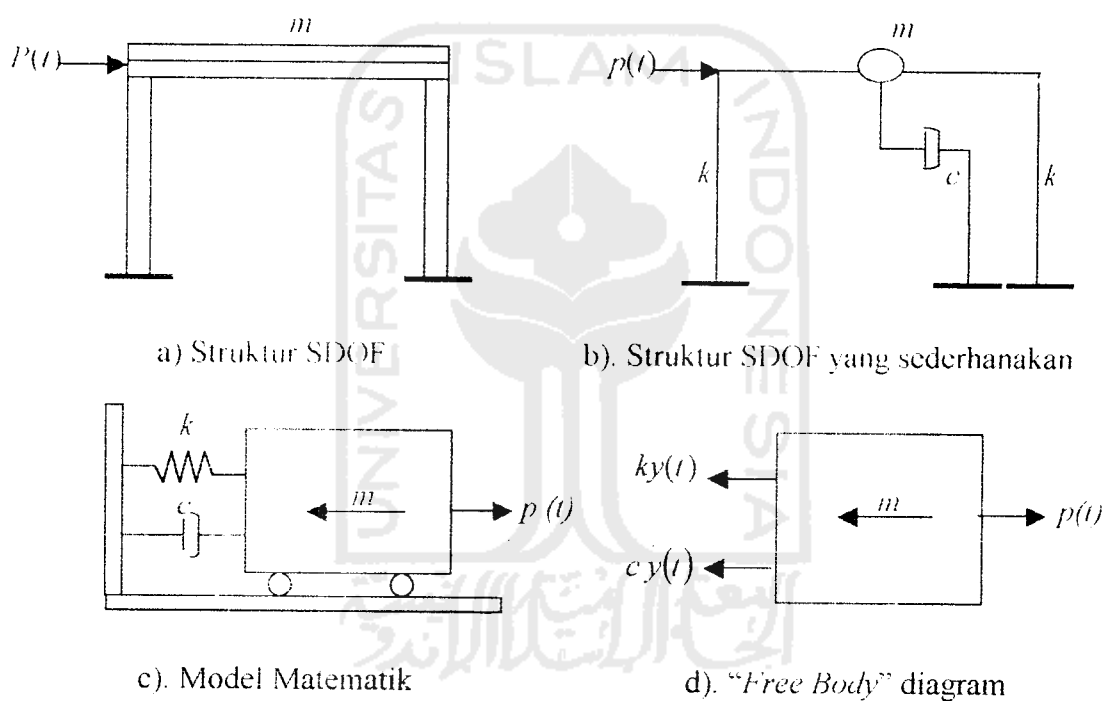
Simbol  $p(t)$  pada Gambar 3.2.a adalah beban dinamis yang merupakan fungsi dari waktu, sedangkan Gambar 3.2.b adalah penyederhanaan struktur atau struktur yang diidealkan agar dapat ditelaah secara matematika. Simbol-simbol  $m$ ,  $c$ , dan  $k$  seperti tampak pada gambar tersebut dengan notasi :

$m$  = massa struktur yang diidealkan menggumpal pada satu tempat (*lump mass*) termasuk berat kolom dan bagian-bagian struktur yang lain,

$c$  = sistem peredam (*damper*) yaitu suatu sistem yang mampu menyerap atau melepaskan sejumlah energi pada saat terjadi getaran,

$k$  = kekakuan struktur yang dimanifestasikan oleh kekakuan kolom apabila struktur tersebut mendapat pembebanan horisontal, dan

$p(t)$  = beban dinamis.



**Gambar 3.2** Struktur SDOF

Berdasarkan keseimbangan dinamis menurut *free body diagram* pada Gambar 3.2.d, maka

$$F_A(t) + F_D(t) + F_S(t) = p(t) \text{ dan} \quad (3.1)$$

$$F_M(t) = m \ddot{y}(t) \quad F_D(t) = c \dot{y}(t) \quad \text{dan} \quad F_S(t) = ky(t). \quad (3.2)$$

Yang mana  $F_M(t)$  adalah gaya inersia,  $F_D(t)$  adalah gaya redam,  $F_S(t)$  adalah gaya tarik/desak pegas yang merepresentasikan kekakuan kolom,  $p(t)$  adalah beban dinamis,  $\ddot{y}(t)$ ,  $\dot{y}(t)$  dan  $y(t)$  masing-masing adalah percepatan, kecepatan serta simpangan massa dan  $m$ ,  $c$ , serta  $k$  masing-masing adalah massa, redaman dan kekakuan kolom.

$$m\ddot{y}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) = p(t) \quad (3.3)$$

Persamaan (3.3) disebut persamaan differensial gerakan (*differential equation of motion*) pada struktur dengan derajat kebebasan tunggal.

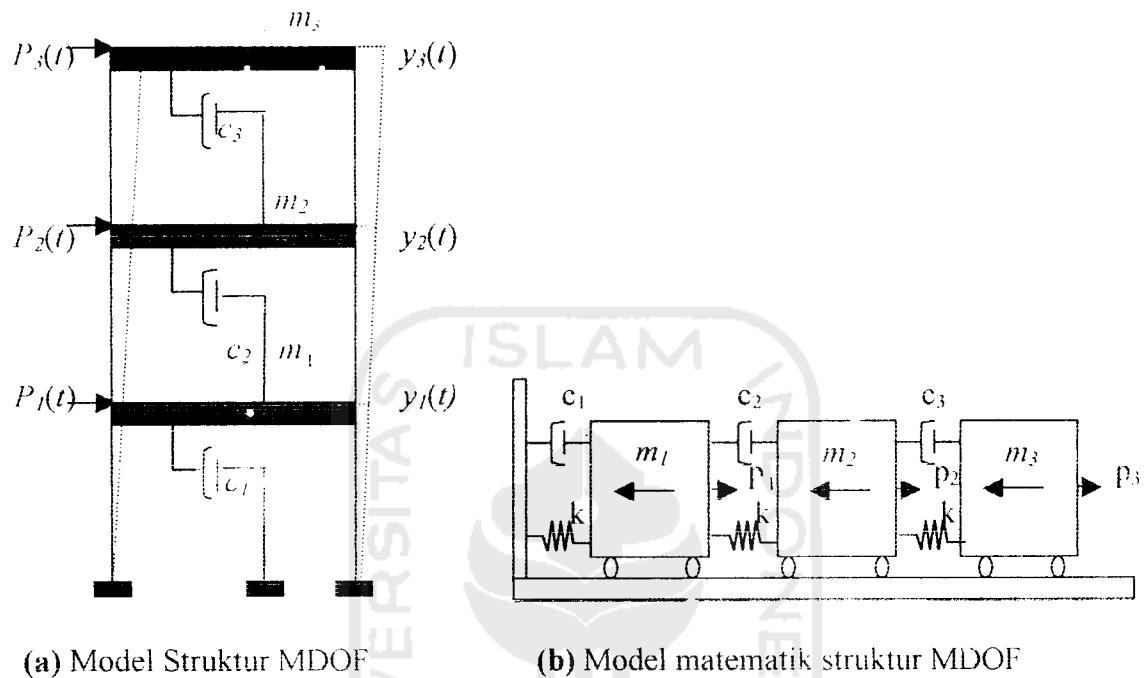
### 3.4.2 Persamaan Gerak Derajat Kebebasan Banyak (MDOF)

Secara umum struktur bangunan gedung tidak selalu dapat dinyatakan dengan suatu sistem yang mempunyai kebebasan derajat tunggal (SDOF). Umumnya struktur bangunan gedung justru mempunyai derajat kebebasan banyak (*Multi Degree of Freedom*).

