



**EVALUASI PENGGUNAAN MODEL BANGUNAN GESER  
PADA ANALISIS DINAMIK TIGA DIMENSI**

**TESIS**

Disusun Dalam Rangka Memenuhi Salah Satu Persyaratan  
Magister Teknik Sipil Program Pascasarjana

Oleh :

**BAMBANG PURNIJANTO**

L4A.002.047

**Magister Teknik Sipil Program Pasca Sarjana  
Universitas Diponegoro  
Semarang  
2007**



HALAMAN PENGESAHAN

**EVALUASI PENGGUNAAN MODEL BANGUNAN GESER  
PADA ANALISIS DINAMIK TIGA DIMENSI**

Disusun Oleh :  
**BAMBANG PURNIJANTO**  
L4A.002.047

Dipertahankan didepan Tim Penguji pada tanggal  
21 Juli 2007  
Tesis ini telah diterima sebagai salah satu persyaratan  
untuk memperoleh gelar Magister Teknik Sipil

**TIM PENGUJI :**

1. Ir. Himawan Indarto, MS (Ketua) .....
2. Dr. Ir. Nuroji, MS (Sekretaris) .....
3. Ir. Purwanto, MT, MEng (Anggota 1) .....
4. Dr. Ir. Antonius, MT (Anggota 2) .....

Semarang, ..... 2007

Universitas Diponegoro  
Program Pascasarjana  
Magister Teknik Sipil  
Ketua,

Dr. Ir. Suripin, M.Eng  
NIP. 131 668 511

## ABSTRACT

Structure analyzing is the most important process within designing. To get an accurate result, the mathematical model that has been used must describe the real structure and loading condition. The simplify of the mathematical model has to be well created so that will get enough precission for the whole output result, without a serious error.

This research is being worked to get structure response accuracy which is, lateral displacements, shear story forces and lateral seismic forces of the shear building modelling that often being used in practise. The assumption that has been used in shear building model is mass of structure in each floor systems is lumped to the center of mass, the floor systems is assumed as an invinite rigid diafragm in their own plane and the column axial deformation is ignored. In analizing process shear building model does not collate the datas of floor. These assumptions will reduce degree of freedom of structure and simplify the analizing process. The shear building response will be compared to result response of the moment resisting building model, which is a mathematical model that is assumed representing the real structure condition. The moment resisting building model collates the plate within structure analizing.

From the numeric examples with the regular shape building that has three floors results the shear building model has structure response which is, lateral displacements, shear story forces and lateral seismic forces safely.

Key words: shear building, moment resisting building, structure response.

## INTISARI

Analisis struktur merupakan salah satu proses yang sangat menentukan didalam perencanaan. Untuk mendapatkan hasil yang akurat maka model matematis yang dipakai harus mencerminkan kondisi struktur beserta pembebanan yang sebenarnya. Penyederhanaan yang diambil pada model matematik harus sedemikian rupa sehingga secara keseluruhan akan diperoleh suatu hasil keluaran dengan ketelitian yang cukup tanpa adanya kesalahan yang berarti.

Penelitian ini dilakukan untuk mengetahui keakuratan respons struktur yaitu berupa simpangan lateral, gaya geser tingkat dan gaya lateral gempa yang dihasilkan dari pemodelan bangunan geser yang sering dipergunakan dalam praktek. Anggapan yang digunakan dalam model bangunan geser adalah massa struktur tiap lantai digumpalkan pada pusat lantainya, pelat lantai dianggap sebagai diafragma yang kaku tak terhingga dalam arah bidangnya dan deformasi aksial kolom diabaikan. Dalam proses analisisnya model bangunan geser tidak mengikutsertakan data-data tentang pelat. Anggapan-anggapan ini akan mengurangi jumlah derajat kebebasan struktur dan menyederhanakan proses analisis. Respons bangunan geser akan dibandingkan dengan respons yang dihasilkan oleh model bangunan penahan momen, yaitu suatu model matematik yang dianggap bisa mewakili kondisi struktur yang sebenarnya. Model bangunan penahan momen ini mengikutsertakan adanya pelat didalam analisis strukturnya.

Dari contoh-contoh numeris dengan bentuk gedung yang beraturan tiga lantai diperoleh hasil bahwa model bangunan geser menghasilkan respons struktur yaitu berupa simpangan lateral, gaya geser tingkat dan gaya lateral gempa yang cukup aman.

Kata kunci : bangunan geser, bangunan penahan momen, respons struktur.

## KATA PENGANTAR

Segala puji dan syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan segala rahmat dan karunia-Nya, sehingga tesis yang berjudul “Evaluasi Penggunaan Model Bangunan Geser Pada Analisis Dinamik Tiga Dimensi” ini dapat terselesaikan.

Seluruh rangkaian kegiatan penelitian hingga penulisan tesis ini tidak terlepas dari bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak. Atas semua yang telah diberikan, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Ir. Himawan Indarto, MS, selaku dosen pembimbing utama yang telah begitu sabar memberikan ilmu, dorongan dan pengarahan dari awal hingga akhir penelitian dan penulisan tesis ini.
2. Bapak Dr. Ir. Nuroji, MS, selaku dosen pembimbing pendamping yang telah begitu sabar memberikan ilmu, dorongan dan pengarahan dari awal hingga akhir penelitian dan penulisan tesis ini.
3. Bapak Dr. Ir. Antonius, MT dan bapak Ir. Purwanto, MT, MEng selaku dosen penguji tesis atas saran, masukan dan koreksi.
4. Bapak Rektor Universitas Semarang yang telah memberikan kesempatan kepada penulis untuk mengikuti program pendidikan pascasarjana di Universitas Diponegoro Semarang.
5. Istri tercinta yang telah memberikan dukungan moril selama menjalani studi di Program Pascasarjana Magister Teknik Sipil Universitas Diponegoro Semarang.
6. Semua pihak yang telah memberikan bantuan dalam bentuk apapun hingga selesainya penulisan tesis ini.

Penulis menyadari sepenuhnya bahwa tesis ini masih banyak kekurangannya dan masih jauh dari sempurna, oleh karenanya kritik dan saran sangat diharapkan guna perbaikan dan penyempurnaannya. Akhirnya, penulis berharap tesis ini dapat bermanfaat bagi semua yang membutuhkan.

Semarang,

Penulis

## DAFTAR ISI

	Halaman
Halaman Judul	i
Halaman Pengesahan	ii
Abstract	iii
Intisari	iv
Kata Pengantar	v
Daftar Isi	vi
Daftar Gambar	viii
Daftar Grafik	ix
Daftar Tabel	x
Daftar Notasi	xi
BAB I PENDAHULUAN	I-1
1.1 Latar Belakang	I-1
1.2 Perumusan Masalah	I-3
1.3 Tujuan Penelitian	I-4
1.4 Manfaat Penelitian	I-4
1.5 Pembatasan Permasalahan	I-4
BAB II STUDI PUSTAKA	II-1
2.1 Umum	II-1
2.2 Model Bangunan Geser ( <i>Shear Building</i> ) dan Bangunan Penahan Momen ( <i>Moment Resisting Building</i> )	II-1
2.3 Getaran Bebas MDOF	II-4
2.3.1. Persamaan Gerak MDOF	II-4
2.3.2. Periode Getar Struktur	II-6
2.3.3. Kondisi Ortogonal	II-8
2.3.4. Normalisasi	II-9
2.3.5. Respons Struktur dengan Analisis Superposisi Ragam ( <i>Modal Analysis</i> )	II-10
2.4 Respons Struktur MDOF terhadap Beban Luar dengan	

Analisis Superposisi Ragam ( <i>Modal Analysis</i> )	II-12
2.4.1. Getaran Paksa Tanpa Redaman	II-12
2.4.2. Getaran Paksa dengan Redaman	II-14
2.4.3. Akibat Pembebanan Gempa	II-17
2.5 Analisis Ragam Spektrum Respons	II-18
2.5.1. Spektrum Respons Rencana	II-21
2.5.2. Analisis Respons Struktur Terhadap Beban Gempa Spektrum Respons	II-28
2.5.3. Kombinasi Ragam	II-29
2.6 Pendekatan dengan Metode Elemen Hingga	II-31
2.6.1. Matriks Kekakuan Elemen, Massa Elemen dan Vektor Gaya Luar	II-31
2.6.2. Persamaan Gerak Elemen Hingga	II-34
2.6.3. <i>Constraint</i>	II-34
BAB III ANALISIS STRUKTUR	III-1
3.1 Model Struktur	III-1
3.2 Penyebaran Massa dan Diskretisasi Elemen Pelat	III-3
3.3 Hal-hal yang Perlu Diamati	III-5
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN	IV-1
4.1 Diskretisasi Elemen Pelat	IV-1
4.2 Waktu Getar Struktur T	IV-2
4.2 Perbedaan Respons Struktur SB dan MRB	IV-4
4.2.1. Simpangan Lateral Lantai $u$	IV-4
4.2.3. Gaya Lateral Gempa $F$	IV-7
4.2.4. Gaya Geser Tingkat V	IV-10
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	V-1
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Model Bangunan Gedung Bertingkat	II - 1
Gambar 2.2. Sistem Struktur Tiga Derajat Kebebasan	II - 5
Gambar 2.3. Respons Struktur (Perpindahan) yang Dinyatakan sebagai Penjumlahan dari Komponen Ragam Getar	II -
Gambar 2.4. Respons Akibat Beban Gempa	10
Gambar 2.5. Gaya Gempa Efektif	II -
Gambar 2.6. Spektrum Struktur SDOF akibat Gempa El Centro 1940	17
Gambar 2.7. Tripartit Spektrum Respons akibat Gempa El Centro 1940	II -
Gambar 2.8. Peta Gempa Indonesia	18
Gambar 2.9. Spektrum Respons Gempa Rencana	II -
Gambar 2.10. Superposisi Respons dari Masing-masing Ragam Getar	20
Gambar 2.11. Elemen Segiempat Peralihan Bilinier	II -
Gambar 2.12. Constraint Perpindahan pada Analisis Rangka	21
Gambar 2.13. Hubungan Balok ke Pelat dengan Menggunakan Constraint	II – 23
Gambar 3.1. Konfigurasi Bangunan Gedung	II – 24
Gambar 3.2. Spektrum Gempa Rencana wilayah 2 Tanah Sedang	II – 30
Gambar 3.3. Pemodelan Bangunan Geser	II – 31
Gambar 3.4. Diskretisasi Pelat untuk Penyebaran Massa	II – 35
	II – 36
	III - 2
	III -
	3
	III - 4
	III - 5



**DAFTAR GRAFIK**

Grafik 4.1. Konvergensi Diskretisasi Elemen Pelat	IV - 1
Grafik 4.2. Waktu Getar Struktur	IV - 2
Grafik 4.3. Perbedaan $u_{SB}$ dan $u_{MRB}$ arah X	IV - 4
Grafik 4.4. Perbedaan $u_{SB}$ dan $u_{MRB}$ arah Y	IV - 5
Grafik 4.5. Hubungan $u_{SB} / u_{MRB}$ terhadap $t / L$	IV - 6
Grafik 4.6. Perbedaan $F_{SB}$ dan $F_{MRB}$ arah X	IV - 7
Grafik 4.7. Perbedaan $F_{SB}$ dan $F_{MRB}$ arah Y	IV - 8
Grafik 4.8. Hubungan $F_{SB} / F_{MRB}$ terhadap $t / L$	IV - 9
Grafik 4.9. Perbedaan $V_{SB}$ dan $V_{MRB}$ arah X	IV - 10
Grafik 4.10. Perbedaan $V_{SB}$ dan $V_{MRB}$ arah Y	IV - 11
Grafik 4.11. Hubungan $V_{SB} / V_{MRB}$ terhadap $t / L$	IV - 12

**DAFTAR TABEL**

Tabel 2.4.1. Nilai-nilai Rasio Redaman untuk Berbagai Jenis dan Kondisi ( <i>Widodo, 2001</i> )	II - 16
Tabel 2.5.1. Percepatan Puncak Batuan Dasar dan Percepatan Puncak Muka Tanah untuk Masing-masing Wilayah Gempa Indonesia ( <i>SNI, 2002</i> )	II - 25
Tabel 2.5.2. Faktor Keutamaan Berbagai Kategori Gedung dan Bangunan ( <i>SNI, 2002</i> )	II - 26
Tabel 2.5.3. Parameter Daktilitas Struktur Gedung ( <i>SNI, 2002</i> )	II - 26
Tabel 2.5.4. Faktor Daktilitas Maksimum ( $\mu_m$ ), Faktor Reduksi Gempa Maksimum ( $R_m$ ), Faktor Tahanan Lebih Struktur ( $f_i$ ) Beberapa Jenis Sistem/Subsistem Gedung ( <i>SNI, 2002</i> )	II - 27

## DAFTAR NOTASI

$a$	: setengah lebar elemen segiempat
$b$	: setengah tinggi elemen segiempat
$c$	: redaman
$c^*$	: redaman umum
$C$	: koefisien gempa dasar
$E$	: modulus elastisitas
$F$	: gaya gempa lateral
$g$	: percepatan gravitasi
$i$	: indeks untuk nomor massa
$I$	: momen inersia
$[ I ]$	: matriks identitas
$j$	: indeks untuk nomor ragam getar
$k$	: kekakuan
$k^*$	: kekakuan umum
$L$	: panjang elemen
$m$	: massa
$m^*$	: massa umum
$p(t)$	: vektor gaya luar
$p_{eff}$	: gaya gempa efektif
$u$	: simpangan lateral
$\dot{u}$	: kecepatan
$\ddot{u}$	: percepatan
$u_g$	: simpangan gerakan tanah
$\dot{u}_g$	: kecepatan gerakan tanah
$\ddot{u}_g$	: percepatan gerakan tanah
$S_a$	: spektrum percepatan
$S_d$	: spektrum perpindahan
$S_v$	: spektrum kecepatan
$t$	: tebal pelat

$(t)$	: fungsi waktu
$T$	: periode getar struktur
$V$	: gaya geser
$W$	: berat struktur
$\beta$	: perbandingan frekuensi alami antara dua ragam
$\rho$	: koefisien korelasi antara dua ragam
	: konstanta kerapatan massa
$\Gamma$	: faktor partisipasi ragam
$\eta$	: vektor koordinat normal
$\theta$	: sudut fasa
$\nu$	: angka poisson
$\xi$	: rasio redaman
$\phi$	: vektor ragam getar
$\bar{\phi}$	: normalisasi komponen vektor ragam
$\omega$	: frekuensi getaran

## BAB I

### PENDAHULUAN

#### 1.1. LATAR BELAKANG

Beban gempa bumi termasuk salah satu dari beban dinamis, yaitu beban yang besar dan arahnya berubah-ubah menurut waktu. Sehingga respons struktur gedung yang ditimbulkannya juga berubah-ubah terhadap waktu. Beban dinamis ini lebih kompleks dibandingkan dengan beban statis, baik dari bentuk fungsi bebannya maupun dari akibat yang ditimbulkannya.

Menurut Standar Nasional Indonesia SNI 03-1726-2002 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, struktur bangunan gedung dibedakan kedalam dua jenis, yaitu :

1. Struktur bangunan gedung beraturan.
2. Struktur bangunan gedung tidak beraturan.

Struktur bangunan gedung ditetapkan sebagai struktur bangunan gedung beraturan apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Tinggi struktur bangunan gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 meter.
- Denah struktur bangunan gedung adalah persegi panjang. Apabila terdapat tonjolan maka panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25 % dari ukuran terbesar denah struktur bangunan gedung dalam arah tonjolan tersebut dan apabila terdapat coakan sudut maka panjang sisi coakan tersebut tidak lebih dari 15 % dari ukuran terbesar denah struktur bangunan gedung dalam arah coakan tersebut.
- Sistem struktur bangunan gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan walaupun mempunyai loncatan bidang muka, maka ukuran dari denah struktur bagian gedung yang menjulang dalam masing-masing arah tidak kurang dari 75 % dari ukuran terbesar denah struktur bagian gedung sebelah bawahnya. Struktur rumah atap yang tingginya tidak lebih dari dua tingkat tidak perlu dianggap menyebabkan adanya loncatan bidang muka.

- Memiliki kekakuan lateral yang beraturan tanpa adanya tingkat lunak. Tingkat lunak adalah suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan lateral rerata tiga tingkat di atasnya.
- Memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150 % dari berat lantai tingkat di atasnya atau di bawahnya. Berat atap atau rumah atap tidak perlu memenuhi ketentuan ini.
- Memiliki unsur-unsur vertikal dari sistem pemikul beban lateral yang menerus tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak lebih dari setengah ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.
- Memiliki lantai tingkat yang menerus tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50 % luas seluruh lantai tingkat. Walaupun ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20 % dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.

Struktur bangunan gedung yang tidak memenuhi ketentuan tersebut diatas, ditetapkan sebagai struktur bangunan gedung tidak beraturan.

Analisis yang paling sederhana yang langsung dapat digunakan untuk menentukan pengaruh dari beban gempa bumi terhadap struktur bangunan adalah analisis statis. Tetapi analisis statis ini hanya boleh digunakan pada struktur-struktur bangunan beraturan, karena analisis statis ini hanya merupakan suatu cara pendekatan yang menirukan pengaruh dinamik dari gempa bumi yang sesungguhnya.

Struktur bangunan lainnya yang tidak begitu mudah untuk diperkirakan perilakunya terhadap pengaruh gempa bumi yaitu struktur gedung yang tidak beraturan harus dianalisis dengan analisis dinamis. Deformasi dari struktur akan menyebabkan simpangan-simpangan yang tidak beraturan, sehingga gaya-gaya inersia yang ditimbulkan oleh gempa bumi menjadi tidak beraturan. Oleh sebab itu tidaklah mungkin untuk memperkirakan dengan tepat distribusi gaya-gaya gempa sepanjang tinggi struktur gedung dengan analisis statik. Sehingga pemakaian analisis dinamis pada perencanaan struktur bangunan tahan gempa dilakukan apabila diperlukan evaluasi yang lebih akurat dari gaya-gaya gempa yang bekerja pada

struktur, serta untuk mengetahui perilaku struktur akibat pengaruh gaya gempa yang sifatnya berulang tersebut. Untuk struktur-struktur bangunan yang beraturan dapat juga dianalisis dengan analisis dinamis apabila diinginkan.

Pada analisis dinamis struktur bangunan gedung bertingkat, baik yang bersifat elastis maupun inelastis, pada umumnya massa struktur dianggap dikonsentrasikan atau digumpalkan pada lantai. Anggapan ini cukup layak untuk digunakan karena memang sebagian besar massa gedung terdapat pada lantai. Pada model massa bergumpal ini dipakai anggapan bahwa besarnya kekakuan balok tak terhingga. Hal ini terjadi karena adanya pelat lantai yang menyatu dengan balok diharapkan dapat membantu kekakuan balok. Pelat dan balok lantai yang sangat kaku sekali dalam bidangnya ini akan tetap horizontal, baik sebelum maupun sesudah terjadinya perpindahan. Kondisi ini sering juga dinamakan prinsip bangunan geser (*shear building*). Dengan adanya anggapan sebagai bangunan geser ini maka untuk struktur dua dimensi pada setiap massa hanya terdapat satu derajat kebebasan saja, yaitu simpangan horizontal. Sedangkan massa pada struktur tiga dimensi mempunyai tiga derajat kebebasan, yaitu dua simpangan horizontal yang saling tegak lurus dan satu rotasi. Pada model bangunan geser ini untuk setiap lantai tingkat massa struktur digumpalkan pada satu titik saja, yaitu pada pusat massa. Selain untuk mengurangi jumlah derajat kebebasan, prinsip bangunan geser dengan model massa terpusat ini juga untuk menyederhanakan prosedur perhitungan.

## 1.2. PERUMUSAN MASALAH

Pada struktur yang sebenarnya massa struktur tersebar secara tidak merata pada seluruh struktur. Massa-massa ini dapat diidealisasi sebagai gumpalan pada titik diskrit, yaitu titik hubung antara elemen-elemen balok dan kolom (*Chopra, 1995*). Gumpalan massa pada titik diskrit ini ditentukan dari kontribusi massa semua elemen struktur yang terhubung pada titik diskrit tersebut yang dapat ditentukan dengan cara statis.

Disamping itu pada prinsip bangunan geser karena kekakuan aksial yang relatif besar pada sistem lantai maka hanya satu perpindahan saja yang diperhitungkan untuk satu arah pada semua joint lantai tersebut. Tetapi sekalipun

pelat lantai dan balok sangat kaku, namun kenyataannya masih mempunyai fleksibilitas juga, artinya kekakuannya tidak tak terhingga. Adanya kekakuan tertentu ini semakin jelas manakala terdapat struktur dinding yang lebih kaku dari balok dan timbulnya retak-retak rambut pada saat terjadi gempa. Sehingga anggapan bahwa balok mempunyai kekakuan tak terhingga cenderung konservatif (*Widodo, 2001*).

Bertitik tolak dari masalah tersebut di atas, maka akan dikaji penggunaan model-model massa terpusat yang berbeda-beda yaitu terkumpul pada pusat lantai atau tersebar pada banyak *joint* yang digunakan pada perencanaan struktur bangunan gedung. Adanya pelat akan diperhitungkan, karena anggapan diafragma kaku sekali yang selama ini diterapkan pada analisis bangunan geser tidak memperhitungkan tinjauan ketebalan pelat yang digunakan didalam analisisnya.

### **1.3. TUJUAN PENELITIAN**

Tujuan diadakannya penelitian ini adalah meninjau sejauh mana keakuratan respons struktur model bangunan geser antara lain waktu getar, simpangan struktur, distribusi gaya gempa, gaya geser tingkat terhadap model bangunan penahan momen pada struktur bangunan gedung, apabila ketebalan pelat ikut diperhitungkan dalam analisis.

### **1.4. MANFAAT PENELITIAN**

Hasil yang diperoleh dari penelitian ini nantinya bisa diketahui tingkat keamanan bangunan geser dan dapat dijadikan pertimbangan dalam aplikasi perencanaan.

### **1.5. PEMBATASAN PERMASALAHAN**

Didalam membandingkan analisis dinamis pada struktur bangunan gedung yang beraturan dengan model-model massa terpusat yang berlainan serta memperhitungkan ketebalan pelat akan dibatasi pada hal-hal sebagai berikut :



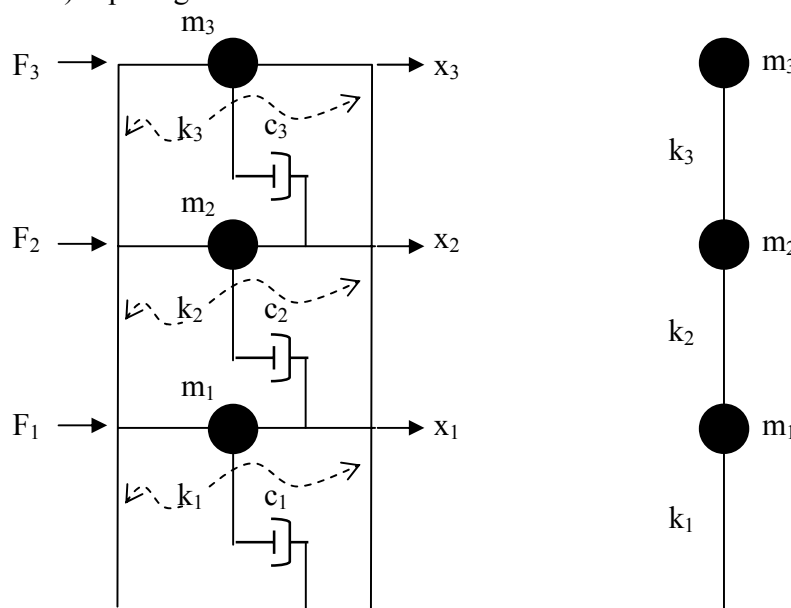
- Geometri struktur dan hubungan kurva tegangan-regangan bahan masih linier elastis.
- Struktur portal terbuka gedung beton bertulang tiga lantai tiga dimensi beraturan.
- Beban dinamis berupa beban gempa dengan arah horisontal yang direpresentasikan pada diagram spektrum respons.
- Tidak ada interaksi antara tanah dan struktur, sehingga struktur atas bangunan gedung dianalisis terpisah terhadap struktur bawah (pondasi) terhadap pengaruh gempa.

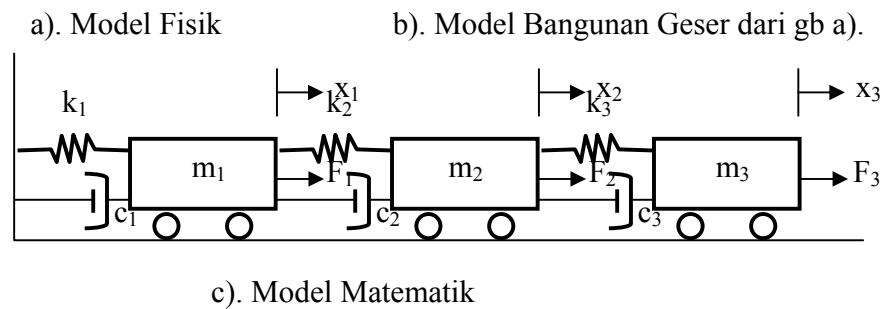
### BAB III DASAR TEORI

#### 3.1 MODEL MASSA BERGUMPAL (*LUMPED MASS*) SISTEM BANYAK DERAJAT KEBEBASAN PADA BANGUNAN GESER

Dalam analisis gedung bertingkat terhadap beban lateral gempa massa struktur gedung pada umumnya dapat dimodelkan sebagai massa yang menggumpal pada titik-titik tertentu yang tidak berdimensi (*lumped-mass*) yaitu pada tiap-tiap lantai tingkat. Titik pemusatan massa pada suatu lantai tingkat disebut pusat massa dari lantai tingkat tersebut, yang diketahui letaknya pada lantai tingkat tersebut sebagai titik tangkap dari resultante seluruh beban gravitasi (beban mati dan beban hidup) yang bekerja pada lantai tersebut (*Wangsadinata, 1993*). Dengan demikian untuk setiap tingkat hanya ada satu massa yang mewakili tingkat tersebut. Pada pusat massa inilah beban lateral gempa akan bekerja.

Secara garis besar prinsip kesetimbangan gaya-gaya juga dipakai dalam menyelesaikan problem dinamik. Tetapi pada problem dinamik persamaan gerakan yang disusun berdasarkan prinsip kesetimbangan dinamik. Untuk dapat menyusun persamaan tersebut maka dapat diambil model sistem Banyak Derajat Kebebasan (BDK) seperti gambar 3.1.





Gb. 3.1 Struktur dengan Banyak Derajat Kebebasan

Persamaan gerak sistem BDK pada bangunan geser apabila disusun dalam bentuk matriks: (Paz, 1985)

$$[m].\{x\} + [c].\{\dot{x}\} + [k].\{x\} = \{F(t)\} \quad (3.1)$$

dimana :

$[m]$  = matriks massa

$$= \begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{pmatrix}$$

$[c]$  = matriks redaman viskos

$$= \begin{pmatrix} c_1+c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2+c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{pmatrix}$$

$[k]$  = matriks kekakuan

$$= \begin{pmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{pmatrix}$$

$\{F(t)\}$  = vektor beban

$$= \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \end{Bmatrix}$$

$\{x\}$  = vektor percepatan

$$= \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix}$$

$\{x\}$  = vektor kecepatan

$$= \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix}$$

$\{x\}$  = vektor perpindahan

$$= \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix}$$

Pada getaran bebas maka persamaan (3.1) menjadi:

$$[m].\{x\} + [c].\{x\} + [k].\{x\} = 0 \dots \dots \dots (3.2)$$

Penyelesaian dari persamaan (2.2) tersebut akan diperoleh beberapa karakteristik struktur yang penting, yaitu  $\omega$ , T, f, ragam getar. Ragam getar ini menjadi parameter yang sangat penting karena respons struktur merupakan fungsi dari ragam getar tersebut.

Karena redaman pada struktur dinyatakan dalam rasio redaman yang relatif kecil harganya ( $\xi < 20\%$ ) maka dalam mencari frekuensi alami dan periode dapat diabaikan (*Chopra, 1995*). Sehingga persamaan (3.2) akan menjadi :

$$[m].\{x\} + [k].\{x\} = 0$$

$$[[k] - \omega^2[m]]\{\phi\}_n = 0 \dots \dots \dots (3.3)$$

dimana  $\phi$  adalah ragam getar struktur dan n adalah jumlah derajat kebebasan.

Persamaan (2.3) mempunyai solusi non-trivial apabila dipenuhi :

$$\text{determinan } [k] - \omega^2[m] = 0 \dots \dots \dots (3.4)$$

sejumlah akar  $N$  dari persamaan (3.4) tersebut menentukan  $n$  frekuensi sudut alami getaran  $\omega_n$  ( $n = 1, 2, \dots, N$ ). Dengan memasukkan kembali harga-harga  $\omega_n$  ke dalam persamaan (3.3) di atas akan diperoleh harga-harga  $\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_n$ . Selanjutnya dapat dihitung besarnya frekuensi alami  $f$  dan periode getar alami  $T$ , yaitu :

$$f = \omega / 2.\pi \quad (\text{hertz})$$

$$T = 1 / f \quad (\text{detik})$$

.....(3.5)

Chopra, 1995, mengemukakan bahwa pada struktur dengan massa yang tersebar pada setiap jointnya maka matriks massa yang terbentuk tetap merupakan matriks diagonal. Hal ini dikarenakan inertia rotasi diabaikan pengaruhnya pada praktek dinamika struktur.

Dalam perencanaan struktur bangunan gedung terhadap pengaruh gempa, pengaruh peretakan beton pada unsur-unsur struktur beton bertulang, beton pratekan dan baja komposit harus diperhitungkan terhadap kekakuannya. Untuk itu momen inersia penampang unsur struktur dapat ditentukan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan suatu persentase efektifas penampang sebagai berikut : (SNI 03-1726-2002)

- untuk kolom dan balok rangka beton bertulang terbuka : 75 %
- untuk dinding geser beton bertulang kantilever : 60 %
- untuk dinding geser beton bertulang berangkai :
  - komponen dinding yang mengalami tarikan aksial : 50 %
  - komponen dinding yang mengalami tekanan aksial : 80 %
  - komponen balok perangkai dengan tulangan diagonal : 40 %
  - komponen balok perangkai dengan tulangan memanjang: 20 %

Disamping itu nilai waktu getar alami fundamental ( $T_1$ ) struktur bangunan gedung harus dibatasi untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel, yaitu :

$$T_1 < \zeta * n$$

.....(3.6)

dimana  $n$  adalah jumlah tingkat dan koefisien  $\zeta$  ditetapkan menurut tabel sebagai berikut : (SNI 03-1726-2002)



$$\begin{matrix} u_x^{(i)} & 1 & 0 & -y^{(i)} & u_x^{(m)} \\ u_y^{(i)} & = & 0 & 1 & x^{(i)} & u_y^{(m)} \\ u_{\theta z}^{(i)} & 0 & 0 & u_{\theta z}^{(i)} & u_{\theta z}^{(m)} \end{matrix}$$

### 3.3 ANALISIS RAGAM SPEKTRUM RESPONS

Problem mendasar pada analisis dinamis struktur adalah menentukan respons struktur, yaitu perpindahan, kecepatan, percepatan massa dan gaya-gaya dalam pada struktur. Analisis ragam spektrum respons dapat digunakan untuk menentukan respons elastik struktur banyak derajat kebebasan yang didasarkan pada kenyataan bahwa respons dinamis suatu struktur merupakan superposisi dari respons masing-masing ragam getarnya, dimana dalam hal ini digunakan respons maksimumnya saja dari masing-masing ragam getar yang didapat dari spektrum respons gempa rencana (*Wilson, 2002*). Jumlah ragam getar yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam efektif dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90 % (*SNI 03-1726-2002*).

Penjumlahan respons ragam yang tersebut diatas dapat dilakukan dengan dua metode, yaitu :

- a. Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau *CQC*)
- b. Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of the Squares* atau *SRSS*)

Menurut SNI 03-1726-2002 metode *CQC* digunakan apabila struktur gedung mempunyai waktu getar alami yang berdekatan, yaitu selisih nilainya kurang dari 15 %. Sedangkan metode *SRSS* digunakan apabila struktur gedung mempunyai waktu getar alami yang berjauhan.

Dalam SNI 03-1726-2002 disyaratkan nilai akhir respons dinamik struktur bangunan gedung terhadap pembebanan gempa nominal dalam suatu arah tertentu tidak boleh diambil kurang dari 80 % nilai respons ragam yang pertama. Apabila respons dinamis struktur bangunan gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal, maka persyaratan tersebut di atas dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$V_t \geq 0,8 * V_1 \dots\dots\dots(3.9)$$

dimana :  $V_t$  = gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons

$V_1$  = gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama terhadap pengaruh gempa rencana

$$= (C_1 * I / R) / W_t$$

$C_1$  = nilai faktor respons gempa yang didapat dari gambar spektrum respons gempa rencana untuk waktu getar alami fundamental  $T_1$ .

$I$  = faktor keutamaan.

$R$  = faktor reduksi gempa representative dari gedung yang bersangkutan

= 1,6 (untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh)

$W_t$  = berat total gedung



## BAB IV METODOLOGI

Kajian teoritis dengan menggunakan paket program komputer yang beredar di pasaran sebagai alat bantu untuk menganalisis struktur. Untuk mendapatkan hasil yang memadai maka dalam penelitian ini dilakukan langkah-langkah sebagai berikut :

Pertama, dipilih beberapa buah portal terbuka dengan konfigurasi yang berlainan.

Setelah itu dilakukan pemodelan struktur dan pembebanannya, yaitu berupa spektrum respon gempa.

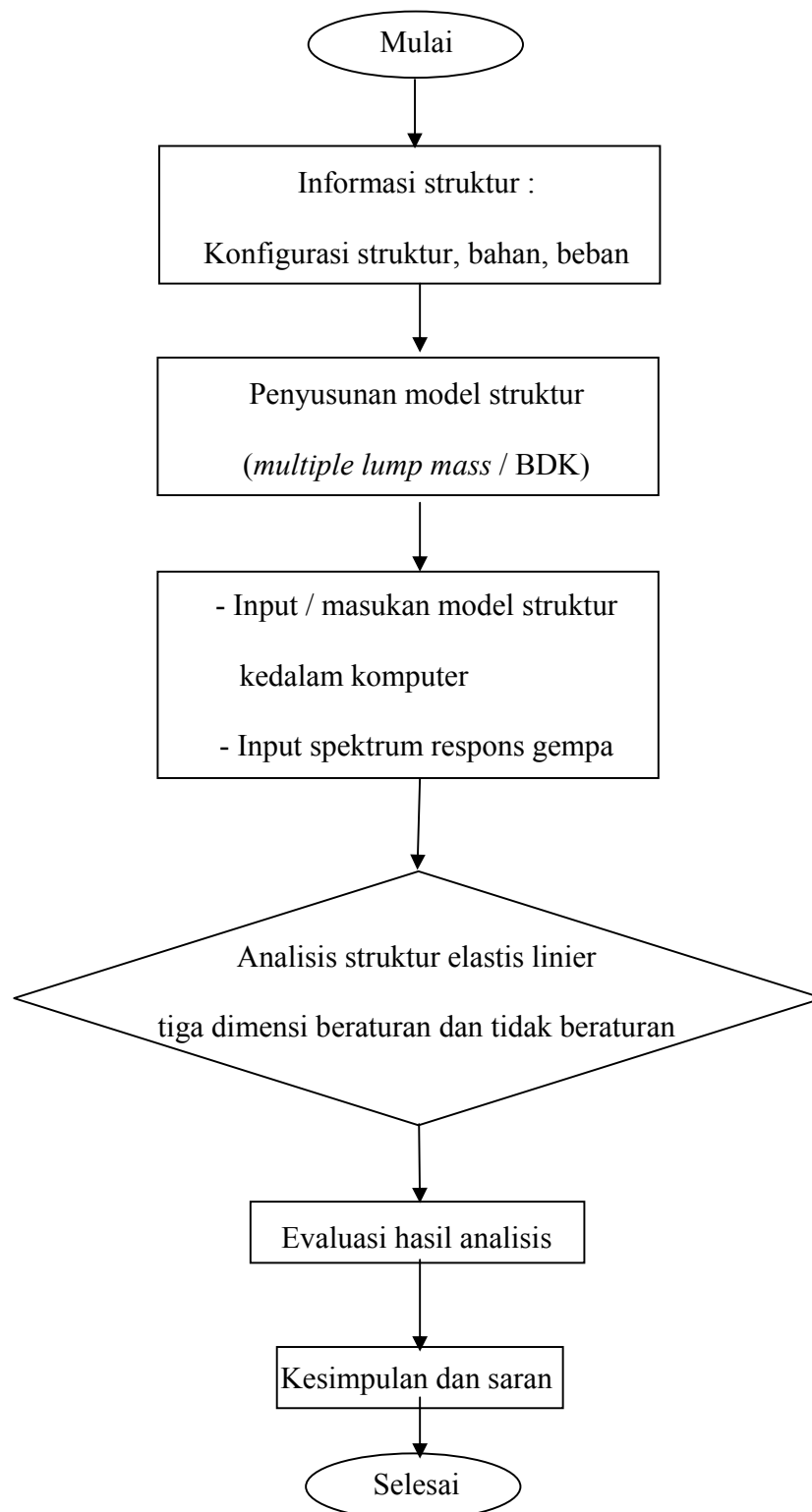
Kedua, dilakukan analisis dinamis dengan menggunakan paket program komputer yang beredar di pasaran.

Ketiga, setelah proses analisis selesai dilakukan maka dilakukan proses evaluasi hasil, baik untuk portal dengan satu *lump mass* pada tiap lantai maupun massa tersebar terhadap respon strukturnya, yaitu waktu getar, simpangan dan distribusi gaya gempa, gaya geser dasar pada struktur bangunan.

Hasil analisis akan divalidasi dengan model yang paling mendekati kondisi sesungguhnya dengan memperhitungkan ketebalan pelat yang dipakai, yaitu menggunakan elemen *shell* untuk memodelkan pelat lantai.

Keempat, pengambilan kesimpulan mengenai perbedaan respons struktur.

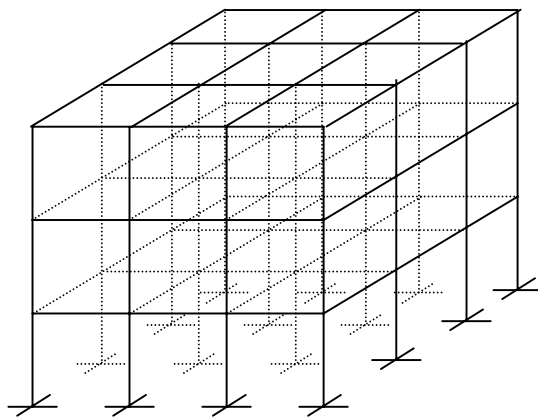
Kelima, saran.



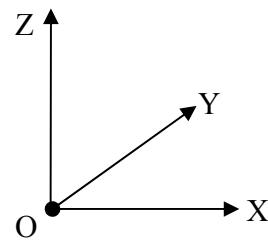
### BAGAN ALIR KEGIATAN

ILLUSTRASI :

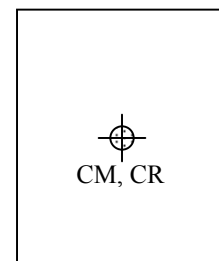
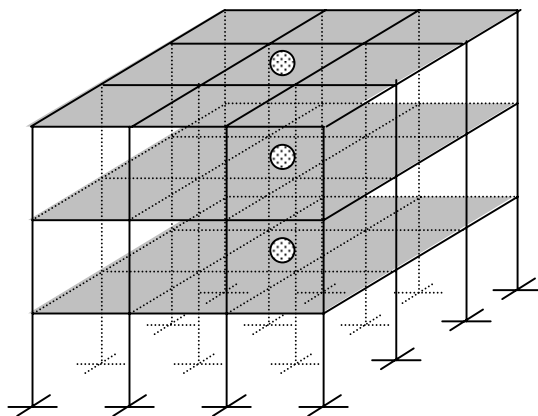
PORTAL TIGA DIMENSI BERATURAN :



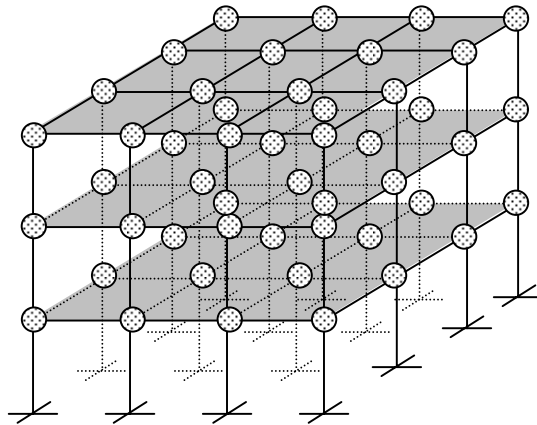
a). Konfigurasi Struktur



b). Model 1

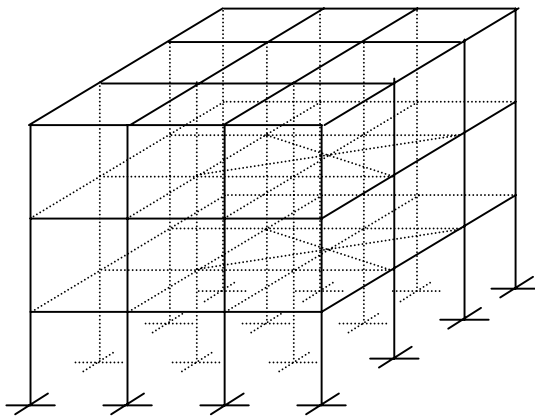


c). Model 2



d). Model 3

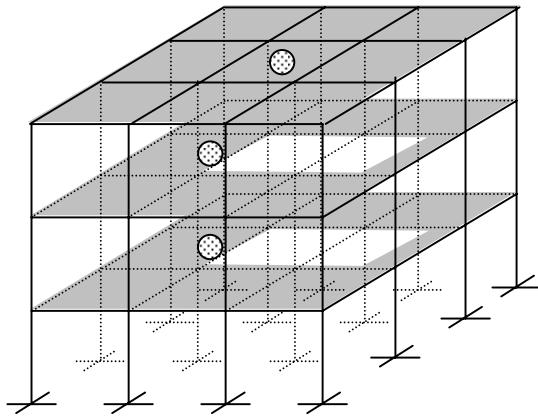
**PORTAL TIGA DIMENSI TIDAK BERATURAN :**