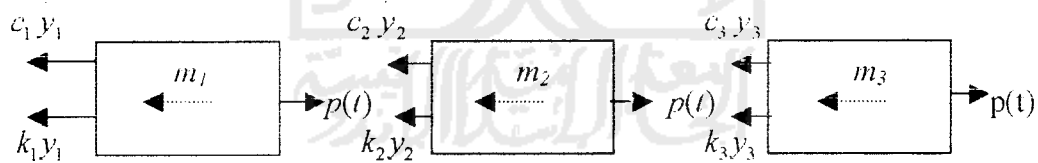
Pada struktur bangunan gedung bertingkat banyak, umumnya massa struktur dapat digumpalkan (*lumped mass*) pada tiap-tiap tingkat. Banyaknya derajat kebebasan berasosiasi dengan jumlah massa. Pada struktur yang mempunyai  $n$  tingkat, akan mempunyai  $n$  mode. Pada prinsip bangunan geser (*shear building*), setiap massa hanya terpusat pada bidang lantai, balok, pada lantai kaku tak hingga dibandingkan dengan kolom dan deformasi dari struktur tidak dipengaruhi gaya aksial yang terjadi pada kolom. Gambar 3.3.a merupakan model-model yang ekuivalen untuk bangunan geser sedangkan untuk model matematisnya terdapat pada Gambar 3.3.b. Selanjutnya didapat persamaan-persamaan gerak dari bangunan berlantai tiga yang berasal dari diagram *free*



body Gambar 3.3.c dengan menyamakan jumlah gaya-gaya yang bekerja pada setiap massa sama dengan nol.



**Gambar 3.3** Struktur MDOF



**Gambar 3.4** Model kesetimbangan gaya

Persamaan differensial untuk bangunan di atas disusun berdasarkan atas goyangan struktur menurut mode pertama. Berdasarkan pada prinsip kesetimbangan dinamik pada gambar diagram *free body*, maka diperoleh :

$$m_1 \ddot{y}_1(t) + c_1 \dot{y}_1(t) + k_1 y_1 - k_2 (y_2(t) - y_1(t)) - c_2 (y_2(t) - y_1(t)) - p_1(t) = 0, \quad (3.4a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) + c_2(y_2(t) - y_1(t)) + k_2(y_2(t) - y_1(t)) - k_3(y_3(t) - y_2(t)) - c_3(y_3(t) - y_2(t)) - p_2(t) = 0 \quad (3.4b)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) + c_1(y_3(t) - y_2(t)) + k_3(y_3(t) - y_2(t)) - p_3(t) = 0. \quad (3.4c)$$

Dengan menyusun persamaan di atas menurut parameter yang sama (percepatan, kecepatan dan simpangan), maka persamaan (3.4) dapat ditulis :

$$m_1 \ddot{y}_1(t) + (c_1 + c_2)\dot{y}_1(t) - c_2 \dot{y}_2(t) + (k_1 + k_2)y_1(t) - k_2 y_2(t) = p_1(t), \quad (3.5a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) + c_2 \dot{y}_1(t) + (c_2 + c_3)\dot{y}_2(t) - c_3 \dot{y}_3(t) + k_2 y_1(t) + \quad (3.5b)$$

$$(k_2 + k_3)y_2(t) - k_3 y_3(t) = p_2(t)$$

$$m_3 \ddot{y}_3(t) - c_3 \dot{y}_2(t) + c_3 \dot{y}_3(t) - k_3 y_2(t) + k_3 y_3(t) = p_3(t). \quad (3.5c)$$

Selanjutnya persamaan (3.5) lebih tepat ditulis dengan notasi matriks sebagai berikut:

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = p(t). \quad (3.6)$$

dimana  $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  berturut-turut adalah matrik massa yang merupakan matrik diagonal sedangkan matrik redaman dan kekakuan merupakan matriks yang simetris,

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \quad (3.7a)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & -c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \quad (3.7b)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & -k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \quad (3.7c)$$

sedangkan untuk vektor percepatan, vektor kecepatan, vektor simpangan dan vector beban dalam bentuk :

$$\left\{ \ddot{y} \right\} = \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix}, \left\{ \dot{y} \right\} = \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix}, \left\{ y \right\} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} \text{ dan } \{p(t)\} = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \\ p_3(t) \end{Bmatrix}. \quad (3.8)$$

### 3.4.3 Nilai Karakteristik (*Eigen Problem*)

Pada umumnya suatu struktur akan bergoyang akibat adanya pembebanan dari luar, misalnya gerakan akibat beban angin, gerakan akibat putaran mesin (beban harmonik), ataupun akibat gerakan tanah/gempa. Gerakan tersebut dikelompokkan sebagai getaran dipaksa (*forced vibration system*).

Gerakan atau goyangan suatu struktur yang disebabkan oleh adanya kondisi awal (*initial values*) baik berupa simpangan awal maupun kecepatan awal disebut getaran bebas (*free vibration system*). Pada kenyataannya getaran bebas (*free vibration system*) jarang terjadi pada struktur MDOF, tetapi membahas jenis getaran ini akan diperoleh suatu besaran atau karakteristik dari struktur yang selanjutnya akan sangat berguna untuk pembahasan-pembahasan respon struktur berikutnya. Besaran-besaran tersebut adalah frekuensi sudut dan normal mode (*mode shape*).

Pada getaran bebas untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak, maka persamaan diferensial geraknya adalah seperti pada persamaan (3.6) dengan nilai  $\{p(t)\}$  sama dengan nol, yaitu :

$$[M]\left\{ \ddot{y} \right\} + [C]\left\{ \dot{y} \right\} + [K]\left\{ y \right\} = 0. \quad (3.9)$$

Frekuensi sudut pada struktur dengan redaman (*damped frequency*) nilainya hampir sama dengan frekuensi pada struktur tanpa redaman, bila nilai rasio redaman

cukup kecil dan diadopsi untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak. Untuk nilai  $[C] = 0$ , persamaan (3.9) menjadi :

$$[M]\{\ddot{y}\} + [K]\{y\} = 0. \quad (3.10)$$

Persamaan (3.10) adalah persamaan diferensial pada struktur MDOF dianggap tidak mempunyai redaman, maka penyelesaian persamaan tersebut diharapkan dalam fungsi harmonik. Penyelesaian persamaan (3.10) dalam fungsi harmonik dapat ditulis menurut bentuk :

$$y(t) = \{\Phi\}_j \sin(\omega t), \quad (3.11a)$$

$$\dot{y}(t) = \omega \{\Phi\}_j \cos(\omega t), \text{ dan} \quad (3.11b)$$

$$\ddot{y}(t) = -\omega^2 \{\Phi\}_j \sin(\omega t). \quad (3.11c)$$

Dengan  $\{\Phi\}_j$  adalah suatu ordinat massa pada *mode* ke- $j$ . Persamaan (3.11) disubstitusikan ke dalam persamaan (3.10), sehingga akan diperoleh :

$$-\omega^2 [M]\{\Phi\}_j \sin(\omega t) + [K]\{\Phi\}_j \sin(\omega t) = 0, \text{ atau} \quad (3.12)$$

$$([K] - \omega^2 [M])\{\Phi\}_j = 0$$

Persamaan (3.12) adalah persamaan *eigen problem*.