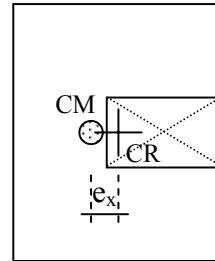
a). Konfigurasi Struktur



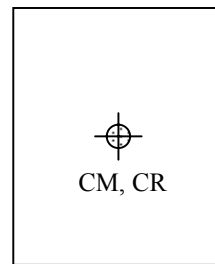
b). Model 1



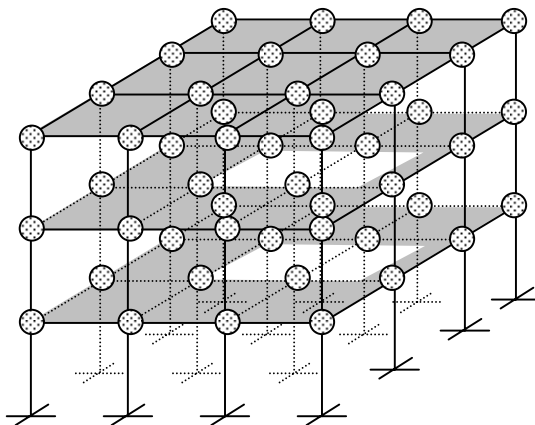
c). Model 2



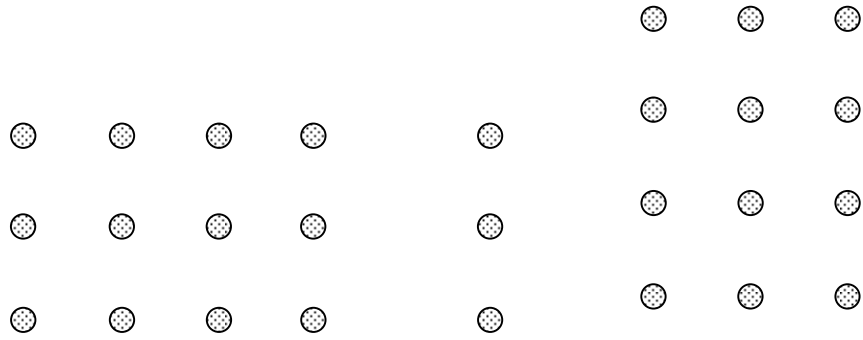
( Lantai 1 dan 2 )



(Lantai atap)



d). Model 3



## BAB II

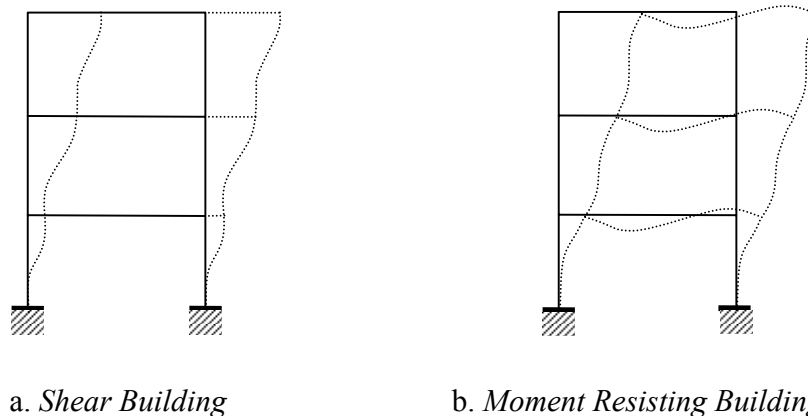
### STUDI PUSTAKA

#### 2.1. Umum

Beban dinamik adalah beban yang berubah-ubah menurut waktu. Karena intensitasnya berubah-ubah menurut waktu maka pengaruhnya terhadap struktur juga berubah-ubah. Sehingga penyelesaian problem dinamik sifatnya berulang-ulang menyertai sejarah pembebanan yang ada. Dalam analisis dinamik juga berlaku prinsip kesetimbangan gaya-gaya, yaitu kesetimbangan pada kondisi dinamik.

Struktur yang sesungguhnya direpresentasikan dengan model matematis. Model matematik pada hakekatnya adalah pemodelan suatu problem sedemikian rupa sehingga penyelesaian problem tersebut dapat dilakukan lebih mudah dengan memakai prinsip matematik. Untuk menyelesaikan problem dinamik maka perlu diadakan penyederhanaan atau anggapan. Penyederhanaan atau anggapan yang diambil pada model matematik sedemikian rupa sehingga secara keseluruhan diperoleh suatu ketelitian yang cukup tanpa adanya kesalahan yang berarti.

#### 2.2. Model Bangunan Geser (*Shear Building*) dan Bangunan Penahan Momen (*Moment Resisting Building*)



Gambar 2.1. Model Bangunan Gedung Bertingkat

Jumlah derajat kebebasan (*degree of freedom, DOF*) adalah jumlah minimum koordinat independen yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu massa pada saat tertentu. Pada problem dinamik setiap massa umumnya diperhitungkan berpindah tempat dalam satu arah saja yaitu arah horizontal. Bangunan satu tingkat dua dimensi dianggap hanya mempunyai satu derajat kebebasan (*single degree of freedom, SDOF*) dan bangunan dengan N tingkat mempunyai N derajat kebebasan atau struktur dengan banyak derajat kebebasan (*multi degree of freedom, MDOF*). Sehingga pada setiap tingkat terdapat hanya satu derajat kebebasan saja. Model ini dinamakan bangunan geser (*shear building, SB*) seperti terlihat pada gambar 2.1.a. Pada model ini dipakai beberapa anggapan, yaitu :

- Massa struktur dianggap terkonsentrasi (tergumpal) pada satu titik (*lumped mass*) untuk setiap lantai.
- Karena balok-balok portal berhubungan secara monolit dengan plat lantai maka lantai tingkat dianggap sangat kaku tak terhingga dibandingkan dengan kolom-kolomnya. Hal ini berarti bahwa titik hubung balok-kolom dianggap tidak berotasi, sehingga lantai tetap datar sebelum dan sesudah terjadinya penggoyangan.
- Deformasi aksial kolom diabaikan. Akibat dari anggapan ini maka lantai tingkat tetap pada elevasinya baik sebelum maupun sesudah terjadinya penggoyangan.

Dengan anggapan-anggapan tersebut diatas maka bangunan seakan-akan bergoyang akibat gaya geser saja dan lentur balok dianggap tidak ada. Untuk struktur tiga dimensi jumlah DOF pada setiap lantai berjumlah 3, yaitu 2 translasi horisonal pada arah yang saling tegak lurus dan 1 rotasi pada sumbu tegak lurus bidang horisontal.

Besarnya konstanta kekakuan setiap kolom SB adalah :

$$\text{untuk kolom dengan ujung jepit-jepit : } k_i = \frac{12EI_i}{L_i^3}$$

(2.2.1)

dimana :  $k_i$  = kekakuan kolom ke i

E = modulus elastisitas bahan kolom

$I_i$  = momen inersia penampang kolom ke i



$L_i$  = panjang kolom ke i

Matriks kekakuan untuk SB pada gambar 2.1.a. adalah :

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix}$$

(2.2.2)

dimana :

$$k_{11} = 2 \frac{12EI_1}{L_1^3} + 2 \frac{12EI_2}{L_2^3} = k_1 + k_2$$

$$k_{12} = 2 \left( -\frac{12EI_2}{L_2^3} \right) = -k_2$$

$$k_{13} = 0$$

$$k_{21} = 2 \left( -\frac{12EI_2}{L_2^3} \right) = -k_2$$

$$k_{22} = 2 \frac{12EI_2}{L_2^3} + 2 \frac{12EI_3}{L_3^3} = k_2 + k_3$$

$$k_{23} = 2 \left( -\frac{12EI_3}{L_3^3} \right) = -k_3$$

$$k_{31} = 0$$

$$k_{32} = 2 \left( -\frac{12EI_3}{L_3^3} \right) = -k_3$$

$$k_{33} = 2 \left( \frac{12EI_3}{L_3^3} \right) = k_3$$

(2.2.3)

Persamaan 2.2.2) dapat ditulis sebagai berikut :

$$[k] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$

(2.2.4)

Pada model bangunan yang lain pengaruh lenturan (kekakuan) balok dan rotasi titik hubung balok-kolom tetap diperhitungkan. Model semacam ini disebut bangunan penahan momen (*moment resisting building, MRB*) seperti terlihat ada gambar 2.1.b. Massa struktur diidealisasi sebagai *lumped mass* juga tapi pada sejumlah titik hubung. Massa yang digumpalkan pada satu titik hubung merupakan penjumlahan kontribusi massa dari semua elemen struktur yang terhubung pada titik hubung tersebut yang dihitung dengan cara statika. Sehingga dalam hal ini jumlah DOF menjadi tak terhingga banyaknya.

Penghitungan kekakuan kolom dengan memperhitungkan kekakuan balok dapat dipergunakan rumus-rumus yang dikembangkan oleh beberapa peneliti, diantaranya Blume (1961), Muto (1975), Aydin-Gonen (1994). Secara umum kekakuan menurut beberapa rumus tersebut hampir sama hasilnya, hanya saja pada tingkat dasar dan paling atas koefisien kekakuan menurut Blume sangat berbeda dari rumus-rumus yang lainnya. Perhitungan kekakuan balok akan lebih teliti apabila pengaruh pelat lantai ikut diperhitungkan, sehingga diperhitungkan sebagai balok T (Widodo, 2001).

### 2.3. Getaran Bebas MDOF

#### 2.3.1. Persamaan Gerak MDOF

Persamaan diferensial gerakan adalah ungkapan secara matematis yang mendefinisikan perpindahan dinamis dari suatu sistem struktur. Penyelesaian dari persamaan tersebut memberikan suatu gambaran yang lengkap dari respons sistem sebagai fungsi dari waktu. Salah satu cara untuk menurunkan persamaan gerak adalah dengan kesetimbangan dinamis (prinsip d' Alemberts), yaitu pada suatu massa bekerja gaya inersia yang sebanding dengan percepatannya tetapi dalam arah yang berlawanan.

Berdasarkan kesetimbangan dinamik pada gambar 2.2. di bawah maka dapat disusun persamaan-persamaan sebagai berikut :

$$m_1 \ddot{u}_1 + k_1 u_1 + c_1 \dot{u}_1 - k_2(u_2 - u_1) - c_2(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) - p_1(t) = 0 \quad (2.3.1)$$

$$m_2 \ddot{u}_2 + k_2(u_2 - u_1) + c_2(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) - k_3(u_3 - u_2) - c_3(\dot{u}_3 - \dot{u}_2) - p_2(t) = 0 \quad (2.3.2)$$

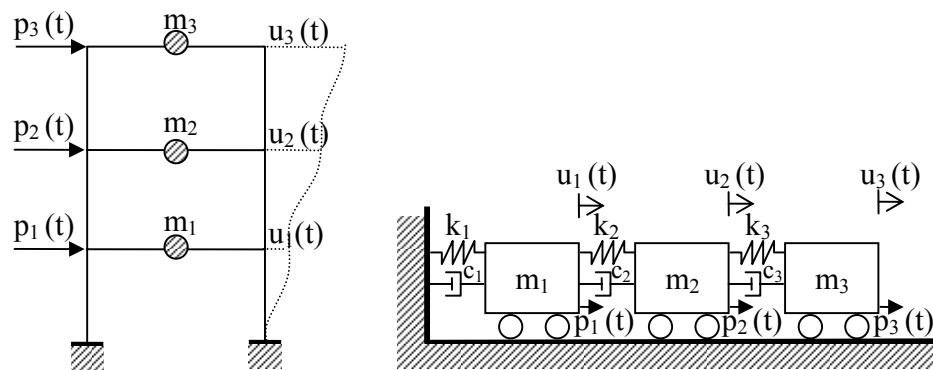
$$m_3 \ddot{u}_3 + k_3(u_3 - u_2) + c_3(\dot{u}_3 - \dot{u}_2) - p_3(t) = 0 \quad (2.3.3)$$

Persamaan tersebut di atas dapat disusun kembali menurut parameter yang sama, yaitu sebagai berikut :

$$m_1 \ddot{u}_1 + (c_1 + c_2) \dot{u}_1 - c_2 \dot{u}_2 + (k_1 + k_2) u_1 - k_2 u_2 = p_1(t) \quad (2.3.4)$$

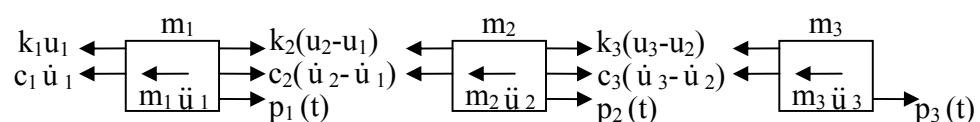
$$m_2 \ddot{u}_2 - c_2 \dot{u}_1 + (c_2 + c_3) \dot{u}_2 - c_3 \dot{u}_3 - k_2 u_1 + (k_2 + k_3) u_2 - k_3 u_3 = p_2(t) \quad (2.3.5)$$

$$m_3 \ddot{u}_3 - c_3 \dot{u}_2 + c_3 \dot{u}_3 - k_3 u_2 + k_3 u_3 = p_3(t) \quad (2.3.6)$$



a. Model Bangunan Geser

b. Model Matematik



c. Kestimbangan Gaya Masing-masing Massa

Gambar 2.2 Sistem Struktur Tiga Derajat Kebebasan

Persamaan tersebut diatas merupakan persamaan simultan non homogen dependen (*coupling*) yang apabila disusun dalam bentuk matriks adalah :

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1(t) \\ \ddot{u}_2(t) \\ \ddot{u}_3(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1(t) \\ \dot{u}_2(t) \\ \dot{u}_3(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \\ u_3(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \\ p_3(t) \end{Bmatrix}$$

(2.3.7)

atau dalam bentuk matriks yang lebih ringkas :

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{p(t)\}$$

(2.3.8)

dimana  $[m]$ ,  $[c]$ ,  $[k]$  adalah matriks massa diagonal, matriks redaman dan matriks kekakuan :

$$[m] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}, \quad [c] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix}, \quad [k] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 + k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ -k_3 \\ k_3 \end{Bmatrix} \quad (2.3.9)$$

Sedangkan  $\{\ddot{u}\}$ ,  $\{\dot{u}\}$ ,  $\{u\}$ ,  $\{p(t)\}$  adalah matriks percepatan, matriks kecepatan, matriks perpindahan (simpangan), matrik beban (*forced vibration*) :

$$\{\ddot{u}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1(t) \\ \ddot{u}_2(t) \\ \ddot{u}_3(t) \end{Bmatrix}, \quad \{\dot{u}\} = \begin{Bmatrix} \dot{u}_1(t) \\ \dot{u}_2(t) \\ \dot{u}_3(t) \end{Bmatrix}, \quad \{u\} = \begin{Bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \\ u_3(t) \end{Bmatrix}, \quad \{p(t)\} = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \\ p_3(t) \end{Bmatrix}$$

(2.3.10)

### 2.3.2. Periode Getar Struktur

Matriks persamaan gerak getaran bebas pada sistem MDOF adalah seperti pada persamaan 2.3.8) dengan nilai ruas kanan sama dengan nol, yaitu :

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = 0$$

(2.3.11)

Karena redaman pada struktur dinyatakan dalam rasio redaman yang relatif kecil harganya ( $\xi < 20\%$ ) maka dalam mencari frekuensi alami dan periode getar struktur dapat diabaikan (*Chopra, 1995*). Sehingga persamaan 2.3.11) akan menjadi :

$$[m]\{\ddot{u}\} + [k]\{u\} = 0 \quad (2.3.12)$$

persamaan diatas juga merupakan persamaan simultan homogen.

Sebagaimana kasus SDOF karena gerakan sistem untuk getaran bebas adalah harmonik sederhana, maka vektor perpindahan dapat ditulis :

(gerakan adalah harmonik, sehingga periodik yaitu dapat dinyatakan dengan fungsi sinus atau cosinus) (*Paz, 1985*)

$$\begin{aligned} \{u(t)\} &= \{\phi\}_j \sin(\omega t + \theta) \\ \{\dot{u}(t)\} &= \omega \{\phi\}_j \cos(\omega t + \theta) \\ \{\ddot{u}(t)\} &= -\omega^2 \{\phi\}_j \sin(\omega t + \theta) \\ &= -\omega^2 \{u(t)\} \end{aligned} \quad (2.3.13)$$

dimana :  $\omega$  adalah frekuensi sudut (frekuensi getaran) yang tidak tergantung waktu;  $\theta$  adalah sudut fasa;  $\{\phi\}_j$  vektor ragam getar, menunjukkan amplitudo relatif gerakan untuk masing-masing komponen perpindahan pada ragam getaran  $j$  yang tidak tergantung waktu.

Substitusi persamaan 2.3.13) ke dalam persamaan 2.3.12) menghasilkan :

$$\begin{aligned} -\omega^2 [m] \{\phi\}_j \sin(\omega t + \theta) + [k] \{\phi\}_j \sin(\omega t + \theta) &= 0 \\ \{[k] - \omega^2 [m]\} \{\phi\}_j \sin(\omega t + \theta) &= 0 \end{aligned} \quad (2.3.14)$$

Untuk semua harga  $t$  harus terpenuhi :

$$\{[k] - \omega^2 [m]\} \{\phi\}_j = 0 \quad (2.3.15)$$

(dinamakan persamaan karakteristik (*eigen problem*) dan merupakan persamaan simultan)

Solusi *eigen problem* ada 3 cara, yaitu : (*Wilson, 2002*)

- Determinan
- Invers dan iterasi
- Transformasi

Akar persamaan ini tidak sama dengan nol hanya apabila determinan = nol, yaitu :

$$| [k] - \omega^2 [m] | = \{0\} \quad (2.3.16)$$

Jika sistem mempunyai N DOF, maka polinomial derajat N dengan N solusi tunggal didapat :

$$\begin{array}{ccc} \omega_1 & \dots & \omega_n \\ \downarrow & & \downarrow \\ \phi_1 & \dots & \phi_n \end{array}$$

Frekuensi getaran yang paling rendah disebut frekuensi getar alami fundamental ( $\omega_1$ ).

Untuk  $\omega_j$  yang sudah didapat dimasukkan ke dalam persamaan  $\{[k] - \omega_j^2 [m]\} \{\phi\}_j = 0$  untuk mendapatkan  $\phi_j$ . Sehingga suatu sistem dengan N DOF mengandung N ragam getar yang terpisah.

Periode getar alami struktur adalah :

$$T_j = \frac{2\pi}{\omega_j} \quad (2.3.17)$$

Sebagaimana  $\omega$  untuk  $j = 1$  maka  $T_1$  dan  $\phi_1$  dinamakan periode getar alami fundamental dan ragam getar fundamental struktur.

Disusun dalam bentuk matriks :

$$\{\omega\} = \begin{Bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \dots \\ \omega_n \end{Bmatrix}, [\Phi] = [\phi_1 \ \phi_2 \ \dots \ \phi_n] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \dots & \phi_{nn} \end{bmatrix}, \{T\} = \begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \\ \dots \\ T_n \end{Bmatrix} \quad (2.3.18)$$

### 2.3.3. Kondisi Ortogonal

Ragam getar pada setiap sistem MDOF mempunyai 2 sifat ortogonal yang memungkinkan penyederhanaan penting dalam persamaan gerak umum. Sifat ortogonal ragam merupakan hubungan yang sangat penting antara dua ragam getaran bebas. Hal ini mengandung arti masing-masing ragam benar-benar tidak tergantung satu sama yang lainnya.

Persamaan *eigenproblem* yang menghasilkan ragam ke  $j$  dan  $k$  :

$$\omega_j^2 [m] \{\phi\}_j = [k] \{\phi\}_j$$

$$\omega_k^2 [m] \{\phi\}_k = [k] \{\phi\}_k$$

(2.3.19)

Apabila persamaan 2.3.18) ditransposkan dan dikalikan akhir dengan  $\{\phi\}_k$  :

$$\{\omega_j^2 [m] \{\phi\}_j\}^T \{\phi\}_k = \{[k] \{\phi\}_j\}^T \{\phi\}_k$$

(2.3.20)

Karena  $\{[a][b]\}^T = [b]^T [a]^T$ , maka persamaan 2.3.20) dapat ditulis :

$$\omega_j^2 \{\phi\}_j^T [m]^T \{\phi\}_k = \{\phi\}_j^T [k]^T \{\phi\}_k$$

(2.3.21)

Matriks  $[m]$  dan  $[k]$  simetris sehingga  $[m]^T = [m]$  dan  $[k]^T = [k]$

Apabila persamaan 2.3.19) dikalikan awal dengan  $\{\phi\}_j^T$  :

$$\omega_k^2 \{\phi\}_j^T [m] \{\phi\}_k = \{\phi\}_j^T [k] \{\phi\}_k$$

(2.3.22)

Ruas kanan persamaan 2.3.21) dan 2.3.22) adalah sama. Maka apabila persamaan 2.3.21) dikurangi dengan persamaan 2.3.22) akan didapat :

$$(\omega_j^2 - \omega_k^2) \{\phi\}_j^T [m] \{\phi\}_k = 0$$

(2.3.23)

Karena  $\omega_i^2 \neq \omega_j^2$ , maka  $\{\phi\}_j^T [m] \{\phi\}_k = 0$  untuk  $j \neq k$

(2.3.24)

Kondisi yang sama terjadi pada ortogonalitas kekakuan, yaitu :

$$\{\phi\}_j^T [k] \{\phi\}_k = 0 \quad \text{untuk } j \neq k$$

(2.3.25)

Ortogonalitas untuk redaman tidak banyak diketahui karena persoalan redaman masih relatif rumit dibandingkan dengan massa struktur dan kekakuan tingkat. Karena keterbatasan tersebut maka diambil asumsi bahwa redaman juga mempunyai sifat ortogonal sebagaimana massa dan kekakuan (*Widodo, 2001*), sehingga :

$$\{\phi\}_j^T [c] \{\phi\}_k = 0 \quad \text{untuk } j \neq k$$

(2.3.26)

### 2.3.4. Normalisasi

Nilai-nilai penyelesaian persamaan simultan homogen tidak memberikan nilai yang tetap (pasti), tetapi hanya merupakan perbandingan saja. Nilai salah satu koordinat ragam getar  $\phi = 1$ , sedangkan nilai koordinat yang lainnya merupakan perbandingan dengan nilai 1 tersebut.

Nilai sebenarnya dengan normalisasi untuk struktur yang mempunyai matriks massa diagonal adalah : (*Paz, 1985*)

$$\bar{\phi}_{ij} = \frac{\phi_{ij}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij}^2}}$$

(2.3.27)

dimana  $\bar{\phi}_{ij}$  adalah normalisasi komponen i dari vektor ragam j.

Secara umum pada sistem yang mempunyai N DOF nilai-nilai normalisasi elemen ragam getar tersebut dapat disusun dalam bentuk matriks sebagai berikut :

$$[\bar{\Phi}] = \begin{bmatrix} \bar{\phi}_{11} & \bar{\phi}_{12} & \dots & \bar{\phi}_{1n} \\ \bar{\phi}_{21} & \bar{\phi}_{22} & \dots & \bar{\phi}_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\phi}_{n1} & \bar{\phi}_{n2} & \dots & \bar{\phi}_{nn} \end{bmatrix}$$

(2.3.28)

(dinamakan *normalized modal matrix*)



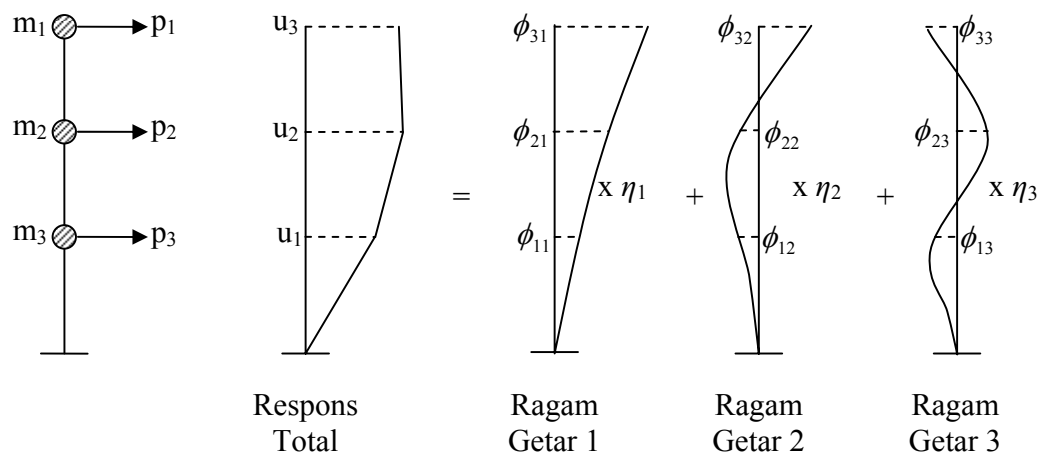
Kondisi ortogonalitasnya secara umum dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$[\Phi]^T [m] [\Phi] = [ I ] \quad (2.3.29)$$

dimana [ I ] adalah matriks identitas

### 2.3.5. Respons Struktur dengan Analisis Superposisi Ragam (*Modal Analysis*)

Analisis superposisi ragam adalah cara umum untuk menganalisis respons sistem linier MDOF, dimana respons struktur dinyatakan dengan ragam getaran bebas yang diselesaikan dengan menggunakan fasilitas ortogonal.



Gambar 2.3. Response Struktur (Perpindahan) yang Dinyatakan sebagai Penjumlahan dari Komponen Ragam Getar

Persamaan gerak dalam bentuk umum sebagaimana persamaan 2.3.8) :

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{p(t)\}$$

Penyelesaian persamaan di atas berupa penjumlahan dari respons tiap-tiap ragam getar  $\phi_{ij}$ , yaitu :

$$u_i(t) = \sum_{j=1}^n \phi_{ij} \eta_j(t), \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2.3.30)$$

atau dalam bentuk matriks :  $\{u\} = [\Phi]\{\eta\}$

$$\text{dan} \quad \{\dot{\mathbf{u}}\} = [\Phi]\{\dot{\eta}\}, \quad \{\ddot{\mathbf{u}}\} = [\Phi]\{\ddot{\eta}\} \quad (2.3.31)$$

dimana :

$$[\Phi] = [\phi_1 \quad \phi_2 \quad \dots \quad \phi_n] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \dots & \phi_{nn} \end{bmatrix} \quad (2.3.32)$$

masing-masing kolom pada persamaan di atas menunjukkan satu ragam getaran bebas.

$\eta$  adalah vektor koordinat normal sistem atau koordinat umum.

Persamaan gerak getaran bebas tanpa redaman sebagaimana persamaan 2.3.12) :

$$[\mathbf{m}]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{k}]\{\mathbf{u}\} = 0$$

Biasanya persamaan gerak dari suatu sistem N DOF diubah menjadi N persamaan gerak terurai dengan acuan koordinat normal.

Substitusi persamaan 2.3.30) kedalam persamaan 2.3.12) dan dikalikan awal dengan

$[\Phi]^T$  dengan ruas kanan sama dengan nol :

$$[\Phi]^T [\mathbf{m}][\Phi]\{\ddot{\eta}\} + [\Phi]^T [\mathbf{k}][\Phi]\{\eta\} = 0 \quad (2.3.33)$$

apabila :  $m^* = \{\phi\}_j^T [\mathbf{m}] \{\phi\}_j$  (dinamakan massa umum dari ragam j, yaitu massa ekuivalen dari ragam j yang diperlakukan sebagai sistem SDOF)

$$\text{atau dalam bentuk matriks : } [m^*] = [\Phi]^T [\mathbf{m}][\Phi]$$

$$(2.3.34)$$

(dinamakan matriks diagonal massa umum)

dan

$$[k^*] = [\Phi]^T [\mathbf{k}][\Phi] \quad (2.3.35)$$

(dinamakan matriks kekakuan umum)

maka persamaan 2.3.12) menjadi :

$$[m^*]\{\ddot{\eta}\} + [k^*]\{\eta\} = 0 \quad (2.3.36)$$

$$\text{atau} \quad : \begin{bmatrix} m_1^* & & & \\ & m_2^* & & \\ & & \ddots & \\ & & & m_n^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\eta}_1 \\ \ddot{\eta}_2 \\ \dots \\ \ddot{\eta}_n \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1^* & & & \\ & k_2^* & & \\ & & \ddots & \\ & & & k_n^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \eta_1 \\ \eta_2 \\ \dots \\ \eta_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.3.37)$$

yaitu merupakan n persamaan independent atau terurai (*uncoupled*) SDOF :

$$\begin{aligned} m_1^* \ddot{\eta}_1 + k_1^* \eta_1 &= 0 \\ &\vdots \\ m_n^* \ddot{\eta}_n + k_n^* \eta_n &= 0 \end{aligned} \quad (2.3.38)$$

Dari persamaan 2.3.22) untuk  $j = k$ , didapat  $k_j^* = \omega_j^2 m_j^*$ , maka persamaan-persamaan di atas dapat ditulis sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \ddot{\eta}_1 + \omega_1^2 \eta_1 &= 0 \\ &\vdots \\ \ddot{\eta}_n + \omega_n^2 \eta_n &= 0 \end{aligned} \quad (2.3.39)$$

Perpindahan total dari suatu massa sistem dapat ditulis sebagai penjumlahan dari vektor ragam getar ke  $j$  ( $\phi_j$ ) dikalikan dengan suatu amplitudo  $\eta$ .

Sehingga respons struktur adalah :

$$\begin{aligned} u_i(t) &= \sum_{j=1}^n \{\phi\}_{ij} \sin(\omega_j t + \theta_j) \\ \dot{u}_i(t) &= \sum_{j=1}^n \omega_j \{\phi\}_{ij} \cos(\omega_j t + \theta_j), \quad i = 1, 2, \dots, n \end{aligned} \quad (2.3.40)$$

dimana  $\theta_j$  didapat dari kondisi batas  $t = 0$ , yaitu simpangan awal  $u(0)$  dan kecepatan awal  $\dot{u}(0)$ .

## 2.4. Respons Struktur MDOF terhadap Beban Luar dengan Analisis Superposisi Ragam (*Modal Analysis*)

### 2.4.1. Getaran Paksa Tanpa Redaman

Persamaan gerak getaran paksa tanpa redaman :

$$[m]\{\ddot{u}\} + [k]\{u\} = \{p(t)\} \quad (2.4.1)$$

Penyelesaian persamaan diatas dapat dipecahkan menjadi solusi komplementer dan partikular, yaitu :

$$\{u(t)\} = \{u_c(t)\} + \{u_p(t)\} \quad (2.4.2)$$

Solusi komplementer berupa persamaan simultan homogen pada problem getaran bebas, yaitu :

$$[m]\{\ddot{u}\} + [k]\{u\} = 0 \quad (\text{dari persamaan 2.3.12})$$

$$\{u(t)\} = \sum_{j=1}^n \{\phi\}_{ij} \sin(\omega_j t + \theta_j) \quad (\text{dari persamaan 2.3.40})$$

Sedangkan solusi partikular diselesaikan dengan superposisi ragam, yaitu :

$$[m]\{\ddot{u}\} + [k]\{u\} = \{p\} \quad (2.4.3)$$

$$\{u_p(t)\} = [\Phi]\{\eta(t)\}$$

$$\{\ddot{u}_p(t)\} = [\Phi]\{\ddot{\eta}(t)\} \quad (\text{dari persamaan 2.3.31})$$

$$[m][\Phi]\{\ddot{\eta}\} + [k][\Phi]\{\eta\} = \{p(t)\} \quad (2.4.4)$$

Kedua ruas persamaan dikalikan awal dengan  $[\Phi]^T$ , didapat :

$$[\Phi]^T [m][\Phi]\{\ddot{\eta}\} + [\Phi]^T [k][\Phi]\{\eta\} = [\Phi]^T \{p(t)\} \quad (2.4.5)$$

Apabila :  $[m^*] = [\Phi]^T [m] [\Phi]$  (dari persamaan 2.3.34))

$[k^*] = [\Phi]^T [k] [\Phi]$  (dari persamaan 2.3.35))

$[p^*] = [\Phi]^T \{p(t)\}$

(2.4.6)

(dinamakan matriks beban umum)

Maka persamaan 2.4.5) menjadi :

$[m^*]\{\ddot{\eta}\} + [k^*]\{\eta\} = \{p^*\}$

(2.4.7)

atau

$$\begin{bmatrix} m_1^* & & & \\ & m_2^* & & \\ & & \ddots & \\ & & & m_n^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\eta}_1 \\ \ddot{\eta}_2 \\ \dots \\ \ddot{\eta}_n \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1^* & & & \\ & k_2^* & & \\ & & \ddots & \\ & & & k_n^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \eta_1 \\ \eta_2 \\ \dots \\ \eta_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1^* \\ p_2^* \\ \dots \\ p_n^* \end{Bmatrix}$$

(2.4.8)

yaitu merupakan n persamaan independen (*uncoupled*) SDOF :

$m_1^* \ddot{\eta}_1 + k_1^* \eta_1 = p_1^*$

$\vdots$

$m_n^* \ddot{\eta}_n + k_n^* \eta_n =$

$p_n^*$

(2.4.9)

Penyelesaian masing-masing persamaan independen (*uncoupled*) SDOF :

$m_j^* \ddot{\eta}_j + k_j^* \eta_j =$

$p_j^*$

(2.4.10)

Karena  $k_j^* = \omega_j^2 m_j^*$ , maka persamaan diatas menjadi :

$\ddot{\eta}_j + \omega_j^2 \eta_j = \frac{p_j^*}{m_j^*}$

(2.4.11)

Persamaan ini dapat diselesaikan dengan integrasi numerik, Duhamel dan sebagainya.

$$\eta_j(t) = \frac{\eta_j^*(0)}{\omega_j} \sin \omega_j t + \eta_j(0) \cos \omega_j t + \frac{1}{m_j^* \omega_j} \int_0^t p_j^*(\tau) \sin \omega_j (t - \tau) d\tau$$

(2.4.12)

dimana :

$$\eta_j(0) = \frac{\{\phi\}_j^T [m] \{v(0)\}}{m_j^*}$$

(2.4.13)

$$\eta_j^*(0) = \frac{\{\phi\}_j^T [m] \{\dot{v}(0)\}}{m_j^*}$$

(2.4.14)

Solusi akhir dalam koordinat geometrik adalah :

$$u_i(t) = \sum_{j=1}^n \{\phi\}_{ij} \eta_j(t), \quad i = 1, 2, \dots, n$$

(2.4.15)

### 2.4.2. Getaran Paksa dengan Redaman

Persamaan gerak dengan redaman sebagaimana persamaan 2.3.8) :

$$[m] \{\ddot{u}\} + [c] \{\dot{u}\} + [k] \{u\} = \{p(t)\}$$

Diasumsikan penyelesaian dalam bentuk :

$$\{u(t)\} = [\Phi] \{\eta(t)\}$$

$$\{\dot{u}(t)\} = [\Phi] \{\dot{\eta}(t)\}$$

$$\{\ddot{u}(t)\} = [\Phi] \{\ddot{\eta}(t)\} \quad (\text{dari persamaan 2.3.31})$$

Sehingga persamaan gerak dapat ditulis :

$$[m][\Phi] \{\ddot{\eta}\} + [c][\Phi] \{\dot{\eta}\} + [k][\Phi] \{\eta\} = \{p(t)\}$$

(2.4.16)

Kedua ruas persamaan 2.4.16) dikalikan awal dengan  $[\Phi]^T$ , didapat :

$$[\Phi]^T [m][\Phi] \{\ddot{\eta}\} + [\Phi]^T [c][\Phi] \{\dot{\eta}\} + [\Phi]^T [k][\Phi] \{\eta\} = [\Phi]^T \{p(t)\}$$

(2.4.17)

Apabila :  $[m^*] = [\Phi]^T [m] [\Phi]$  (dari persamaan 2.3.34))

$$[c^*] = [\Phi]^T [c] [\Phi]$$

(2.4.18)

(dinamakan matriks redaman umum)

$$[k^*] = [\Phi]^T [k] [\Phi] \quad (\text{dari persamaan 2.3.35})$$

$$[p^*] = [\Phi]^T \{p(t)\} \quad (\text{dari persamaan (2.4.6)})$$

maka persamaan (2.4.17) menjadi :

$$[m^*] \{\ddot{\eta}\} + [c^*] \{\dot{\eta}\} + [k^*] \{\eta\} = \{p^*(t)\}$$

(2.4.19)

yaitu merupakan n persamaan independen (*uncoupled*) SDOF :

$$m_1^* \ddot{\eta}_1 + c_1^* \dot{\eta}_1 + k_1^* \eta_1 = p_1^*$$

⋮

$$m_n^* \ddot{\eta}_n + c_n^* \dot{\eta}_n + k_n^* \eta_n = p_n^*$$

(2.4.20)

Penyelesaian masing-masing persamaan independen (*uncoupled*) SDOF :

$$m_j^* \ddot{\eta}_j + c_j^* \dot{\eta}_j + k_j^* \eta_j = p_j^*$$

(2.4.21)

Karena redaman absolut struktur cukup sulit ditentukan ataupun diperkirakan, maka untuk menentukan matriks redaman dapat dipergunakan rasio redaman yang besarnya dapat diperkirakan dari dasar-dasar pengalaman sebelumnya (*Paz, 1985*), lihat tabel 2.1.

Sehingga persamaan 2.4.18) menjadi :

$$[c^*] = [\Phi]^T [c] [\Phi]$$

$$= 2 \zeta_j \omega_j m_j^*$$

karena :  $k_j^* = \omega_j^2 m_j^*$

$$\zeta_j = \frac{c_j^*}{2 m_j^* \omega_j}$$

(2.4.22)

maka persamaan (2.4.21) menjadi :

$$\ddot{\eta}_j + 2\xi_j\omega_j\dot{\eta}_j + \omega_j^2\eta_j = \frac{p_j^*}{m_j^*}$$

(2.4.23)

(masing-masing ragam hanya berhubungan dengan frekuensi dan rasio redaman)

Solusi dalam bentuk koordinat ragam :

$$\eta_j(t) = e^{-\xi_j\omega_j t} \left( \eta_j(0) \cos \omega_{D_j} t + \frac{\dot{\eta}_j(0) + \xi_j\omega_j\eta_j(0)}{\omega_{D_j}} \sin \omega_{D_j} t \right) + \frac{1}{m_j^* \omega_{D_j}} \int_0^t p_j^*(\tau) e^{-\xi_j\omega_j(t-\tau)} \sin \omega_{D_j}(t-\tau) d\tau$$

(2.4.24)

dimana :

$$\omega_j = \sqrt{\frac{k_j^*}{m_j^*}}$$

$$\omega_{D_j} = \omega_j \sqrt{1 - \xi_j^2}$$

$$\eta_j(0) = \frac{\{\phi\}_j^T [m] \{v(0)\}}{m_j^*}$$

$$\dot{\eta}_j(0) = \frac{\{\phi\}_j^T [m] \{\dot{v}(0)\}}{m_j^*}$$

(2.4.25)

Solusi akhir dalam koordinat geometrik adalah :

$$u_i(t) = \sum_{j=1}^n \{\phi\}_{ij} \eta_j(t), \quad i = 1, 2, \dots, n$$

(2.4.26)

Tabel 2.1. Nilai-nilai Rasio Redaman untuk Berbagai Jenis dan Kondisi (*Widodo, 2001*)

No	Level Tegangan	Jenis dan Kondisi	Rasio Redaman
----	----------------	-------------------	---------------



	(Stress Level)	Struktur	$\xi$
1	Tegangan elastis atau tegangan kurang $\frac{1}{2}$ tegangan leleh	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Struktur baja las, beton prategang, beton biasa retak rambut</li> <li>- Beton biasa retak minor</li> <li>- Struktur baja sambungan baut, keling dan struktur kayu dengan sambungan baut, paku</li> </ul>	<p style="text-align: right;">2 – 3 %</p> <p style="text-align: right;">3 – 5 %</p> <p style="text-align: right;">5 – 7 %</p>
2	Tegangan sedikit dibawah leleh atau pada saat leleh	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Struktur baja las, beton prategang tanpa kehilangan prategang secara total</li> <li>- Beton prategang dengan tegangan lanjut, beton biasa</li> <li>- Struktur baja dengan sambungan baut, keling atau struktur kayu dengan sambungan baut</li> <li>- Struktur kayu dengan sambungan paku</li> </ul>	<p style="text-align: right;">5 – 7 %</p> <p style="text-align: right;">7 – 10 %</p> <p style="text-align: right;">10 – 15 %</p> <p style="text-align: right;">15 – 20 %</p>
Sumber : Newmark N.M., Hall W.J. (1982)			

### 2.4.3. Akibat Pembebanan Gempa

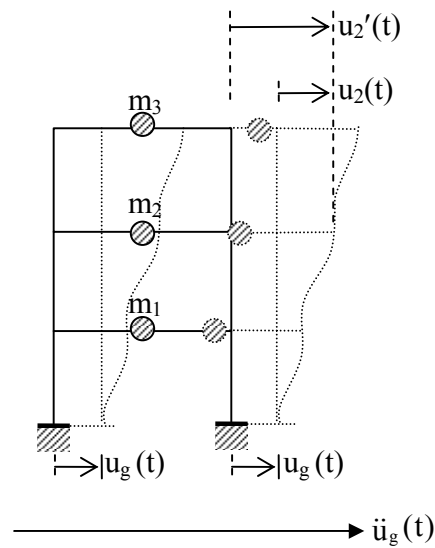
Tidak ada gaya dinamik eksternal (luar) yang bekerja pada tiap lantai tingkat. Gangguan dari luar dalam hal ini adalah berupa gerakan tanah akibat gempa pada dasar struktur, seperti terlihat pada gambar 2.4.

$$u'_i = u_i + u_g$$

$$\dot{u}'_i = \dot{u}_i + \dot{u}_g$$

$$\ddot{u}'_i = \ddot{u}_i + \ddot{u}_g$$

(2.4.27)



Gambar 2.4 Respons Akibat Beban Gempa

Persamaan gerak :

$$[m]\{\ddot{u}'\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{0\} \quad (2.4.28)$$

$$[m](\{\ddot{u}\} + \{\ddot{u}_g\}) + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{0\} \quad (2.4.29)$$

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = - [m]\{\ddot{u}_g\} \quad (2.4.30)$$

Kalau  $[m]$  adalah matriks diagonal maka :

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = - [m]\{1\} \ddot{u}_g(t) \quad (2.4.31)$$

$$\text{dimana } \{1\} = [1 \ 1 \ 1 \ \dots \ 1]^T \text{ dengan dimensi } N \quad (2.4.32)$$

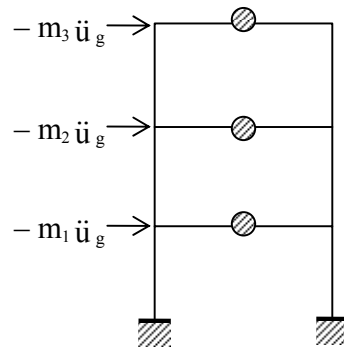
Persamaan 2.3.8) dan 2.4.31) apabila dibandingkan menunjukkan bahwa persamaan gerak struktur yang mengalami dua pembebanan yang berbeda, yaitu percepatan tanah  $\ddot{u}_g(t)$  dan gaya luar  $- [m]\{1\} \ddot{u}_g(t)$  adalah sama. Respons perpindahan struktur  $\{u(t)\}$  akibat percepatan tanah  $\ddot{u}_g(t)$  identik dengan respons struktur terjepit pada tumpuannya yang memikul beban luar sebesar massa lantai

dikalikan percepatan tanah. Sehingga gerakan tanah seperti pada gambar 2.4. dapat diganti dengan gaya gempa efektif seperti terlihat pada gambar 2.5. sebesar :

$$p_{i \text{ eff}}(t) = - m_i \ddot{u}_g(t)$$

$$(2.4.33)$$

dimana  $i = 1, 2, \dots, n$ .