Persamaan simultan yang homogen maupun tidak homogen dapat diselesaikan dengan memakai dalil atau hukum *Cramer* (1704-1752). Dalil tersebut menyatakan bahwa penyelesaian persamaan simultan yang homogen akan ada nilainya apabila determinan dari matrik yang merupakan koefisien dari vector  $\{\Phi\}_j$  adalah nol, sehingga :

$$|[K] - \omega^2 [M]| = 0. \quad (3.13)$$

Jumlah *mode* pada struktur dengan derajat kebebasan banyak biasanya dapat dihubungkan dengan jumlah massa. *Mode* itu sendiri adalah ragam goyangan suatu struktur bangunan. Apabila jumlah derajat kebebasan  $n$ , maka persamaan (3.13) akan menghasilkan suatu polinomial pangkat  $n$  yang frekuensi sudut  $\{\omega_j\}$  disubstitusikan ke dalam persamaan (3.12) sehingga diperoleh nilai-nilai  $\Phi_1, \Phi_2, \Phi_3, \dots, \Phi_n$ .

#### 3.4.4 Frekuensi Sudut ( $\omega$ ) dan *Normal Modes*

Struktur yang dikenai beban dinamis akan mengalami goyangan. Struktur yang mempunyai derajat kebebasan banyak akan mempunyai banyak ragam goyangan. *Normal modes* adalah suatu istilah yang sering dipakai pada problem dinamis struktur, kata tersebut diterjemahkan sebagai ragam goyangan. Suatu persamaan diferensial gerakan dapat diperoleh dengan memperhatikan diagram gaya (*free body diagram*). Untuk menghitung sekaligus menggambarkan normal mode, maka diambil sebuah model struktur 3 DOF dengan mengabaikan nilai redaman ( $c$ ) sehingga persamaannya menjadi :

$$m_1 \ddot{y}_1(t) + k_1 y_1(t) - k_2 (y_2(t) - y_1(t)) = 0, \quad (3.14a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) + k_2 (y_2(t) - y_1(t)) - k_3 (y_3(t) - y_2(t)) = 0, \text{ dan} \quad (3.14b)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) + k_3 (y_3(t) - y_2(t)) = 0. \quad (3.14c)$$

Persamaan (3.14) dapat ditulis dalam bentuk sederhana, yaitu :

$$m_1 \ddot{y}_1(t) + (k_1 + k_2) y_1(t) - k_2 y_2(t) = 0, \quad (3.15a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) - k_2 y_1(t) + (k_2 + k_3) y_2(t) - k_3 y_3(t) = 0, \text{ dan} \quad (3.15b)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) - k_3 y_2(t) + k_3 y_3(t) = 0. \quad (3.15c)$$

Persamaan (3.15) juga dapat ditulis dalam bentuk matrik, yaitu :

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & -k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}. \quad (3.16)$$

Selanjutnya persamaan *eigen problem* dapat ditulis menjadi,

$$\begin{bmatrix} (k_1 + k_2) - \omega^2 m_1 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) - \omega^2 m_2 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 - \omega^2 m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_1 \\ \Phi_2 \\ \Phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.17)$$

dengan  $\Phi$  adalah nilai atau ordinat yang berhubungan dengan massa ke- $i$  pada pola goyangan ke- $j$ . Persamaan (3.17) akan ada penyelesaiannya apabila dipenuhi nilai determinannya, yaitu :

$$\begin{vmatrix} (k_1 + k_2) - \omega^2 m_1 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) - \omega^2 m_2 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 - \omega^2 m_2 \end{vmatrix} = 0. \quad (3.18)$$

Apabila persamaan (3.18) tersebut diteruskan, maka nilai determinannya adalah :

$$\begin{aligned} & (k_3(k_2 + k_3))\{(k_1 + k_2) - \omega^2\} - (k_1 + k_2)\{k_3 m_2 \omega^2 - (m_2 m_3 \omega^2) + k_3^2\} - \\ & \omega^4 \{k_3 m_1 m_2\} - \{(k_2 + k_3) m_1 m_3\} + \{m_1 m_2 m_3 \omega^2\} + k_2^2 (k_3 - \omega^2 m_3) \\ & m_1 \omega^2 k_3^2 = 0. \end{aligned} \quad (3.19)$$

Determinan persamaan (3.19) akan menghasilkan persamaan polinomial dengan derajat  $n$  yang menghasilkan nilai  $\omega$ , maka dengan mensubstitusikan ke dalam persamaan (3.17) akan menghasilkan nilai vector *mode shape*  $\{\Phi\}$ . Nilai-nilai dalam persamaan *mode shape* umumnya ditulis dalam bentuk baku yaitu  $\Phi_{ij}$ . Indeks- $i$  menunjukkan massa dan indeks- $j$  menunjukkan nomor pola goyangan, dengan demikian

$\Phi_{ij}$  adalah suatu koordinat yang berhubungan dengan massa ke- $i$  pada pola goyangan ke- $j$ . Substitusi  $\omega_1$  ke dalam persamaan (3.17) akan diperoleh nilai-nilai koordinat untuk pola goyangan ke-1, substitusi  $\omega_2$  akan diperoleh berupa nilai-nilai koordinat untuk pola goyangan ke-2, dan substitusi  $\omega_3$  akan diperoleh berupa nilai-nilai koordinat untuk pola goyangan ke-3. Nilai  $\Phi_{ij}$  dapat ditulis dalam bentuk matriks yang umum disebut modal matriks, yaitu :

$$\Phi_{ij} = \begin{bmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} & \Phi_{13} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} & \Phi_{23} \\ \Phi_{31} & \Phi_{32} & \Phi_{33} \end{bmatrix}. \quad (3.20)$$

Dengan telah diperoleh nilai-nilai frekuensi sudut untuk setiap mode, maka akan diperoleh pula nilai periode getar ( $T$ ) dan nilai frekuensi struktur ( $f$ ) dengan bentuk:

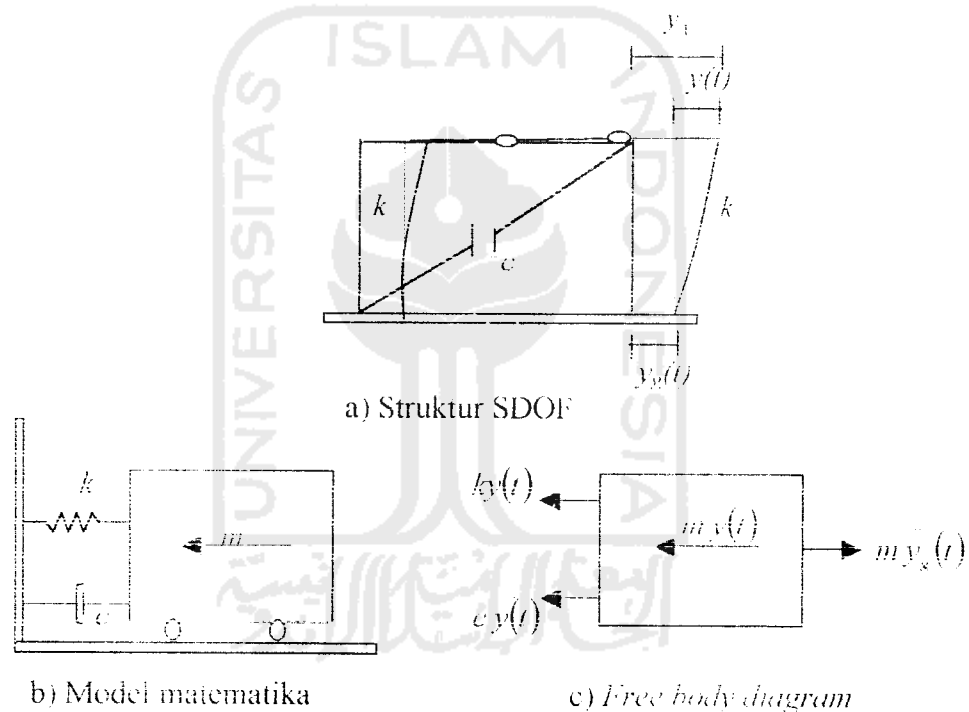
$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \text{dan} \quad f = \frac{1}{T}. \quad (3.21)$$

Nilai-nilai *mode shape*  $\Phi_{ij}$  tidak tergantung pada adanya beban luar, melainkan tergantung dari property fisik struktur, misalnya massa  $m_i$  dan kekakuan tingkat  $k_i$ . Selain itu nilai-nilai *mode shape* tidak dipengaruhi oleh waktu, artinya nilai tersebut akan tetap asalkan nilai massa dan nilai kekakuan tingkatnya tidak berubah, nilai *mode shape* juga tidak dipengaruhi oleh frekuensi beban. Dengan demikian kiranya dapat ditarik kesimpulan bahwa nilai *mode shape* adalah:

- a. bebas dari pengaruh redaman,
- b. bebas dari pengaruh waktu,
- c. bebas dari pengaruh frekuensi beban, dan
- d. hanya pada struktur yang elastik dan linier.

### 3.5 Persamaan Gerak akibat Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban yang bekerja pada struktur akibat getaran yang dipaksa (*forced vibration*). Beban gempa berasal dari getaran pada permukaan tanah yang terekam dalam bentuk percepatan (*accelerogram*). Getaran di permukaan tanah yang berupa percepatan tanah akan menghasilkan simpangan horisontal baik pada tanah maupun struktur. Persamaan gerakan struktur yang dikenai beban gempa dapat diturunkan melalui suatu pendekatan yang sama seperti pada persamaan gerakan struktur berderajat kebebasan tunggal, Gambar 3.5



**Gambar 3.5** Sistem derajat kebebasan tunggal dengan beban gempa

Berdasarkan pada free body diagram pada Gambar 3.5 maka persamaan diferensial gerak adalah

$$m\ddot{y}_1 + c\dot{y}_1 + ky_1 = 0 \quad (3.22)$$

dimana  $\ddot{y}_1$ ,  $\dot{y}_1$  dan  $y_1$  berturut-turut adalah percepatan, kecepatan, dan simpangan absolut massa yang dihitung dari referensi awal.



$$\begin{aligned}
 y_1 &= y_g + y \\
 \dot{y}_1 &= \dot{y}_g + \dot{y} \\
 \ddot{y}_1 &= \ddot{y}_g + \ddot{y}
 \end{aligned}
 \tag{3.23}$$

Substitusi persamaan 3.23 ke dalam persamaan 3.22 menghasilkan persamaan baru

$$m(\ddot{y}_g + \ddot{y}) + c(\dot{y}_g + \dot{y}) + k(y_g + y) = 0 \tag{3.24a}$$

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{y}_g - c\dot{y}_g - ky_g \tag{3.24b}$$

karena antara tanah dan lantai tingkat belum terjadi perbedaan simpangan maka nilai  $-(c\dot{y}_g + ky_g) = 0$ , sehingga persamaan menjadi

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{y}_g \tag{3.25}$$

Beban gempa yang ditinjau adalah beban gempa El-centro 1940

### 3.6 Modal Analisis (prinsip Metode Superposisi)

Metode ini dipakai khusus untuk penyelesaian problem dinamik analisis dengan beberapa syarat tertentu, yaitu respon struktur masih elastik dan struktur mempunyai standar *mode shapes*. Penyelesaian persamaan differensial gerakan struktur MDOF dengan cara ini yang harus dicari lebih dahulu adalah nilai - nilai koordinat mode shapes  $\{\Phi\}_i$ .

Pada kondisi normal, struktur yang mempunyai n - derajat kebebasan akan mempunyai n-modes atau n-pola / ragam goyangan. Pada prinsip ini, masing - masing ditunjukkan pada Gambar 3.6. Pada prinsip ini, simpangan masaa ke-*i* atau  $Y_i$  dapat diperoleh dengan menjumlahkan pengaruh atau kontribusi tiap - tiap modes.

Kontribusi mode ke- $j$  terhadap simpangan horisontal massa ke- $i$  tersebut, dinyatakan dalam produk antara  $\{\Phi\}_{ij}$  dengan suatu modal amplitudo  $Z_j$  atau seluruh kontribusi tersebut kemudian dinyatakan dalam