Gambar 2.5 Gaya Gempa Efektif

Apabila  $\{u(t)\} = [\Phi]\{\eta\}$ , maka pers. (2.4.31) menjadi :

$$[\Phi]^T [m][\Phi]\{\ddot{\eta}\} + [\Phi]^T [c][\Phi]\{\dot{\eta}\} + [\Phi]^T [k][\Phi]\{\eta\} = [\Phi]^T [m]\{1\} \ddot{u}_g(t)$$

$$(2.4.34)$$

$$m_j^* \ddot{\eta}_j + c_j^* \dot{\eta}_j + k_j^* \eta_j = p_j^*$$

$$(2.4.35)$$

$$\ddot{\eta}_j + 2 \zeta_j \omega_j \dot{\eta}_j + \omega_j^2 \eta_j = \Gamma_j \ddot{u}_g(t)$$

$$(2.4.36)$$

$$\ddot{D}_j + 2 \zeta_j \omega_j \dot{D}_j + \omega_j^2 D_j = \ddot{u}_g(t)$$

$$(2.4.37)$$

dimana :

$$\Gamma_j = \frac{L_j}{m_j^*}, \text{ yaitu faktor partisipasi ragam } j$$

$$(2.4.38)$$

$$L_j = \{\phi_j\}^T [m] \{1\}, \quad \text{yaitu faktor ragam eksitasi gempa}$$

(2.4.38)

$$D_j = \frac{\eta_j}{\Gamma_j}$$

(2.4.39)

Solusi akhir dalam koordinat geometrik adalah :

$$u_i(t) = \sum_{j=1}^n \Gamma_j \{\phi_{ij}\} D_j$$

(2.4.40)

## 2.5. Analisis Ragam Spektrum Respons

Hal yang perlu diperhatikan dalam merancang struktur bangunan yang mendapat pengaruh getaran akibat gempa adalah menentukan nilai maksimum respons struktur, yaitu perpindahan, kecepatan, percepatan massa dan gaya-gaya dalam pada struktur. Analisis ragam spektrum respons dapat digunakan untuk menentukan respons elastik struktur MDOF yang didasarkan pada kenyataan bahwa respons dinamis suatu struktur merupakan superposisi dari respons masing-masing ragam getarnya, dimana dalam hal ini digunakan respons maksimumnya saja dari masing-masing ragam getar yang didapat dari spektrum respons gempa rencana (*Wilson, 2002*). Jumlah ragam getar yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam efektif dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90 % (*SNI 03-1726-2002*).

Spektrum respons merupakan plot harga-harga maksimum besarnya respons sebagai fungsi dari periode  $T_n$  (periode getar alami struktur) dan rasio redaman  $\xi$  pada sistem SDOF. Respons-respons maksimum tersebut dapat berupa simpangan maksimum (spektrum perpindahan  $S_d$ ), kecepatan maksimum (spektrum kecepatan  $S_v$ ) dan percepatan maksimum (spektrum percepatan  $S_a$ ). Setiap solusi menghasilkan hanya satu harga maksimum dari spektrum respons. Prosedur analisis spektrum

respons meliputi penentuan harga-harga maksimum respons struktur dengan menggunakan catatan spektrum gempa. Sehingga semua sistem dengan  $T_n$  dan  $\xi$  yang sama akan mempunyai respons yang sama pula, walaupun yang satu massanya lebih besar atau lebih kaku dari yang lain.

Dalam pembuatan spektrum respons pada umumnya nilai  $S_v$  dan  $S_a$  adalah merupakan fungsi dari  $S_d$  dan  $T_n$ .

Spektrum simpangan relatif ditulis dalam bentuk :

$$S_d(\xi, T) \equiv S_d \text{ maks } |u(t)| \quad (2.5.1)$$

Sedangkan spektrum kecepatan dan percepatan dicari dengan pendekatan, yaitu :

$$S_v(\xi, T) \approx \omega S_d(\xi, T) \quad (2.5.2)$$

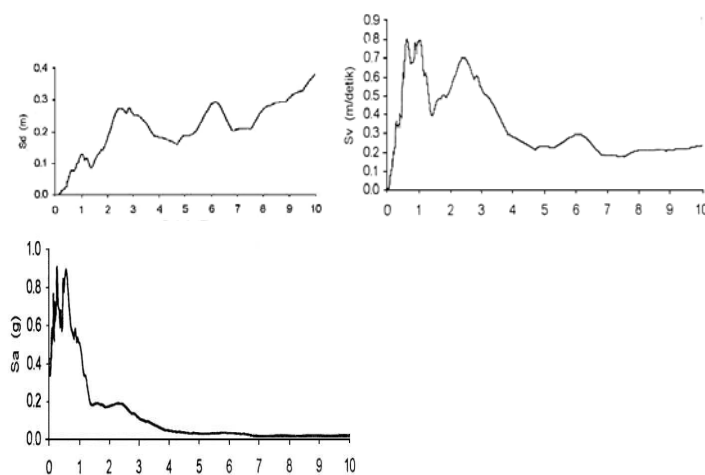
(dinamakan spektrum kecepatan semu) dan

$$S_a(\xi, T) \approx \omega^2 S_d(\xi, T) \quad (2.5.3)$$

(dinamakan spektrum percepatan semu)

Dinamakan semu karena spektrum kecepatan dan percepatan sifatnya pendekatan.

Sebagai contoh disini ditampilkan spektrum respons dari gempa El Centro California Amerika Serikat yang terjadi pada tahun 1940 seperti terlihat ada gambar 2.6.

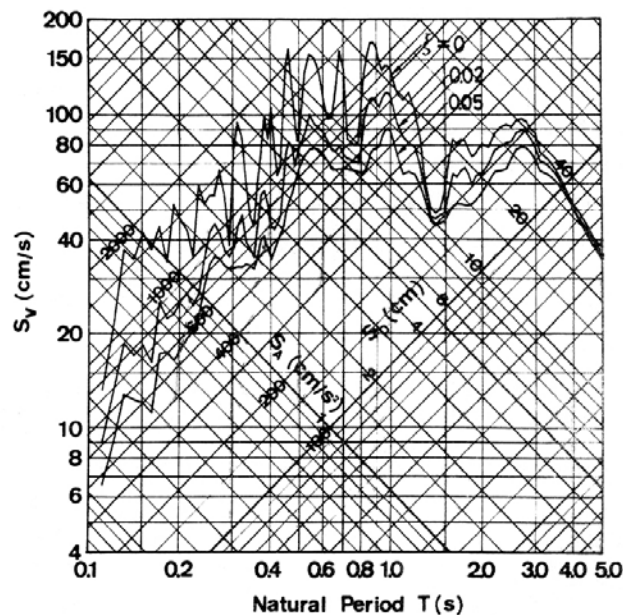


Periode (T)

- a. Spektrum Simpangan                      b. Spektrum Kecepatan                      c. Spektrum Percepatan

Gambar 2.6. Spektrum Struktur SDOF akibat gempa El Centro 1940

Gambar spektrum diatas adalah spektrum dua dimensi, artinya spektrum yang menghubungkan variabel bebas  $T$  dengan variabel terikat yaitu simpangan, kecepatan dan percepatan maksimum. Ketiga spektrum tersebut sebetulnya saling berhubungan satu dengan yang lain, sebagaimana persamaan 2.5.1), 2.5.2) dan 2.5.3), sehingga dapat diplot pada satu diagram, dinamakan Triparti Spektrum Respons. Sumbu absis mewakili periode getar alami struktur dan ordinat mewakili spektrum kecepatan. Spektrum perpindahan dan percepatan dibaca dari sumbu yang bersudut  $-45^\circ$  dan  $+45^\circ$  terhadap sumbu absis. Untuk lebih jelasnya bisa dilihat pada gambar 2.7.



Gambar 2.7. Triparti Spektrum Respons akibat gempa El Centro 1940

### 2.5.1. Spektrum Respons Rencana

Spektrum respons seperti pada gambar 2.6 adalah spektrum yang sangat fluktuatif, terutama pada periode getar yang relatif kecil. Agar beban rencana untuk gempa dapat diprediksi dengan baik maka diperlukan penghalusan sehingga tidak fluktuatif lagi seperti pada spektrum dasarnya. Spektrum yang terbentuk setelah dilakukan penyederhanaan ini dinamakan spektrum respons rencana. Spektrum respons rencana yang umum dipakai adalah spektrum respons percepatan rencana. Hal ini dikarenakan perencanaan bangunan tahan gempa yang dianut adalah berdasarkan *strength based design*.

Untuk sistem SDOF maka gaya geser dasar (*base shear*) adalah :

$$\begin{aligned}
 V &= f_s \\
 &= m S_a \\
 &= \frac{W}{g} S_a \\
 &= \frac{S_a}{g} W \\
 &= \qquad \qquad \qquad C \qquad \qquad \qquad W
 \end{aligned}$$

(2.5.4)

dimana :

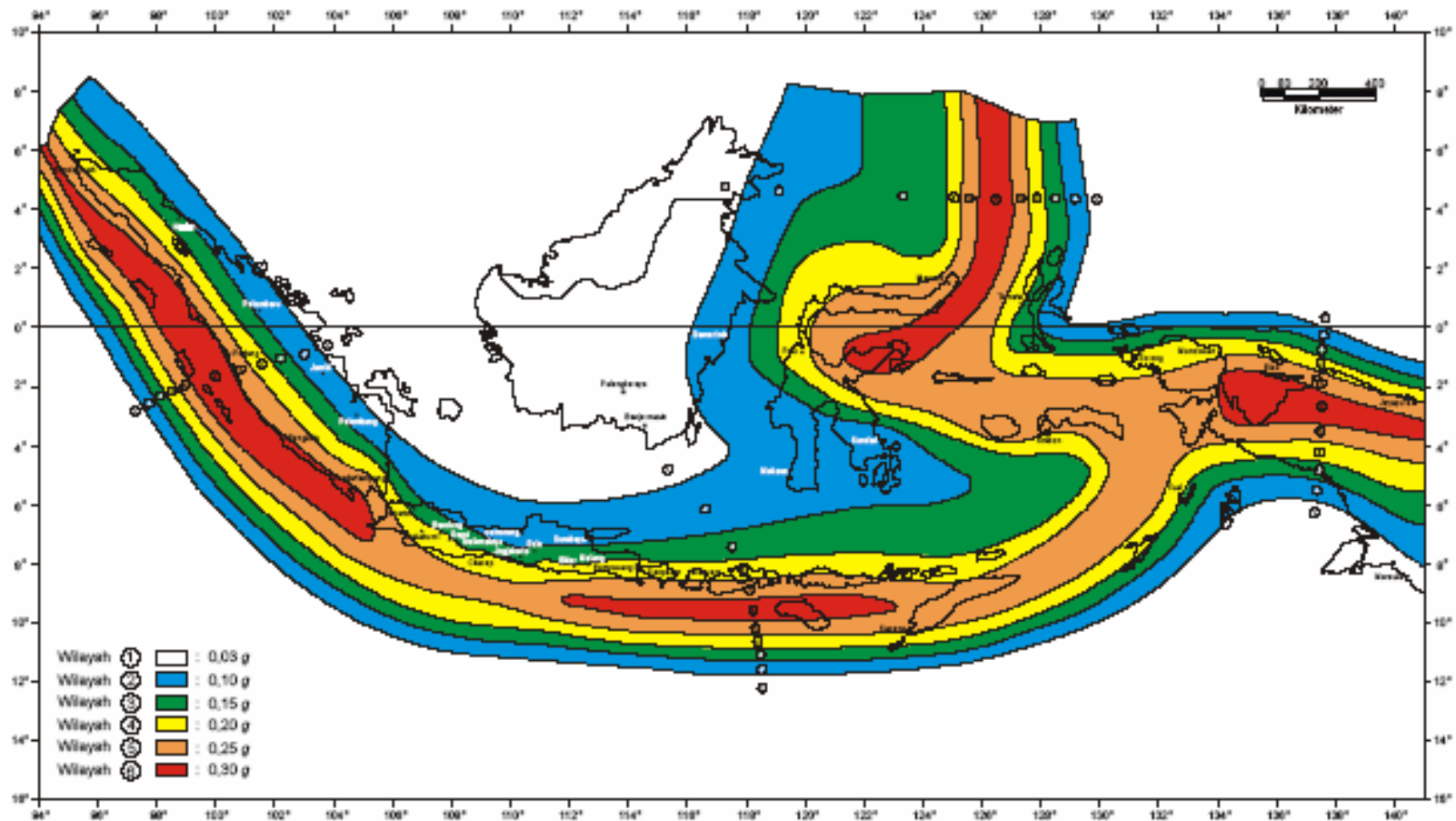
$V$  = gaya geser dasar (*base shear*)

$g$  = percepatan gravitasi

$S_a$  = percepatan gempa maksimum

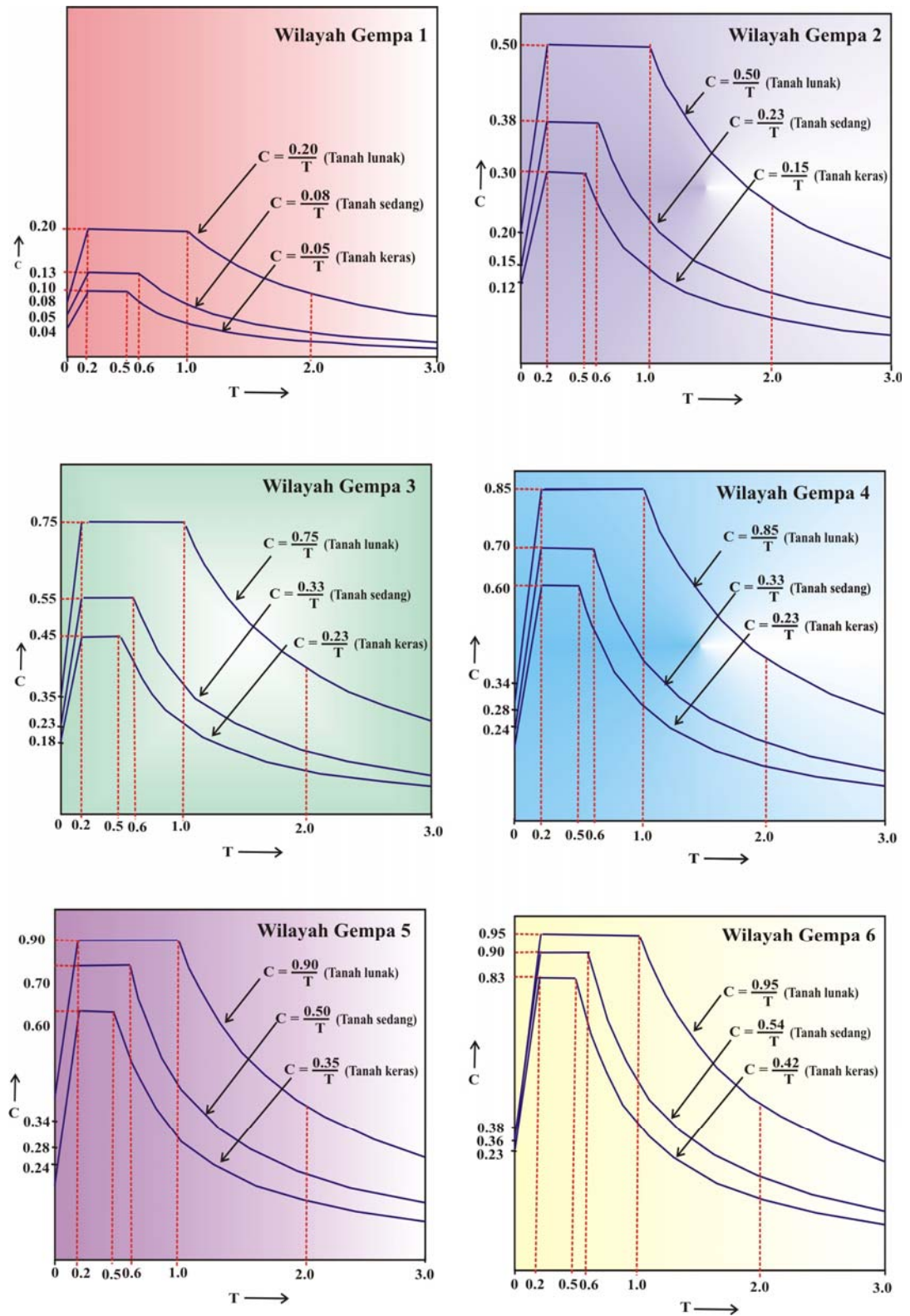
$C$  = koefisien gempa dasar (*base shear coefficient*) atau faktor respons gempa yang nilainya tergantung dari waktu getar alami struktur gedung dan dinyatakan dalam percepatan gravitasi.

Untuk keperluan perencanaan kebutuhan kekuatan struktur maka pada SNI 03-1726-2002 dicantumkan peta wilayah kegempaan Indonesia (gambar 2.8) dan diagram respons spektrum gempa rencana menurut masing-masing wilayah gempa (gambar 2.9), dimana dalam hal ini wilayah Indonesia dibagi menjadi 6 wilayah gempa. Peta ini dibuat berdasarkan hasil analisis probabilistik bahaya gempa (*probabilistic seismic hazard analysis*) yang telah dilakukan untuk seluruh wilayah Indonesia berdasarkan data seismotoniik mutakhir yang tersedia saat ini (SNI, 2002).



Gambar 2.8. Peta Wilayah Gempa Indonesia





Gambar 2.9. Spektrum Respons Gempa Rencana

Pada gambar 2.9) kondisi  $T = 0$  mengandung arti bahwa sistem tersebut adalah sangat kaku dan karenanya mengikuti gerakan tanah. Dengan demikian untuk  $T = 0$  percepatan respons maksimum menjadi identik dengan percepatan puncak muka tanah ( $C = A_0$ ). Selanjutnya untuk  $0 \leq T \leq 0,2$  detik  $C$  meningkat secara linier dari  $A_0$  sampai  $A_m$ , dimana  $A_m = 2,5 A_0$ . Untuk  $0,2 \leq T \leq T_c$  detik  $C = A_m$  (konstant) dan untuk  $T \geq T_c$  detik  $C$  mengikuti fungsi hiperbola  $C = A_r / T = A_m T_c / T$ ; dimana  $T_c$  untuk tanah keras, tanah sedang, tanah lunak berturut-turut sebesar 0,5 detik, 0,6 detik dan 1,0 detik. Besarnya nilai  $A_0$  dapat dilihat pada tabel 2.5.1 dibawah ini.

Tabel 2.5.1. Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing Wilayah Gempa Indonesia (SNI, 2002).

Wilayah Gempa	Percepatan puncak batuan dasar ('g')	Percepatan puncak muka tanah $A_0$ ('g')			
		Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak	Tanah Khusus
1	0,03	0,04	0,05	0,08	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi
2	0,10	0,12	0,15	0,20	
3	0,15	0,18	0,23	0,30	
4	0,20	0,24	0,28	0,34	
5	0,25	0,28	0,32	0,36	
6	0,30	0,33	0,36	0,38	

Untuk memperhitungkan daktilitas struktur maka nilai ordinat diagram respons spektrum gempa rencana dikalikan faktor koreksi  $I / R$ , dimana :

$I$  = faktor keutamaan

$R$  = faktor reduksi gempa

Besarnya nilai  $I$  tergantung dari kategori struktur bangunan dan dapat dilihat pada tabel 2.5.2, sedangkan untuk  $R$  tergantung dari taraf kinerja struktur dan dapat dilihat pada tabel 2.5.3. Harga  $R_{maks}$  dapat dilihat pada tabel 2.5.4.

Tabel 2.5.2. Faktor Keutamaan berbagai Kategori Gedung dan Bangunan (SNI, 2002)

Kategori gedung	Faktor Keutamaan		
	I <sub>1</sub>	I <sub>2</sub>	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran.	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

Tabel 2.5.3. Parameter Daktilitas Struktur Gedung (SNI, 2002)

Taraf kinerja struktur gedung	$\mu$	R
Elastis penuh	1,0	1,6
Daktail parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
5,0	8,0	
Daktail penuh	5,3	8,5

Tabel 2.5.4. Faktor Daktilitas Maksimum ( $\mu_m$ ), Faktor Reduksi Gempa Maksimum ( $R_m$ ), Faktor Tahanan Lebih Struktur ( $f_l$ ) beberapa jenis sistem/subsistem struktur gedung (SNI, 2002)

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	$\mu_m$	$R_m$	$f_l$
1. Sistem dinding penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing)	1. Dinding geser beton bertulang	2,7	4,5	2,8
	2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing tarik	1,8	2,8	2,2
	3. Rangka bresing di mana bresingnya memikul beban gravitasi			
	a. Baja	2,8	4,4	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	1,8	2,8	2,2
2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing)	1. Rangka bresing eksentris baja (RBE)	4,3	7,0	2,8
	2. Dinding geser beton bertulang	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja	3,6	5,6	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	3,6	5,6	2,2
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja	4,1	6,4	2,2
	5. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail	4,0	6,5	2,8
	6. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail penuh	3,6	6,0	2,8
	7. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK)	4,0	6,5	2,8
4. Sistem ganda (Terdiri dari : 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi/sistem ganda)	1. Dinding geser			
	a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB saja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2. RBE baja			
	a. Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	4,0	6,5	2,8
	d. Beton bertulang dengan SRPMM beton	2,6	4,2	2,8

	bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)			
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
5. Sistem struktur gedung kolom kantilever (Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)	Sistem struktur kolom kantilever	1,4	2,2	2
6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka	Beton bertulang biasa (tidak untuk Wilayah 3, 4, 5 & 6)	3,4	5,5	2,8
7. Subsistem tunggal (Subsistem struktur bidang yang membentuk struktur gedung secara keseluruhan)	1. Rangka terbuka baja	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka terbuka beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton pratekan (bergantung pada indeks baja total)	3,3	5,5	2,8
	4. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail penuh	4,0	6,5	2,8
	5. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8

### 2.5.2. Analisis Respons Struktur Terhadap Beban Gempa Spektrum Respons

Faktor partisi ragam ke j :

$$\Gamma_j = \frac{L_j}{m_j^*} \quad (2.5.5)$$

Modal amplitudo  $\eta$  ragam ke j :

$$\eta_j = \Gamma_j \frac{S_a}{\omega_j^2} = \Gamma_j \frac{C_j g}{\omega_j^2} \quad (2.5.6)$$

Modal displacement massa ke i kontribusi ragam ke j :

$$u_{ij} = \phi_{ij} \eta_j = \phi_{ij} \Gamma_j \frac{C_j g}{\omega_j^2} \quad (2.5.7)$$

Modal Seismic Force (gaya horisontal ragam) massa ke i kontribusi ragam ke j :

$$F_{ij} = [m] \{\phi_{ij}\} \Gamma_j C_j g \quad (2.5.8)$$

Modal Storey Shear (gaya geser tingkat) massa i kontribusi ragam ke j :

$$V_{ij} = \sum F_{ij} \quad (2.5.9)$$

*Modal Overturning Moment* (momen guling ragam) massa  $i$  kontribusi ragam ke  $j$  :

$$M_{ij} = \sum_{i=0}^{n-1} F_{i+1,j} h_{i+1} \quad (2.5.10)$$

### 2.5.3. Kombinasi Ragam

Karena pada analisis dinamis sistem MDOF dapat ditransformasikan menjadi persoalan pemecahan  $N$  buah sistem SDOF, maka penggunaan spektrum respons sistem SDOF dapat juga digunakan untuk mencari solusi sistem dengan derajat kebebasan berapapun. Semua riwayat respons perpindahan pada setiap sistem MDOF dengan lengkap dinyatakan dengan persamaan-persamaan analisis ragam sesudah ditentukannya  $\eta$ . Respons maksimum ragam didapat dari masing-masing set ragam dari ragam yang digunakan untuk menyatakan respons. Persamaan respons ragam  $\{u(t)\} = [\Phi]\{\eta\}$  memberikan hasil yang akurat hanya selama dihitung untuk saat yang sama. Pada pendekatan spektrum respons waktu dikeluarkan dari persamaan dan diganti dengan maksimum ragam. Harga-harga respons maksimum ini untuk masing-masing ragam mungkin tidak dapat terjadi pada saat yang sama, seperti terlihat pada gambar 2.5.10. Oleh sebab itu harus digunakan cara pendekatan dalam mengkombinasikan respons maksimum (puncak) ragam yang ditentukan dari respons spektrum gempa.

Penjumlahan respons ragam yang tersebut diatas dapat dilakukan dengan dua cara, yaitu :

c. Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau *CQC*)

$$\Gamma_{\text{maks}} \approx \sqrt{\sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{jk} \Gamma_{j \text{ maks}} \Gamma_{k \text{ maks}}} \quad (2.5.11)$$

$\rho_{jk}$  = koefisien korelasi antara 2 ragam

$$= \frac{8\sqrt{\xi_j \xi_k} (\xi_j + \beta_{jk} \xi_k) \beta_{jk}^{3/2}}{(1 - \beta_{jk}^2)^2 + 4 \xi_j \xi_k \beta_{jk} (1 + \beta_{jk}^2)}$$

(2.5.12)

$\beta_{jk}$  = perbandingan frekuensi alami antara 2 ragam

$$= \frac{\omega_j}{\omega_k}$$

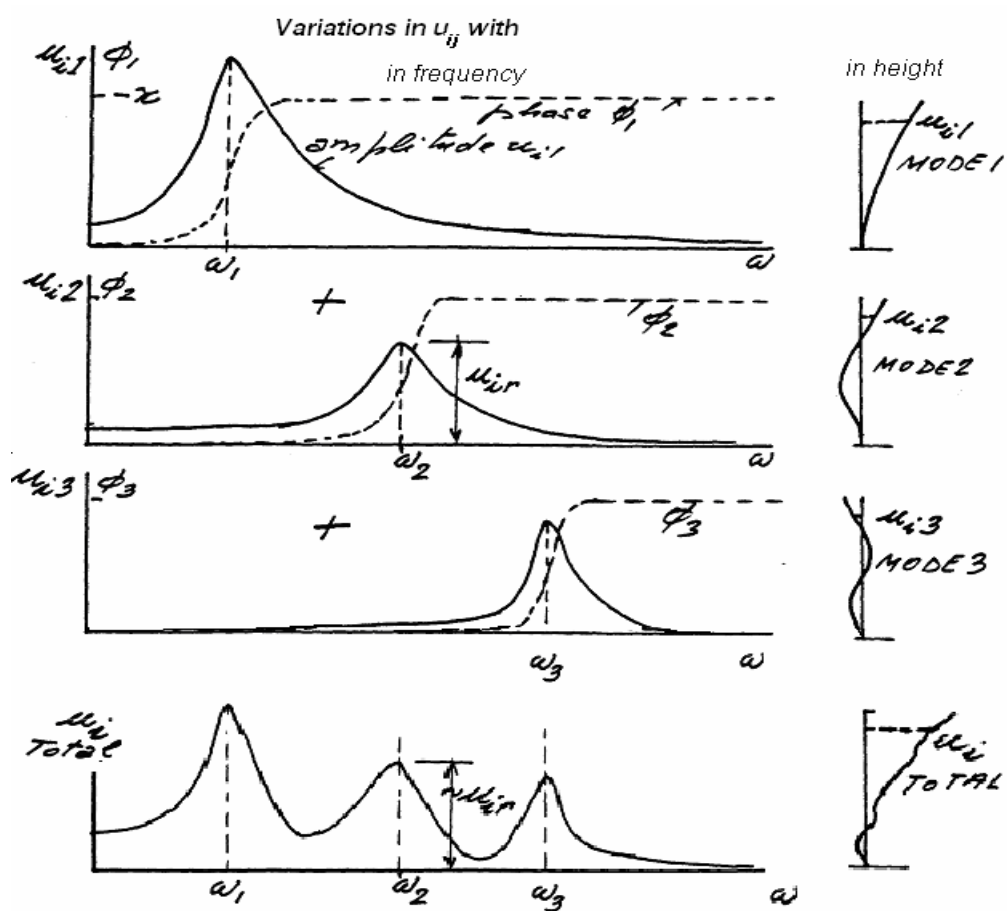
(2.5.13)

b. Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of the Squares* atau *SRSS*)

$$r_{\text{maks}} \approx \sqrt{\sum_{j=1}^n r_{j \text{ maks}}^2}$$

(2.5.14)

Menurut SNI 03-1726-2002 metode *CQC* digunakan apabila struktur gedung mempunyai waktu getar alami yang berdekatan, yaitu selisih nilainya kurang dari 15 %. Sedangkan metode *SRSS* digunakan apabila struktur gedung mempunyai waktu getar alami yang berjauhan.



Gambar. 2.10. Superposisi Respons dari Masing-masing Ragam Getar

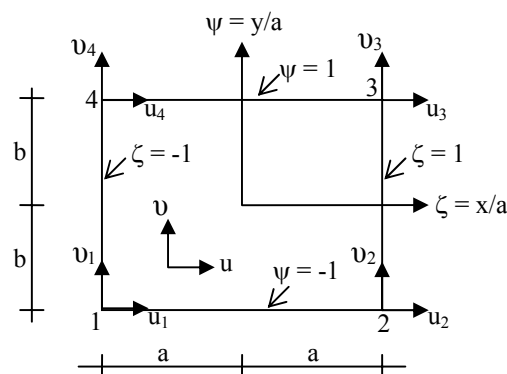
## 2.6 Pendekatan Dengan Metode Elemen Hingga

Struktur diidealisasi berupa gabungan elemen-elemen hingga yang dihubungkan hanya pada titik nodal. DOF struktur didefinisikan pada titik-titik nodal tersebut. Masing-masing elemen hingga membentuk matriks kekakuan elemen  $k$ , matriks massa elemen  $m$  dan vektor gaya  $p(t)$  dengan memperhatikan DOF untuk elemen.

### 2.6.1. Matriks Kekakuan Elemen, Massa Elemen dan Vektor Gaya Luar



Banyak masalah dalam teori elastisitas yang pada kenyataannya merupakan masalah dua dimensi. Bila suatu pelat tipis dibebani gaya dalam arah sejajar dengan bidang pelat maka keadaan tegangan dan deformasi pada pelat tadi disebut tegangan bidang (*plane stress*). Dalam masalah dua dimensi dengan batas yang membentuk segiempat penggunaan elemen segiempat akan sangat bermanfaat. Bentuk elemen bidang segiempat yang sederhana adalah segiempat peralihan bilinear (*bilinear displacement rectangle*) yang dikembangkan oleh Melosh (*Weaver, 1993*) seperti terlihat pada gambar 2.11 dibawah ini.



Gambar 2.11. Elemen Segiempat Peralihan Bilinear

$t$  = tebal elemen segiempat

$u = u(\zeta, \psi)$  adalah komponen perpindahan arah sumbu  $\zeta$

$v = v(\zeta, \psi)$  adalah komponen perpindahan arah sumbu  $\psi$

Pada setiap titik nodal elemen terdapat 2 translasi, sehingga pada elemen ini mempunyai 8 DOF.

Fungsi perpindahan diasumsikan diambil sebagai polinomial bilinear dalam  $\zeta$  dan  $\psi$  untuk  $u$  maupun  $v$ , yaitu :

$$u = c_1 + c_2\zeta + c_3\psi + c_4\zeta\psi$$

$$v = c_5 + c_6\zeta + c_7\psi + c_8\zeta\psi$$

(2.6.1)

disusun dalam bentuk matriks :

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{u} \\ \mathbf{v} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \zeta & \psi & \zeta\psi & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \zeta & \psi & \zeta\psi \end{bmatrix} \{c_1 \ c_2 \ c_3 \ c_4 \ c_5 \ c_6 \ c_7 \ c_8\}$$

(2.6.2)

dimana  $c_1 \ c_2 \ \dots$  adalah parameter non dimensional yang tergantung kondisi batas.

Persamaan diatas dapat juga ditulis sebagai berikut :

$$\{\mathbf{u} \ \mathbf{v}\} = [\mathbf{N}]\{\mathbf{d}\}$$

(2.6.3)

$[\mathbf{N}]$  = matriks fungsi bentuk (*shape function*)

$$= \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix}$$

(2.6.4)

dengan :

$$N_1 = \frac{1}{4} (1 - \zeta)(1 - \psi)$$

$$N_2 = \frac{1}{4} (1 + \zeta)(1 - \psi)$$

$$N_3 = \frac{1}{4} (1 + \zeta)(1 + \psi)$$

$$N_4 = \frac{1}{4} (1 - \zeta)(1 + \psi)$$

$\{\mathbf{d}\}$  = vektor perpindahan titik nodal

$$= \{u_1 \ v_1 \ u_2 \ v_2 \ u_3 \ v_3 \ u_4 \ v_4\}$$

(2.6.5)

Matriks kekakuan elemen segiempat :

$$\begin{aligned} [k]_{8 \times 8} &= \iiint_{\text{vol}} [\mathbf{B}]^T [\mathbf{E}] [\mathbf{B}] \, dV \\ &= \iiint_{\text{vol}} [\mathbf{B}]^T [\mathbf{E}] [\mathbf{B}] \, dx \, dy \, dz \\ &= abt \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [\mathbf{B}]^T [\mathbf{E}] [\mathbf{B}] \, d\zeta \, d\psi \end{aligned}$$

(2.6.6)

dimana untuk elemen tegangan bidang :

$$[E] = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}$$

(2.6.7)

dengan  $\nu$  adalah angka poisson

$$[B] = \frac{1}{ab} \begin{bmatrix} 0 & b & 0 & b\psi & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & a & a\zeta \\ 0 & 0 & a & a\zeta & 0 & b & 0 & b\psi \end{bmatrix}$$

(2.6.8)

Demikian pula untuk elemen framenya matriks kekakuan elemen dalam koordinat lokal adalah sebagai berikut :

$$[k]_{12 \times 12} = \iiint_{\text{vol}} [B]^T [E] [B] dV$$

(2.6.9)

dimana matriks regangan-perpindahan  $[B]$  bentuknya tergantung dari jenis elemen.

Rumus matriks kekakuan elemen tersebut pada pers. 2.6.9) dapat dipakai untuk elemen-elemen diskrit maupun elemen kontinum lainnya (*Suhendro, 1994*).

Matriks massa elemen :

$$[m] = \iiint \rho [N]^T [N] dV$$

(2.6.10)

dimana :

$\rho$  = konstanta kerapatan massa

= gaya inersia per satuan percepatan per satuan volume

$[N]$  = matriks fungsi bentuk (*shape function*)

Matriks massa elemen hingga dapat disederhanakan dengan menganggap bahwa massa struktur dapat digumpalkan menjadi massa titik, dimana matriks massa yang terbentuk adalah matriks massa diagonal.

Selanjutnya matriks-matriks kekakuan, matriks massa, matriks perpindahan titik nodal dan vektor gaya luar titik nodal ekuivalen dalam koordinat lokal tersebut ditransformasikan kedalam koordinat global sebagai berikut :

$$[k_g] = [T]^T [k] [T]$$

$$[m_g] = [T]^T [m] [T]$$

$$[u_g] = [T]^T [u] [T]$$

$$[p_g] = [T]^T [p] [T]$$

dimana  $[T]$  adalah matriks transformasi yang bentuknya tergantung dari kasus yang dihadapi.

Kemudian matriks-matriks kekakuan, massa, vektor gaya luar untuk setiap elemen dalam koordinat global tersebut di-*assembled* (digabung) dan di-*rearrangement* (disusun kembali) menjadi matriks kekakuan struktur, matriks massa struktur, vektor gaya luar struktur dengan memperhitungkan kondisi-kondisi batas.

### 2.6.2. Persamaan Gerak Elemen Hingga

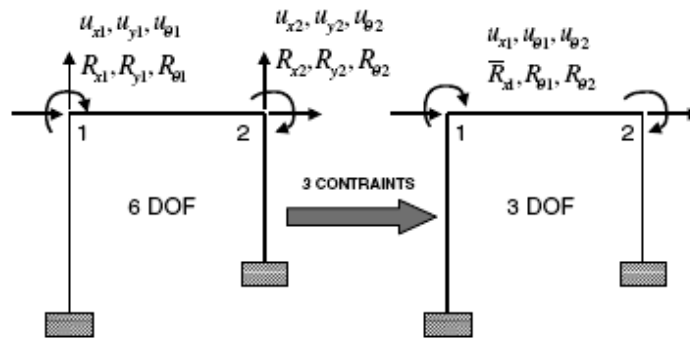
Persamaan gerak untuk gabungan elemen hingga adalah :

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{p(t)\} \quad (2.6.4)$$

*Governing equation* 2.6.4) untuk sistem elemen hingga tersebut diatas berbentuk sama dengan persamaan pada metode kekakuan langsung untuk struktur rangka. Perbedaan antara kedua metode tersebut adalah pada cara menyusun matriks kekakuan elemen dan massa elemen. Sehingga persamaan 2.6.4) diatas dapat diselesaikan untuk  $u(t)$  dengan cara seperti pada bab 2.4 .

### 2.6.3. Constraint

*Constraint* pada analisis struktur rangka sangat berguna untuk mengurangi DOF struktur. Sebagai contoh suatu rangka portal bidang seperti terlihat pada gambar 2.12 dibawah ini.



Gambar 2.12. *Constraint* Perpindahan pada Analisis Rangka

Portal mempunyai 6 DOF, sehingga ada 6 beban joint yang memungkinkan bekerja. Umumnya dalam analisis struktur mengabaikan deformasi aksial pada elemen-elemen penyusun struktur rangka, sehingga disini terdapat 3 persamaan constraint, yaitu :

$$u_{y1} = 0$$

$$u_{y2} = 0$$

$$u_{x2} = u_{x1}$$

$$(2.6.5)$$

Pemakaian 1 persamaan *constraint* akan menghilangkan 1 DOF joint dalam koordinat global. Sebagai konsekuensi adanya *constraint* ini asumsi pembebanan diambil sebagai berikut :

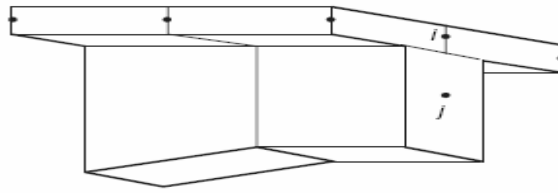
$$R_{y1} = 0$$

$$R_{y2} = 0$$

$$\bar{R}_{x1} = R_{x1} + R_{x2}$$

$$(2.6.6)$$

Selain untuk mengurangi DOF struktur *constraint* dapat juga digunakan untuk menggabungkan elemen-elemen yang berbeda jenisnya seperti halnya sistem balok dan pelat lantai bangunan gedung. Sebagai contoh dapat dilihat pada gambar 2.13 sistem balok-pelat dibawah ini.



Gambar 2.13. Hubungan Balok ke Pelat dengan menggunakan *Constraint* (Wilson, 2002)

Untuk mempertahankan kompatibilitas antara pelat lantai dan balok penumpunya maka dalam analisis model diperlukan penghubung pelat lantai terhadap balok. Karena joint pada pelat dan balok tidak terletak pada bidang yang sama maka untuk memodelkan *beam-shell* joint pelat yang terletak pada bidang tengah pelat dikekang terhadap joint balok yang terletak di garis netral balok pada beberapa penampang sepanjang sumbu balok dengan kekangan benda tegar (*rigid-body constraint*).

## BAB III

### ANALISIS STRUKTUR

#### 3.1. Model Struktur

Untuk mengetahui akurasi dari model SB yang mendapatkan pembebanan lateral gempa dinamik akan dianalisis suatu portal bangunan gedung konfigurasi beraturan dengan beberapa ketebalan pelat lantai yang dipakai dan dibandingkan hasilnya dengan model MRB. Proses analisis strukturnya menggunakan paket program SAP 2000.

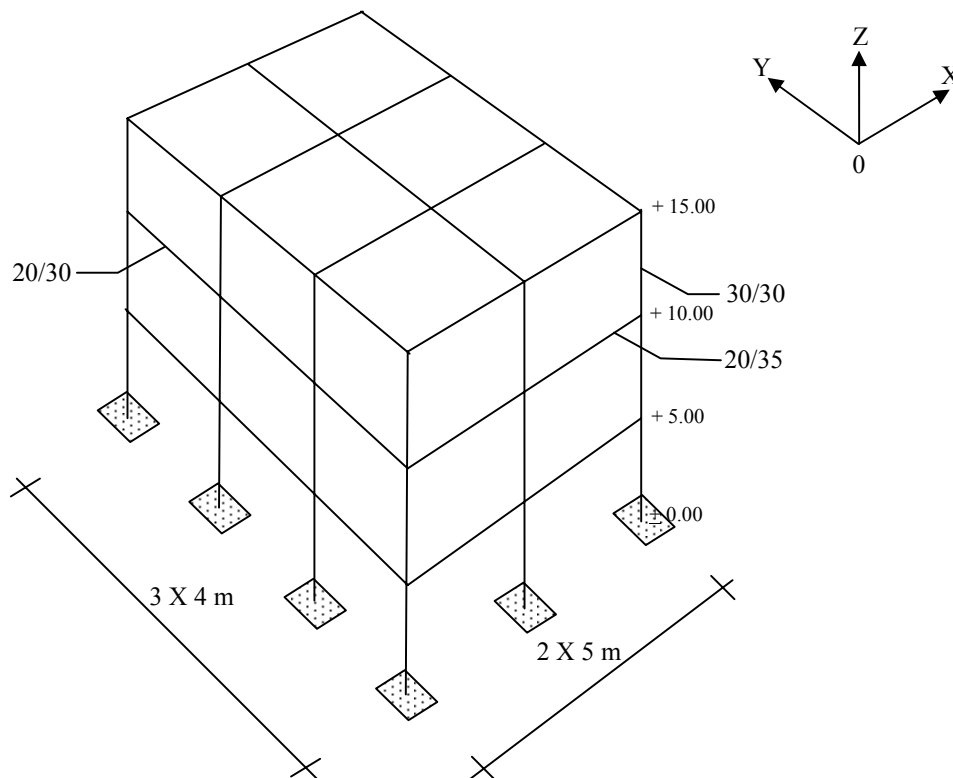
Data-data obyek model penelitian :

- Lokasi : Semarang
- Wilayah gempa : 2
- Jenis tanah : Sedang
- Konfigurasi : Bangunan gedung beraturan 3 lantai  
(gambar 3.1)
- Fungsi : Perkantoran
- Bahan : Beton bertulang mutu  $f_c' = 25 \text{ MPa}$
- Pembebanan :
  - Beban mati :
    - Berat volume beton =  $2400 \text{ kg/m}^3$
    - Berat dinding  $\frac{1}{2}$  batu =  $250 \text{ kg/m}^2$
  - Beban hidup :
    - Lantai gedung =  $250 \text{ kg/m}^2$
    - Atap gedung =  $100 \text{ kg/m}^2$
    - Koefisien reduksi = 0,30
  - Beban gempa :
    - Berupa spektrum respons gempa rencana pada arah sumbu utama X dan Y dengan koefisien gempa C seperti yang terlihat pada gambar 3.2 dan tabel 3.1
    - Percepatan gravitasi (g) =  $9,81 \text{ m/dtk}^2$
- Tebal pelat yang digunakan untuk lantai dan atap :
  - $t_1 = 6 \text{ cm}$  atau 1,2 % L
  - $t_2 = 8 \text{ cm}$  atau 1,6 % L

$$t_3 = 10 \text{ cm atau } 2,0 \% L$$

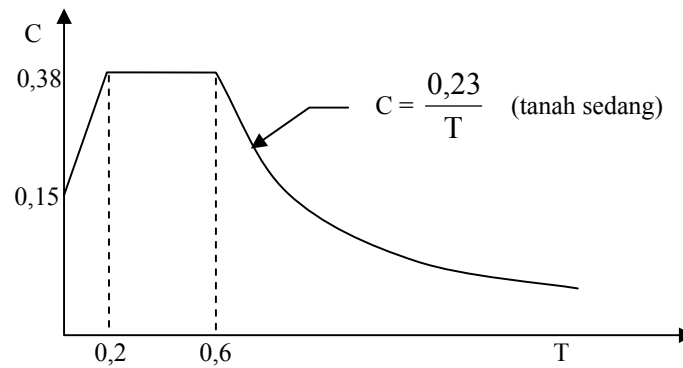
$$t_4 = 12 \text{ cm atau } 2,4 \% L$$

Untuk memperhitungkan pengaruh peretakan beton pada unsur-unsur struktur beton bertulang, maka momen inersia penampang unsur struktur ditentukan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan efektifitas penampang sebesar 0,75 untuk balok dan kolom beton bertulang terbuka (SNI-03-1726-2002).