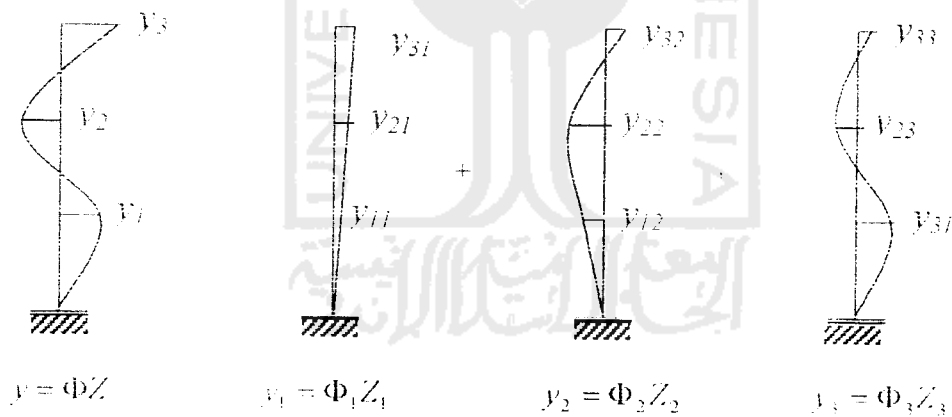
$$Y_1 = \Phi_{11}Z_1 + \Phi_{12}Z_2 + \Phi_{13}Z_3 + \dots + \Phi_{1n}Z_n$$

$$Y_2 = \Phi_{21}Z_1 + \Phi_{22}Z_2 + \Phi_{23}Z_3 + \dots + \Phi_{2n}Z_n$$

$$Y_3 = \Phi_{31}Z_1 + \Phi_{32}Z_2 + \Phi_{33}Z_3 + \dots + \Phi_{3n}Z_n$$

---


$$Y_i = \Phi_{i1}Z_1 + \Phi_{i2}Z_2 + \Phi_{i3}Z_3 + \dots + \Phi_{in}Z_n \quad (3.26)$$



**Gambar 3.6** Prinsip Metoda Superposisi

Suku pertama, kedua, ketiga dan seterusnya sampai suku ke -  $n$  pada ruas kanan persamaan (3.26) diatas adalah merupakan kontribusi mode pertama, kedua, ketiga dan seterusnya sampai kontribusi mode ke -  $n$ . Persamaan (3.26) tersebut, dapat ditulis dalam bentuk yang lebih kompak :

$$\{y\} = [\Phi]\{Z\} \quad (3.27a)$$

Turunan pertama dan kedua persamaan (3.24a) adalah

$$\{\dot{y}\} = [\Phi]\{\dot{z}\} \quad (3.27b)$$

dan

$$\{\ddot{y}\} = [\Phi]\{\ddot{z}\} \quad (3.27c)$$

substitusi persamaan (3.27) ke dalam persamaan (3.26) akan diperoleh :

$$[M][\Phi]\{\ddot{z}\} + [C][\Phi]\{\dot{z}\} + [K][\Phi]\{z\} = [M][I]\ddot{y}_g \quad (3.28)$$

Apabila persamaan (3.26) dikalikan dengan matrik transpose suatu mode shape  $\{\Phi\}^T$

maka

$$\{\Phi\}^T [M][\Phi]\{\ddot{z}\} + \{\Phi\}^T [C][\Phi]\{\dot{z}\} + \{\Phi\}^T [K][\Phi]\{z\} = \{\Phi\}^T [M][I]\ddot{y}_g \quad (3.29)$$

Misalkan diambil struktur yang mempunyai 3 derajat kebebasan, maka suku pertama persamaan (3.29) untuk *mode* ke-1 dengan memakai prinsip hubungan orthogonal akan menjadi

$$\left\{ \begin{matrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \\ \Phi_{31} \end{matrix} \right\} \begin{bmatrix} m1 & 0 & 0 \\ 0 & m2 & 0 \\ 0 & 0 & m3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \\ \Phi_{31} \end{bmatrix} \ddot{z}_1 \quad (3.30)$$

Untuk mode ke-j maka secara umum persamaan (3.30) juga dapat ditulis dengan

$$\{\Phi\}_j^T [M][\Phi]_j \ddot{z}_j \quad (3.31)$$

Cara seperti diatas juga berlaku untuk suku ke - 2, dan suku ke-3 pada persamaan (3.28) dengan demikian persamaan (3.29) akan menjadi :

$$\{\Phi\}_j^T [M][\Phi]_j \{\ddot{z}\}_j + \{\Phi\}_j^T [C][\Phi]_j \{\dot{z}\}_j + \{\Phi\}_j^T [K][\Phi]_j \{z\}_j = \{\Phi\}_j^T [M][I]\ddot{y}_g \quad (3.32)$$

Persamaan (3.29) adalah persamaan differensial yang bebas / independent antara satu dengan yang lain. Persamaan tersebut diperoleh setelah diterapkannya hubungan orthogonal untuk matrik massa, matrik redaman dan matrik kekakuan.

Dengan demikian untuk n-derajat kebebasan dengan n persamaan differensial yang dahulunya bersifat *coupling* menjadi *uncoupling*. Dengan sifat - sifat seperti itu maka penyelesaian persamaan differensial dapat diselesaikan untuk setiap pengaruh mode. Berdasarkan persamaan (3.32) maka dapat didefinisikan suatu generalisasi massa (*generalized mass*), redaman dan kekakuan sebagai berikut .

$$M_j^* = \{\Phi\}_j^T [M] \{\Phi\}_j \quad (3.33a)$$

$$C_j^* = \{\Phi\}_j^T [C] \{\Phi\}_j \quad (3.33b)$$

dan

$$K_j^* = \{\Phi\}_j^T [K] \{\Phi\}_j \quad (3.33c)$$

Dengan definisi seperti pada persamaan (3.33) maka persamaan (3.32) akan menjadi

$$M_j^* \ddot{Z}_j + C_j^* \dot{Z}_j + K_j^* Z_j = -P_j^* \ddot{y}_g \quad (3.34)$$

Dengan

$$P_j^* = \{\Phi\}_j^T [M] \{f\} \quad (3.35)$$

Terdapat suatu hubungan bahwa

$$\xi_j = \frac{C_j^*}{C_{cr}^*} = \frac{C_j^*}{2M_j^* \omega_j}, \text{ maka } \frac{C_j^*}{M_j^*} = 2\xi_j \omega_j \quad (3.36a)$$

$$\omega_j^2 = \frac{K_j^*}{M_j^*} \text{ dan } \Gamma_j = \frac{P_j^*}{M_j^*} \quad (3.36b)$$

Dengan hubungan - hubungan seperti pada persamaan (3.36a) dan (3.36b) tersebut, maka persamaan (3.34) akan menjadi

$$\ddot{Z}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{Z}_j + \omega_j^2 Z_j = -\Gamma_j \ddot{y}_g \quad (3.37)$$

Dan

$$\Gamma_j = \frac{P_j^*}{M_j^*} = \frac{\{\Phi\}_j^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}_j^T [M] \{\Phi\}_j} \quad (3.38)$$

Persamaan (3.38) sering disebut dengan partisipasi setiap mode atau modal *participation factor*. Selanjutnya persamaan (3.37) juga dapat ditulis menjadi

$$\frac{\ddot{Z}_j}{\Gamma_j} + 2\xi_j \omega_j \frac{\dot{Z}_j}{\Gamma_j} + \omega_j^2 \frac{Z_j}{\Gamma_j} = -\ddot{Y}_g \quad (3.39)$$

Apabila diambil suatu notasi bahwa

$$\ddot{g}_j = \frac{\ddot{Z}_j}{\Gamma_j}, \dot{g}_j = \frac{\dot{Z}_j}{\Gamma_j}, g_j = \frac{Z_j}{\Gamma_j} \quad (3.40)$$

Maka persamaan (3.40) akan menjadi

$$\ddot{g}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{g}_j + \omega_j^2 g_j = -\ddot{Y}_g \quad (3.41)$$

Persamaan (3.41) adalah persamaan diferensial yang *independent* karena karena persamaan tersebut hanya berhubungan dengan tiap - tiap mode. Persamaan (3.40) mirip dengan persamaan diferensial SDOF.

Nilai partisipasi setiap mode akan dapat dihitung dengan mudah setelah koordinat setiap mode  $\Phi_j$  telah diperoleh. Nilai  $\ddot{g}_j, \dot{g}_j$ , dan  $g_j$  akan dapat dihitung dengan integrasi numerik. Apabila nilai tersebut telah diperoleh maka nilai  $Z_j$  akan dihitung..

Dengan gerakan yang disebabkan dengan adanya gempa, dapat diselesaikan dengan persamaan (3.41). Nilai  $g(t)$  dapat diperoleh dengan membandingkan antara persamaan (3.41) dengan persamaan gerakan mode ke-n sistem dari SDOF. Sistem dari SDOF mempunyai frekuensi natural (natural frequency) dan rasio redaman ( $\xi$ ) mode ke- $j$  dari sistem MDOF dengan  $j = 1, 2, 3, \dots, n$ .

Nilai yang akan dicari adalah  $g(t)$ , dan misalkan dipakai metode central differensial, maka proses integrasi adalah sebagai berikut. Pada metode *central difference*, diperoleh hubungan awal bahwa.

$$\dot{g}_j = \frac{g_{j+1} + g_{j-1}}{2\Delta t}; \ddot{g}_j = \frac{g_{j+1} - 2g_j + g_{j-1}}{(\Delta t)^2}, g_j = g_j \quad (3.42)$$

Substitusi persamaan (3.42) ke dalam persamaan (3.41) akan diperoleh

$$\frac{g_{j+1} - 2g_j + g_{j-1}}{(\Delta t)^2} + 2\xi_j \omega_j \frac{g_{j+1} + g_{j-1}}{2\Delta t} + \omega_j^2 g_j = -\ddot{y}_g \quad (3.43)$$

Persamaan (3.43) dapat ditulis menjadi

$$g_{j+1} = \frac{-\ddot{y}_g - a g_j - b g_{j-1}}{k} \quad (3.44)$$

Dengan

$$a = \left[ \omega_j^2 - \frac{2}{(\Delta t)^2} \right] \quad (3.45a)$$

$$b = \left[ \frac{1}{(\Delta t)^2} - \frac{2\xi_j \omega_j}{2\Delta t} \right] \quad (3.45b)$$

$$k = \left[ \frac{1}{(\Delta t)^2} + \frac{2\xi_j \omega_j}{2\Delta t} \right] \quad (3.45c)$$

Dari persamaan (3.44) diatas apabila percepatan tanah akibat gempa diketahui maka nilai  $g_j$  dapat dicari. Setelah nilai tersebut diperoleh maka nilai amplitudo  $Z_j$  dapat dihitung dengan mangalikan  $g_j$  dengan faktor partisi tiap *mode* yang sudah dihitung. Selanjutnya nilai simpangan tiap *mode* dapat diperoleh  $y_j(t)$ .

$$y_j(t) = \sum_{j=1}^n (\Gamma_j \Phi_{ij} g_j, maks) \quad (3.46)$$

### 3.7 Kandungan Frekuensi (*Frequency Contents*)

Persamaan diferensial gerakan suatu massa SDOF tanpa redaman dengan beban harmonik sederhana adalah:

$$y(t) = (P_0/m\omega^2 - Y_0)\{\sin(\Omega t) - (\Omega\sin(\omega t - \omega))\} \quad (3.47)$$

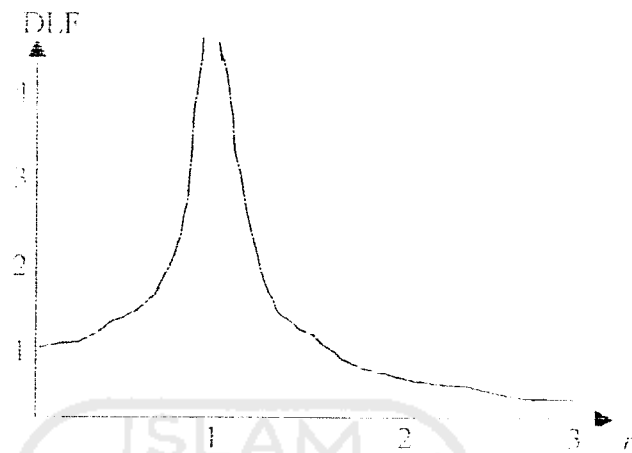
dengan  $y$  (respon struktur),  $P_0$  (beban harmonik),  $m$  (massa struktur),  $\omega$  (frekuensi sudut akibat getaran), dan  $\Omega$  (frekuensi sudut beban dinamik). Dari persamaan (3.47) terlihat bahwa respon struktur akan dipengaruhi baik oleh frekuensi sudut beban dinamik maupun frekuensi sudut akibat getaran struktur. Respon struktur terdiri dari dua bagian pokok yaitu *steady state response* yaitu respon yang ditunjukkan oleh suku  $\sin(\Omega t)$  dan *transient response* yang ditunjukkan oleh suku  $\sin(\omega t)$ . Apabila frekuensi sudut beban dinamik sama dengan frekuensi sudut getaran struktur maka nilai penyebut diatas akan dengan nol, sehingga respon struktur menjadi tak hingga. Keadaan ini disebut resonansi (Gambar 3.7). Persamaan (3.47) dapat ditulis dalam fungsi *Dynamic Load Factor* (DLF), yaitu :

$$y(t) = Y_0 DLF, \quad y_0 = P_0/k, \quad r = \Omega/\omega, \quad \text{dan} \quad DLF = \frac{1}{\sqrt{1-r^2}} \{\sin(\Omega t) - r\sin(\omega t)\} \quad (3.48)$$

Di dalam soal-soal praktis, Transient response sering diabaikan karena nilainya dianggap relatif kecil. Nilai DLF akan diperoleh apabila  $\sin(\Omega t) = 1$ , maka dapat ditulis dengan rumus:

$$DLF = \frac{1}{\sqrt{1-r^2}} \quad (3.49)$$

Plot antara DLF dan nilai frekuensi rasio ( $r$ ) dapat dilihat pada Gambar 3.7.



**Gambar 3.7** Grafik DLF lawan frekuensi rasio

Housner (1971) sudah mensinyalir adanya kandungan frekuensi gempa terhadap respon struktur. Pada hakekatnya dalam suatu gempa akan terkandung beberapa frekuensi yang merupakan perbandingan antara percepatan maksimum ( $A$  maks) dan kecepatan maksimum ( $V$  Maks) dan di beberapa literatur sering menyebut frekuensi  $f = 0.2-10$  Hz. Analisis Housner pada waktu itu timbul karena adanya suatu kenyataan bahwa gempa Koyna (India, 1967) yang mempunyai frekuensi 3,46774 Hz dan memiliki percepatan tanah maksimum jauh lebih besar dari gempa El Centro (1940) yaitu memiliki percepatan 312,62  $\text{cm}/\text{det}^2$  frekuensi 0,96312 Hz namun kerusakan struktur yang terjadi tidaklah begitu berarti. Kedekatan frekuensi beban gempa dengan frekuensi struktur akan cenderung mengakibatkan resonansi yang akan mengakibatkan respon struktur menjadi sangat besar.