Gambar 3.1. Konfigurasi Bangunan Gedung





Gambar 3.2. Spektrum Gempa Rencana wilayah 2 tanah sedang

Periode Getar T (detik)	Koefisien Gempa (C)
0,0	0,150
0,2	0,380
0,6	0,380
1,0	0,230
2,0	0,115
3,0	0,077
4,0	0,058
5,0	0,046

Tabel 3.1. Spektrum Gempa Rencana wilayah 2 tanah sedang

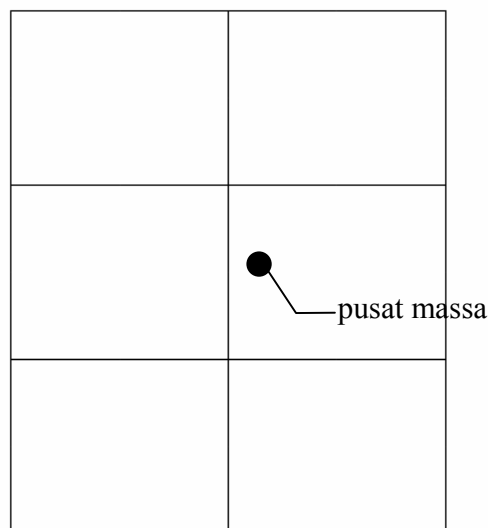
### 3.2. Penyebaran Massa dan Diskretisasi Elemen Pelat

Pada model SB massa tiap lantai tingkat dikumpulkan (*lumped mass*) pada satu titik saja, yaitu pada pusat massa (*center of mass*). Pusat massa lantai tingkat ini merupakan titik tangkap resultante beban mati, beban hidup yang bekerja pada lantai tingkat tersebut. Pada pusat massa inilah nantinya beban gempa dinamik atau juga beban gempa statik ekuivalen akan bekerja, seperti yang terlihat pada gambar 3.3. Untuk memodelkan diafragma lantai kaku maka semua joint pada tiap lantai akan di-*constraint*.

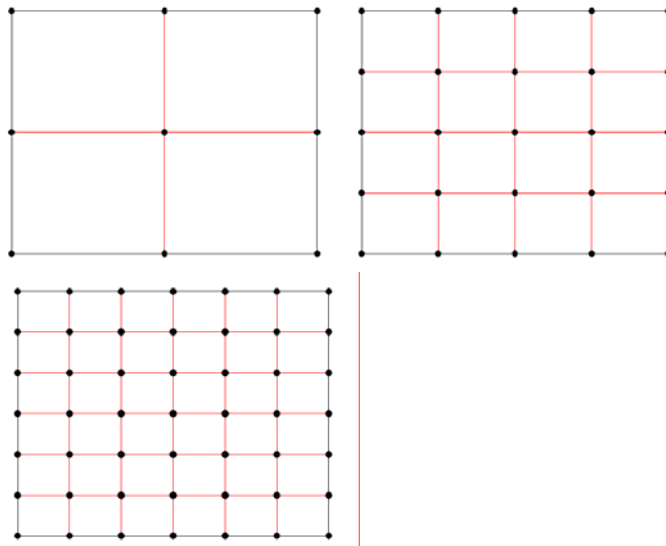
Pada model MRB untuk mendapatkan model struktur yang bisa dianggap mewakili kondisi yang sebenarnya maka massa struktur disebar pada beberapa titik. Dalam analisis ini massa disebar sesuai jumlah titik nodal dan ukuran jumlah elemen pelat yang dipilih seperti yang terlihat pada gambar 3.4, yaitu massa pada satu segmen pelat akan disebar pada titik-titik nodalnya sebagai berikut :

- untuk jumlah elemen pelat 4 tersebar 9 titik
- untuk jumlah elemen pelat 16 tersebar 25 titik
- untuk jumlah elemen pelat 36 tersebar 49 titik
- untuk jumlah elemen pelat 64 tersebar 81 titik
- untuk jumlah elemen pelat 100 tersebar 121 titik
- untuk jumlah elemen pelat 144 tersebar 169 titik

Besarnya massa yang tersebar akan dilakukan secara otomatis oleh program. Konvergensi dari besarnya simpangan beberapa model dengan jumlah elemen yang berbeda pada MRB akan dijadikan acuan untuk meneliti keakuratan dari SB.



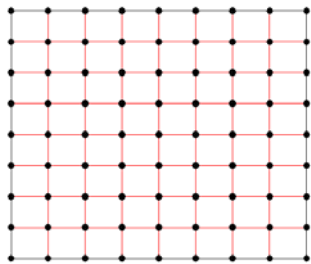
Gambar 3.3. Pemodelan Bangunan Geser



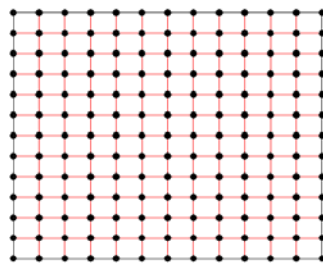
a). Jumlah elemen pelat 4  
36

b). Jumlah elemen pelat 16

c). Jumlah elemen pelat



d). Jumlah elemen pelat 64  
144



e). Jumlah elemen pelat 100

f). Jumlah elemen pelat

Gambar 3.4. Diskretisasi Pelat untuk Penyebaran Massa MRB

### **3.3. Hal-hal yang Perlu Diamati**

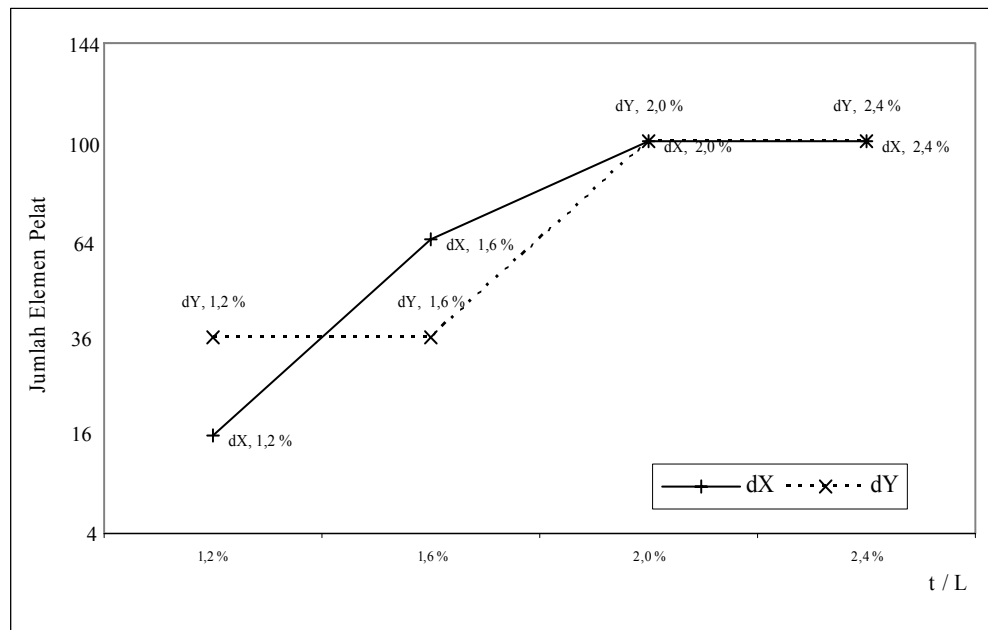
Hasil analisis model SB akan dibandingkan keakuratannya terhadap hasil dari model MRB didalam meninjau respons struktur terhadap pembebanan lateral gempa dinamis. Keluaran yang perlu dicermati adalah :

- Waktu getar struktur
- Simpangan lateral lantai
- Gaya lateral gempa, gaya geser tingkat

## BAB IV

## HASIL DAN PEMBAHASAN

## 4.1. Diskretisasi Elemen Pelat

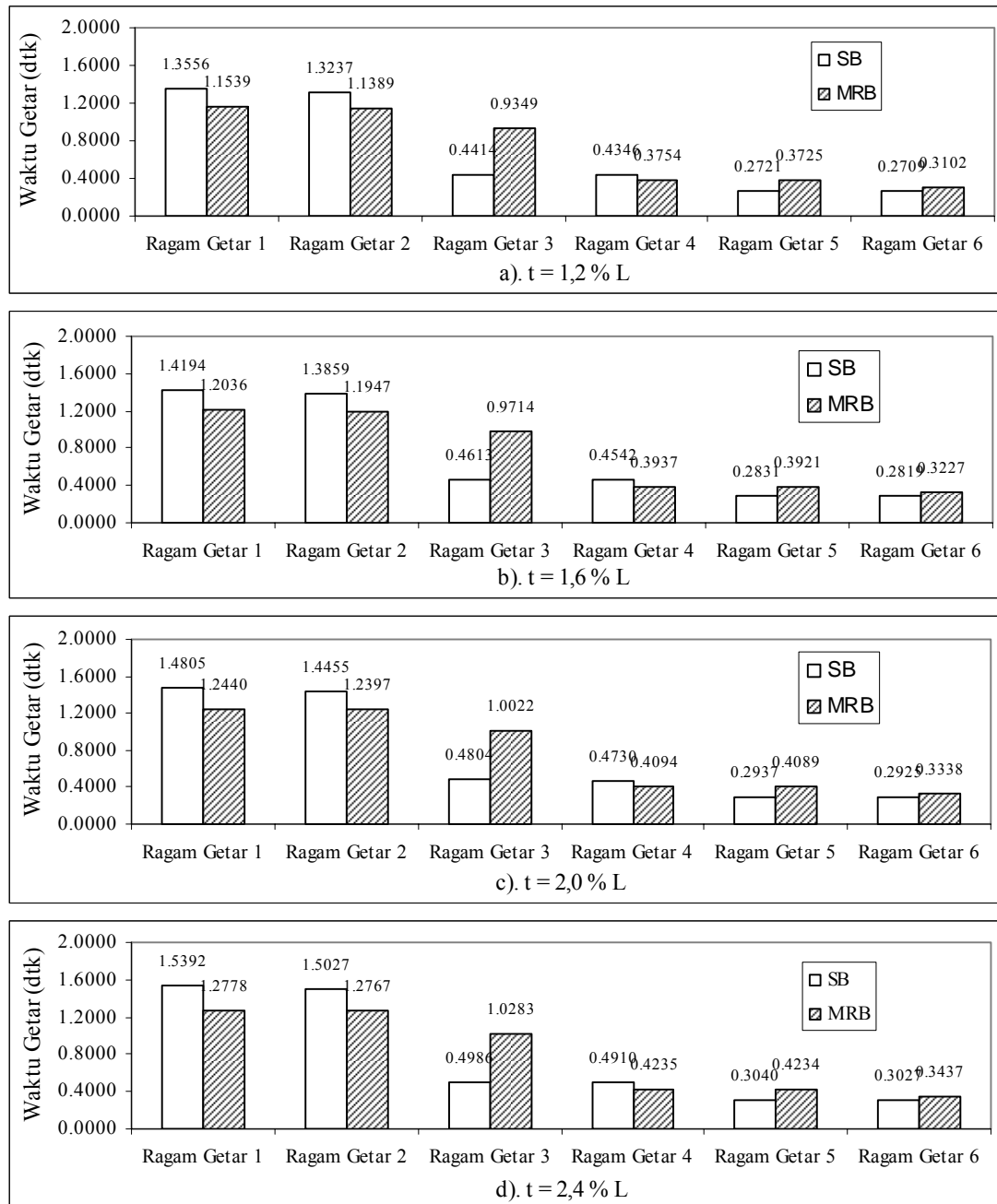


Grafik 4.1. Konvergensi Diskretisasi Elemen Pelat

Setelah dilakukan analisis terhadap model MRB dengan beberapa macam jumlah elemen untuk tiap ketebalan pelat  $t$ , maka konvergensi simpangan lateral lantai untuk rasio  $t / L = 1,2 \%$ ,  $1,6 \%$ ,  $2,0 \%$  dan  $2,4 \%$  masing-masing tercapai dengan jumlah elemen pelat 36, 64, 100, 100, seperti yang terlihat pada grafik 4.1. di atas.

Apabila ditinjau dari jumlah DOF maka konvergensi simpangan lateral lantai untuk rasio  $t / L = 1,2 \%$ ,  $1,6 \%$ ,  $2,0 \%$  dan  $2,4 \%$  masing-masing tercapai dengan 2223, 3825, 5859, 5859 DOF. Penambahan jumlah elemen yang berarti juga menambah DOF akan menambah akurasi hasil analisis.

## 4.2. Waktu Getar Struktur T



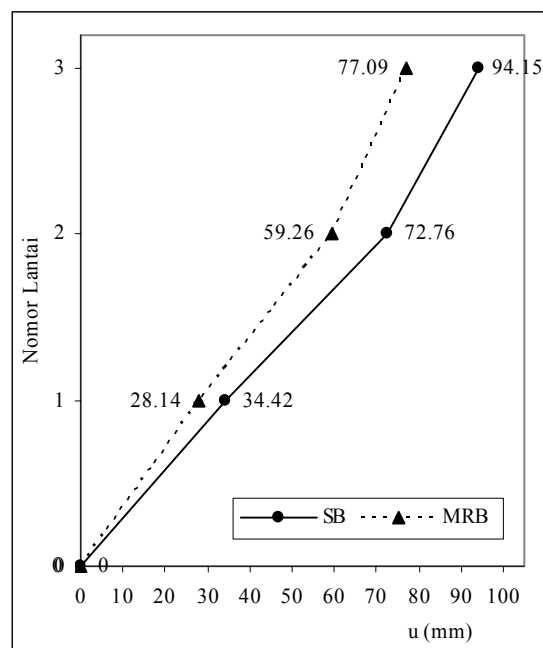
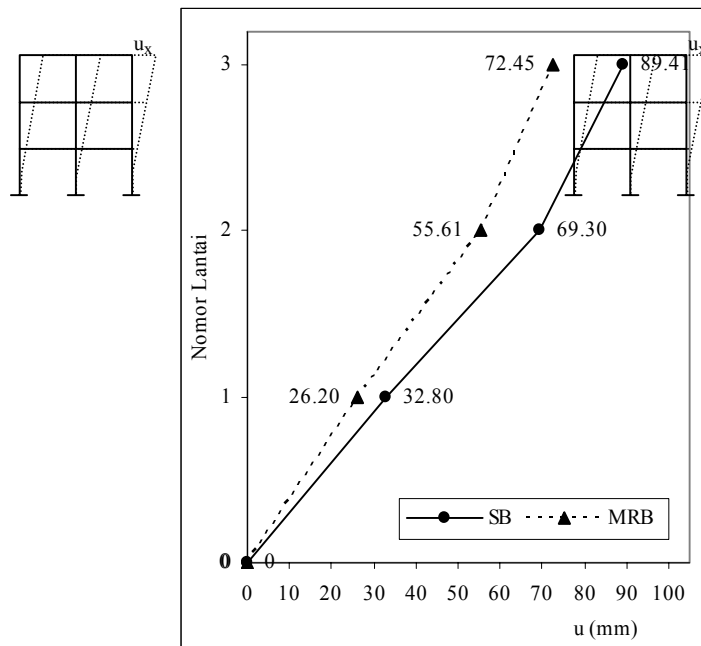
Grafik 4.2. Perbedaan Waktu Getar Struktur SB dan MRB

Dari grafik 4.2. diatas tampak bahwa waktu getar alami fundamental ( $T_1$ ) SB selalu lebih besar dari MRB. Tetapi untuk ragam getar yang lebih tinggi waktu getar alami SB bisa lebih tinggi atau lebih rendah dari MRB. Ragam 1 dan ragam 2 pada SB maupun MRB dominan terhadap translasi untuk arah Y dan X hal ini menunjukkan bahwa konfigurasi bangunan mempunyai respons yang baik terhadap pembebanan dinamis.  $T_1$  SB selalu lebih besar dari MRB menunjukkan bahwa SB lebih fleksibel dibandingkan MRB karena untuk menempuh satu simpangan penuh waktu yang diperlukan SB lebih besar dari MRB.

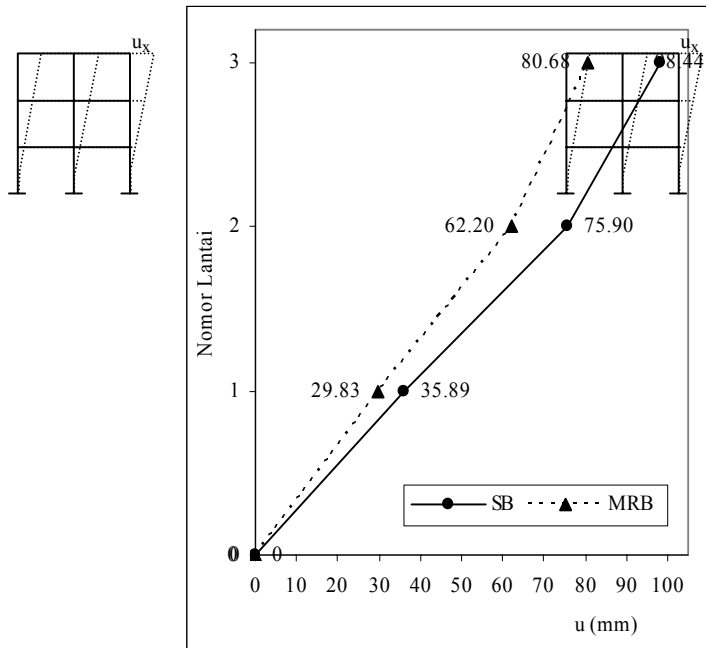
Pada ragam ke 3 dan 6 pada SB berupa translasi, tetapi pada MRB berupa rotasi. Hal ini terjadi karena konfigurasi bangunan simetris sehingga pada model SB pusat massa berimpit dengan pusat kekakuan. Tetapi pada model MRB timbul ragam rotasi, sekalipun konfigurasi bangunan simetris, karena massa yang tersebar pada joint-jointnya tidak di-*constraint* sehingga bisa bebas bergerak ke sembarang arah pada waktu yang bersamaan.