### **3.8 Jenis-jenis Simpangan dan Efeknya Terhadap Kerusakan Struktur**

Jenis-jenis simpangan yang terjadi pada struktur gedung bertingkat umumnya ada tiga macam yaitu simpangan relatif, simpangan antar tingkat, dan simpangan absolut. Jenis-jenis simpangan tersebut akan diuraikan sebagai berikut ini.



### 1. Simpangan relatif lantai

Simpangan massa ke- $i$  atau  $Y_i$  diperoleh dengan menjumlahkan pengaruh atau kontribusi tiap-tiap mode. Kontribusi mode ke- $j$  terhadap simpangan horisontal massa ke- $i$  dinyatakan dalam produk antara  $\phi_{ij}$  dengan suatu modal amplitudo  $Z_j$ .

$$y_i(t) = \sum \phi_{ij} Z_j(t) \quad (3.50)$$

Dengan :  $y_i(t)$  = simpangan relatif lantai ke- $i$ ,

$\phi_{ij}$  = mode shape lantai  $i$ , mode  $j$ , dan

$Z_j$  = modal amplitudo mode  $j$ .

Nilai simpangan relatif lantai akan semakin besar untuk lantai yang lebih tinggi, hal ini sesuai dengan pola goyangan pada mode pertama.

### 2. Simpangan antar tingkat (*inter-story drift*)

Simpangan antar tingkat adalah simpangan yang terjadi pada tiap lantai struktur, simpangan ini dihitung dengan cara simpangan relatif lantai atas dikurangi simpangan relatif lantai dibawahnya. *Inter-story drift* sangat mungkin terjadi pada tingkat yang lemah. Terjadinya distribusi kekakuan struktur secara vertikal yang tidak merata akan menyebabkan adanya suatu tingkat yang lemah tersebut. *Inter-story drift* dapat dihitung dengan rumus :

$$\Delta y_i(t) = y_i(t) - y_{i-1}(t) \quad (3.51)$$

Dengan :  $\Delta y_i(t)$  = simpangan antar tingkat,

$y_i$  = simpangan relatif lantai ke- $i$ , dan

$y_{i-1}$  = simpangan relatif lantai ke- $(i-1)$ .

### 3. Simpangan absolut

Simpangan absolut adalah merupakan penjumlahan antara simpangan relatif tiap lantai dengan simpangan akibat tanah. Simpangan absolut dihitung dengan rumus :

$$y_{tot}(t) = y(t) + y_g(t) \quad (3.52)$$

Dengan :  $y_{tot}(t)$  = simpangan absolut,

$y(t)$  = simpangan relatif lantai ke- $i$ , dan

$y_g(t)$  = simpangan akibat tanah.

Simpangan absolut yang terjadi mempunyai pengaruh terhadap kemungkinan terjadinya benturan berbahaya antar struktur bangunan yang saling berdekatan (*structural pounding*). Masalah *structural pounding* ini biasanya terjadi pada bangunan yang berdekatan yang dimaksudkan untuk memaksimalkan penggunaan lahan yang terbatas, hal ini dapat mengakibatkan kerusakan yang fatal pada bangunan bahkan dapat menyebabkan kerusakan total. Kondisi ini dapat diatasi dengan memperhitungkan jarak antara dua bangunan yang saling berdekatan. Jarak tersebut dapat dihitung dengan menghitung simpangan absolut pada setiap lantai.

### 3.9 Gaya Geser Dasar

Gaya geser lantai dapat diperoleh setelah simpangan relatif diperoleh. Gaya horisontal lantai atau gaya lantai maksimum yang bekerja pada suatu massa ke- $i$  sebagai akibat dari mode ke- $j$  dapat dicari yaitu :

$$F_i(t) = \sum_{j=1}^n [M] (\Phi_{ij} Z_j) \quad (3.53)$$

dimana :  $F_i$  = gaya lantai ke- $i$ ,

$M$  = massa lantai,

$\Phi_{ij}$  = mode shape

$Z_j$  = modal amplitudo.

Sedangkan gaya geser dasar merupakan penjumlahan dari gaya lantai tetapi arahnya berlawanan. Gaya geser dasar dapat dicari dengan rumus :

$$F_g = \left( \sum_{i=1}^n F_i \right) \quad (3.54)$$

dimana :  $F_g$  = gaya geser dasar, dan

$F_i$  = gaya lantai ke- $i$ .

### 3.10 Momen Guling

Momen guling didapat dengan mengalikan gaya lantai yang terjadi pada setiap tingkat ( $F_i$ ) dengan tinggi lantai ( $h_i$ ), maka :

$$M = \sum_{i=1}^n F_i \cdot h_i \quad (3.55)$$

dimana :  $M$  = momen guling,

$F_i$  = gaya lantai ke- $i$ , dan

$h_i$  = tinggi tiap lantai .

### 3.11 Perencanaan Dinding Geser (Shear Wall)

Peristiwa lentur pada dinding geser dapat dihindari dengan memakai elemen pembatas (*boundary element*) yang berfungsi untuk mengakukan dinding geser. Elemen pembatas diperlukan bila dinding geser terjadi tegangan akibat gaya terfaktor termasuk pengaruh gempa pada serat terluar mencapai nilai maksimum dan melampaui nilai  $0,2 f_c$  (yayasan LPMB, 1991).

Komponen struktur pembatas dalam dinding struktur harus diproporsikan untuk memikul beban gravitasi terfaktor yang bekerja pada dinding termasuk berat sendiri dan

gaya vertikal yang diperlukan untuk menahan momen guling yang dibitung dari gaya berfaktor yang berhubungan dengan pengaruh gempa.

### 3.12 Stabilitas Dinding Geser

Stabilitas dinding geser sangat perlu untuk menjamin kestabilan dinding geser dalam menerima beban. Stabilitas dinding geser juga ditujukan agar tampang dapat mengembangkan regangan plastis tanpa mengalami kegagalan. Jika tidak dilakukan peninjauan terhadap stabilitas maka sangatlah mungkin dinding geser runtuh sebelum mengalami regangan plastis yang disebut kegagalan *prematur*.

Anggapan terbaik yang dapat dilakukan terhadap dinding geser untuk menghindari bahaya tekuk adalah memperlakukan sebagai kolom ( Park dan Paulay, 1974 ), maka dimensi dinding geser perlu dibatasi.

Batasan dimensi dinding geser adalah

$$b_w \leq \frac{l_w}{25} \text{ dan}$$

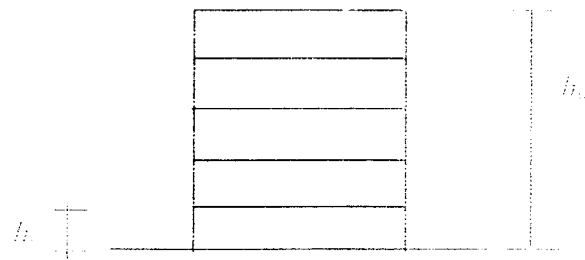
$$b_w \geq 100 \text{ mm}$$

dengan  $b_w$  = tebal dinding

Sedangkan batasan untuk panjang sayap adalah

$$l_e \geq 0.10 l_w$$

Notasi-notasi dapat dijelaskan dalam Gambar 3.9.



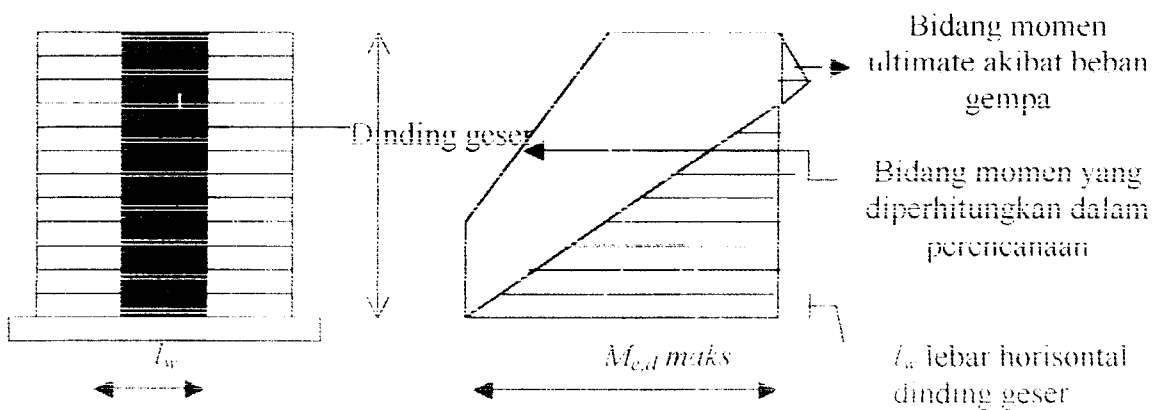
(a) Tampak Muka



(b) Tampak Atas

**Gambar 3.7** Dinding Geser

Untuk menjamin agar saat terjadinya gempa kuat dinding geser tetap berperilaku elastis kecuali pada penampang dasar, dimana sendi plastis dapat terbentuk, maka bidang momen akibat beban gempa harus digeser ke atas sejauh lebar horizontal dinding geser, seperti ditunjukkan Gambar 3.11. Bidang momen yang telah dimodifikasi ini selanjutnya dipakai untuk menghitung kuat lentur perlu.



**Gambar 3.8** Bidang momen dinding geser akibat beban gempa yang diperhitungkan dalam perancangan

### 3.13 Kekakuan Struktur Dinding (*Structural Wall*)

Sebagaimana diketahui bahwa pada portal bangunan bertingkat sangat banyak, karena *deflected shape* portal mengikuti pola *shear mode* maka simpangan antar tingkat pada tingkat-tingkat bawah umumnya menjadi sangat besar. Untuk mengendalikan hal tersebut diperlukan elemen lain yaitu struktur beton bertulang. Antara struktur dinding dan portal mempunyai pola simpangan yang saling berlawanan (*conflict of deformation modes*).

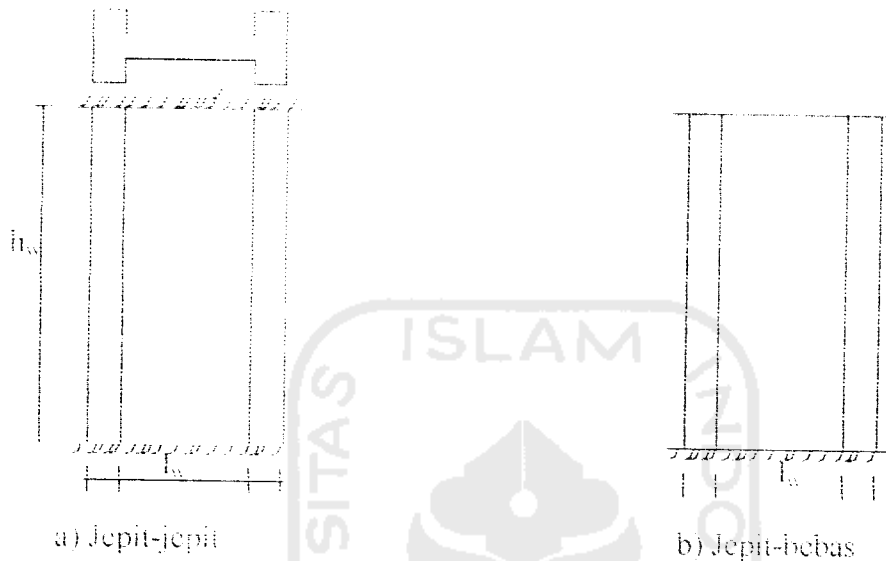
Struktur portal akan mengalami pola simpangan yang didominasi shear, sedangkan struktur dinding mempunyai pola simpangan yang didominasi oleh lentur (*flexure*). Tingkat-tingkat bawah struktur portal umumnya dibantu oleh struktur dinding. Namun sebaliknya pada tingkat-tingkat atas struktur dinding mempunyai pengaruh yang kurang baik (Widodo, 2000).

Untuk keperluan analisis perlu ditetapkan besarnya kekakuan elemen struktur dinding. Walaupun perilaku struktur dinding dan kolom pada portal sangat berbeda, namun rumus kekakuan kolom dapat diaplikasikan pada struktur dinding. Pada struktur dinding selain kekakuan akibat lentur, maka kekakuan akibat pengaruh geser perlu diikutsertakan. Oleh karena itu kekakuan struktur dinding adalah jumlah dari pengaruh lentur dan geser.

Blume dkk (1961) mengatakan bahwa struktur dinding dengan dukungan jepit-jepit (joint tidak mengalami rotasi), kekakuannya dapat dihitung menurut rumus.

$$K_w = \frac{12EI}{h} + \frac{GA}{k(Iw)} \quad (3.61)$$

yang mana  $G$  adalah modulus geser bahan,  $A$  adalah luas penampang struktur dinding,  $lw$  adalah panjang struktur dinding dan  $k$  adalah koefisien yang bergantung pada potongan struktur dinding



**Gambar 3.9** Struktur Dinding

Menurut Muto (1975) nilai  $k = 1$  untuk kolom besar,  $k = 1-1,5$  untuk kolom sedang dan  $k = 1,5$  untuk tanpa kolom, untuk struktur jepit-bebas atau seperti pada *cantilever wall*, maka kekakuan struktur dinding dapat dihitung dengan rumus,

$$K_w = \frac{3EI}{h^3 \left[ 1 + 0,6(1 + \nu) \frac{lw^2}{h^2} \right]} \quad (3.62)$$

yang mana  $h$  adalah tinggi tingkat dan  $\nu$  adalah *poison ratio*