## 4.2. Perbedaan Respons Struktur SB dan MRB

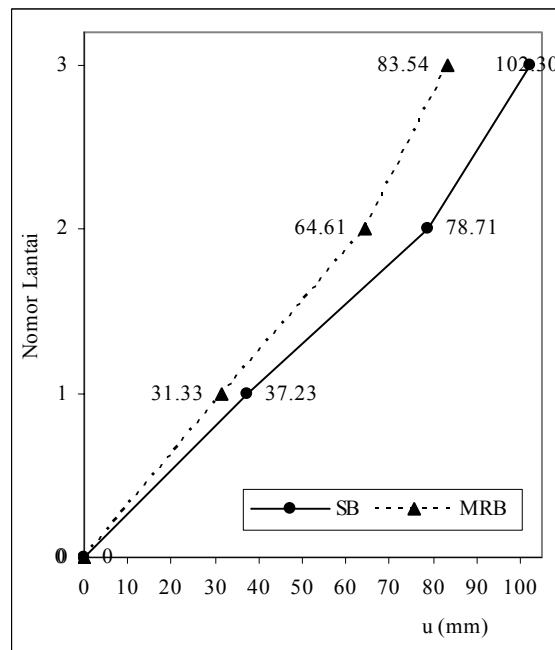
### 4.2.1. Simpangan Lateral Lantai u

a).  $t = 1,2 \% L$ b).  $t = 1,6 \% L$



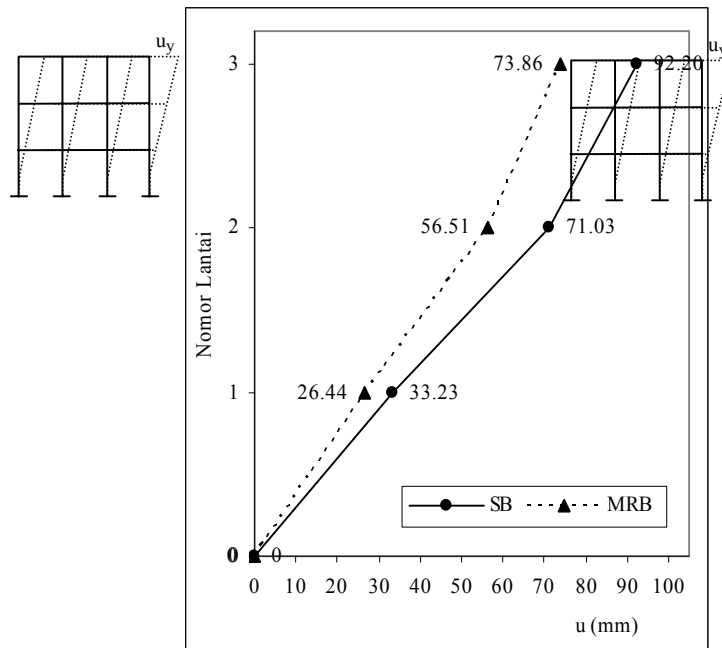


c). t = 2,0 % L

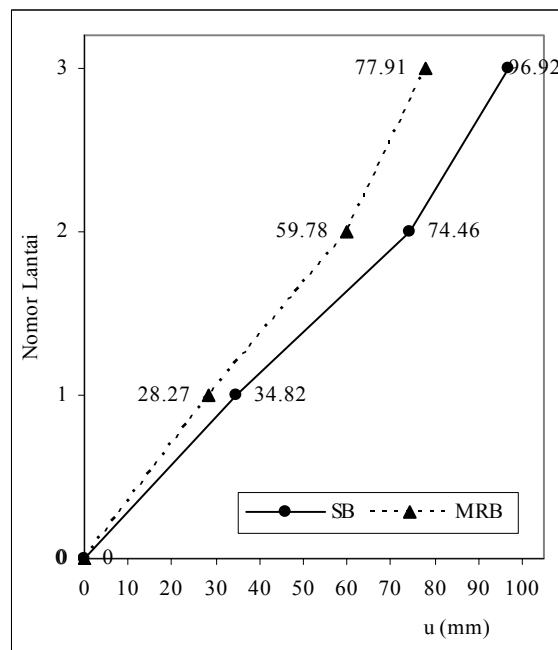


d). t = 2,4 % L

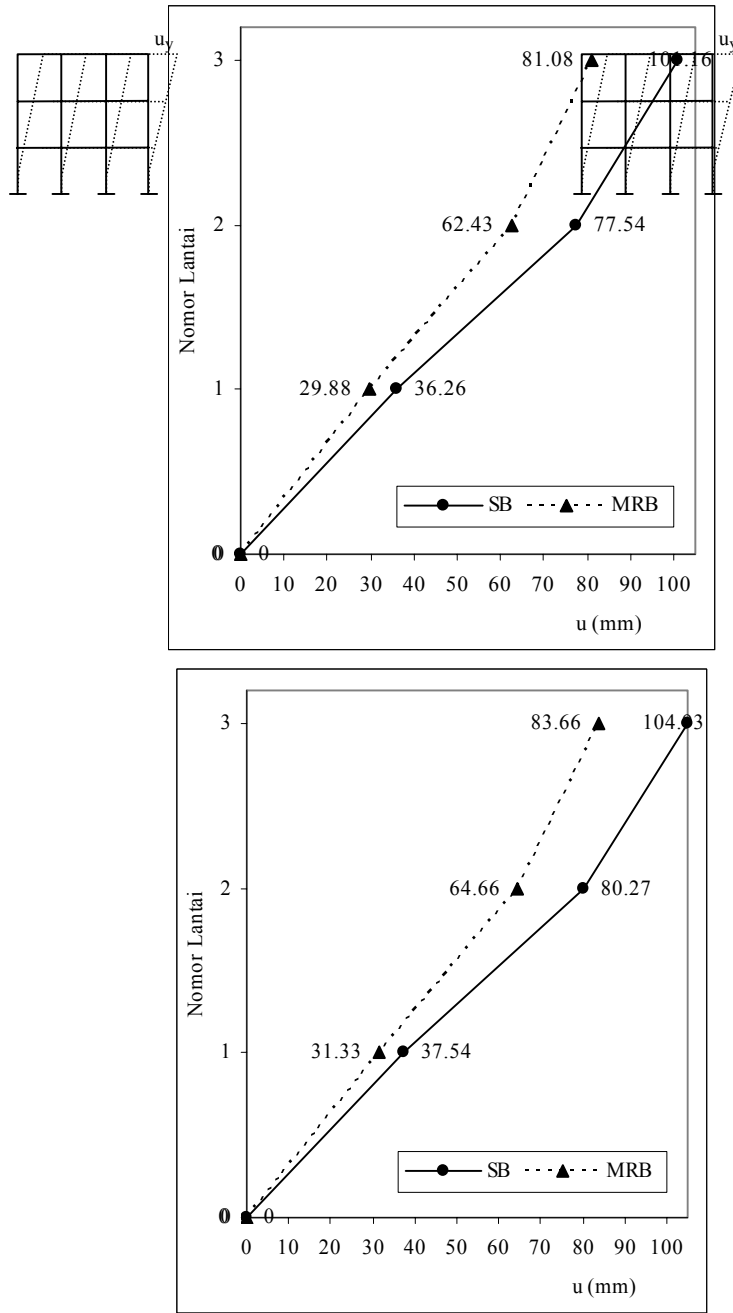
Grafik 4.3. Perbedaan  $u_{SB}$  dan  $u_{MRB}$  arah X



a).  $t = 1,2 \% L$



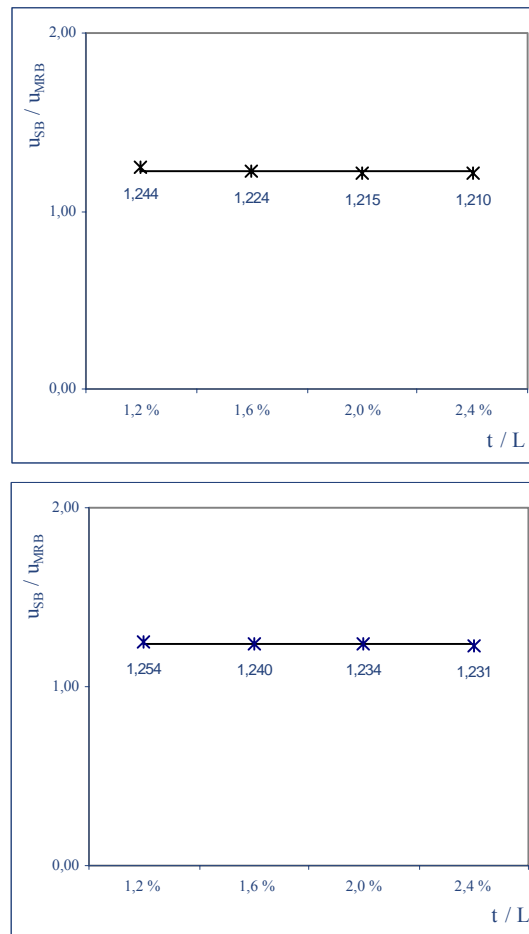
b).  $t = 1,6 \% L$



c).  $t = 2,0 \% L$

d).  $t = 2,4 \% L$

Grafik 4.4. Perbedaan  $u_{SB}$  dan  $u_{MRB}$  arah Y



a). Arah X

b). Arah Y

Grafik 4.5. Hubungan  $u_{SB} / u_{MRB}$  terhadap  $t / L$ 

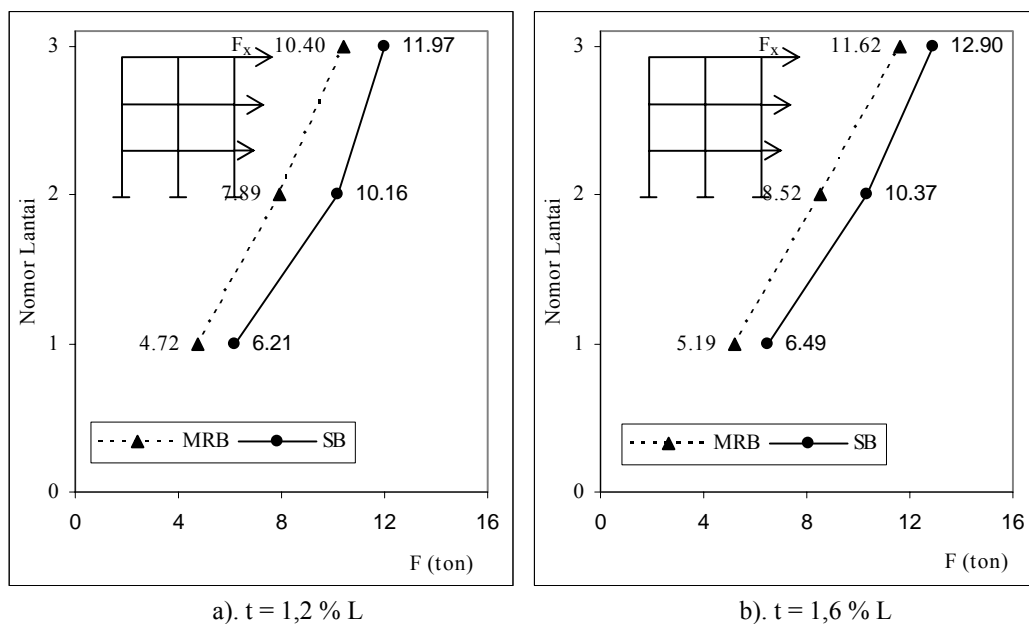
Dari grafik 4.3. sampai dengan grafik 4.5. terlihat bahwa semakin besar  $t / L$  maka  $u$  semakin membesar. SB menunjukkan  $u$  yang selalu lebih besar dibandingkan dengan MRB, baik untuk arah X maupun Y. Hal ini menunjukkan bahwa MRB lebih kaku dari SB. Deviasi terbesar SB lebih besar 25,68 % terhadap MRB dan minimum SB lebih besar 18,83 % terhadap MRB. Besarnya deviasi  $u_{SB}$  terhadap  $u_{MRB}$  bisa dilihat pada lampiran 2.

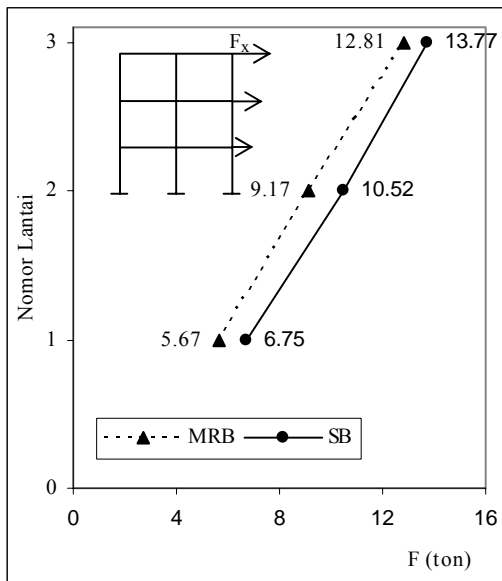
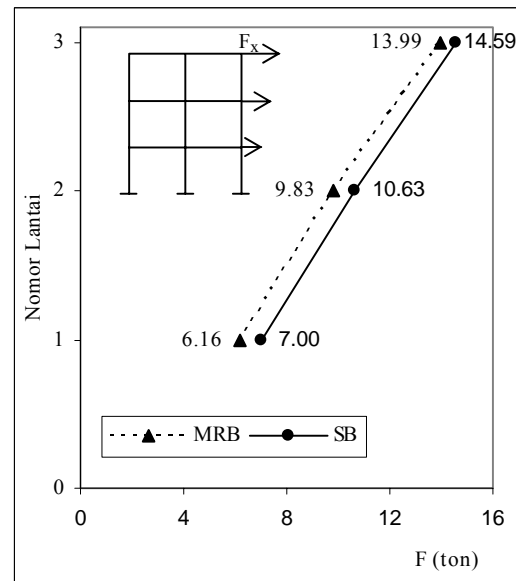
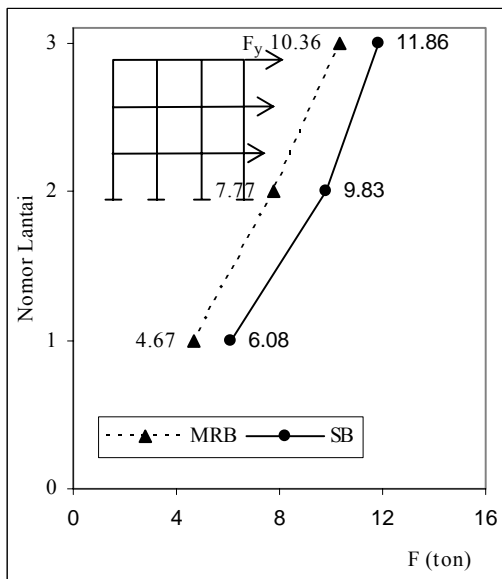
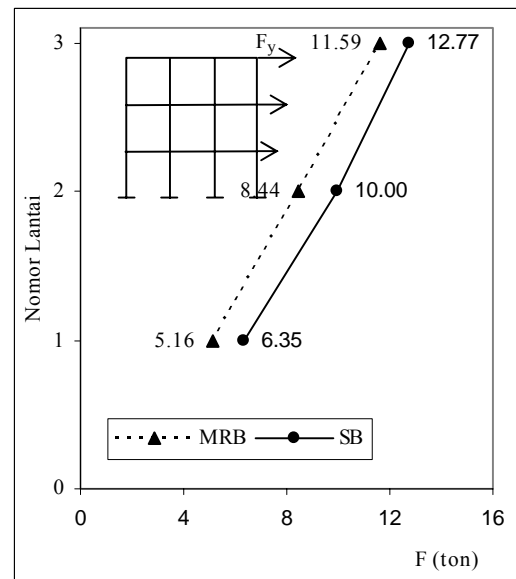
$u_x$  dalam kasus ini selalu lebih kecil dari  $u_y$  baik untuk SB maupun MRB. Hal ini menunjukkan bahwa bangunan dengan konfigurasi ini arah X lebih kaku dibandingkan arah Y. Hal tersebut sesuai dengan besarnya  $T_y$  lebih besar dari  $T_x$ , yaitu pada  $T_1$  untuk arah Y dan  $T_2$  untuk arah X.

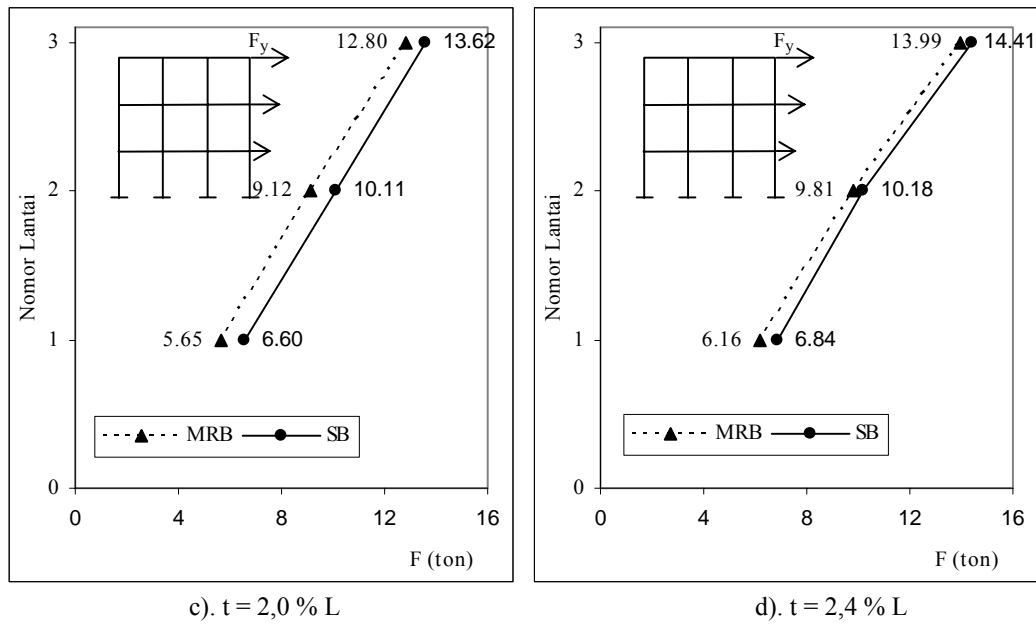
Semakin besar  $t / L$  maka deviasi rata-rata antara  $u_{SB}$  terhadap  $u_{MRB}$  semakin mengecil, sehingga semakin tebal pelat maka  $u_{SB}$  semakin mendekati harga  $u_{MRB}$ . Rasio  $u_{SB} / u_{MRB}$  pada arah X selalu lebih kecil dari arah Y hal ini menunjukkan bahwa perbedaan kekakuan antara SB dan MRB pada arah X lebih kecil daripada arah Y.

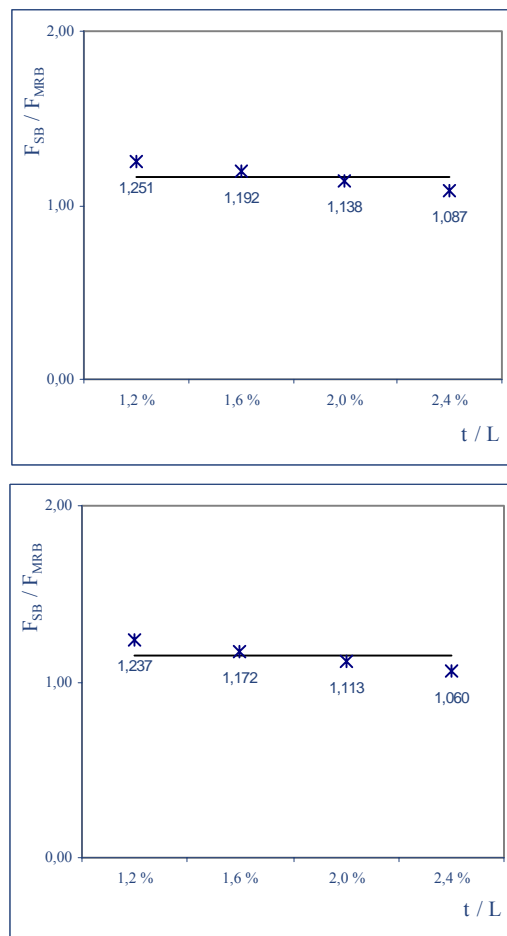
Seperti terlihat pada grafik 4.5 bahwa  $(u_{SB} / u_{MRB})_{rata-rata}$  arah X = 1,223 dan  $(u_{SB} / u_{MRB})_{rata-rata}$  arah Y = 1,239, hal ini menunjukkan bahwa rata-rata  $u_{SB}$  lebih besar 22,3 % dari  $u_{MRB}$  pada arah X dan  $u_{SB}$  lebih besar 23,9 % dari  $u_{MRB}$  pada arah Y.

#### 4.2.3. Gaya Lateral Gempa F



c).  $t = 2,0 \% L$ d).  $t = 2,4 \% L$ Grafik 4.6. Perbedaan  $F_{SB}$  dan  $F_{MRB}$  arah Xa).  $t = 1,2 \% L$ b).  $t = 1,6 \% L$

Grafik 4.7. Perbedaan  $F_{SB}$  dan  $F_{MRB}$  arah Y



a). Arah X

b). Arah Y

Grafik 4.8. Hubungan  $F_{SB} / F_{MRB}$  terhadap  $t / L$ 

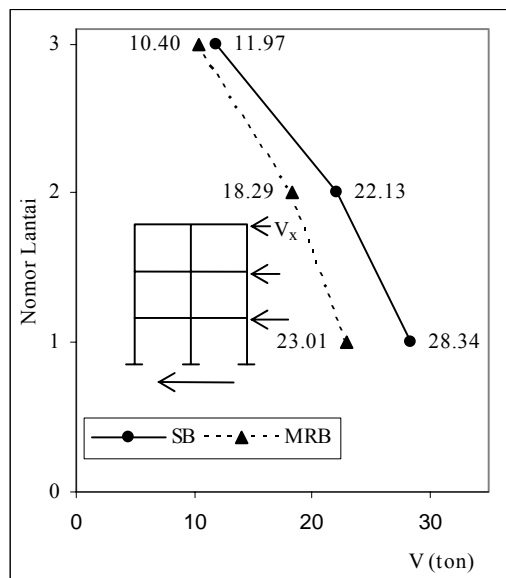
Dari grafik 4.6. sampai dengan grafik 4.8. terlihat bahwa semakin besar  $t / L$  maka  $F$  semakin membesar.  $F_{SB}$  selalu lebih besar dari  $F_{MRB}$ . Deviasi maksimum  $F_{SB}$  lebih besar 31,60 % terhadap  $F_{MRB}$  dan minimum  $F_{SB}$  lebih besar 3,01 % terhadap  $F_{MRB}$ . Besarnya deviasi  $F_{SB}$  terhadap  $F_{MRB}$  bisa dilihat pada lampiran 2.

Semakin besar  $t / L$  maka deviasi  $F_{SB}$  terhadap  $F_{MRB}$  semakin mengecil dan semakin besar nomor lantainya maka deviasi juga semakin mengecil, sehingga harga  $F_{SB}$  semakin mendekati harga  $F_{MRB}$ . Seperti terlihat pada grafik 4.8 bahwa  $(F_{SB} / F_{MRB})_{rata-rata}$  arah X = 1,167 dan  $(F_{SB} / F_{MRB})_{rata-rata}$  arah Y = 1,145, hal ini menunjukkan bahwa rata-rata  $F_{SB}$  lebih besar 16,7 % dari  $F_{MRB}$  pada arah X dan  $F_{SB}$  lebih besar 14,5 % dari  $F_{MRB}$  pada arah Y.

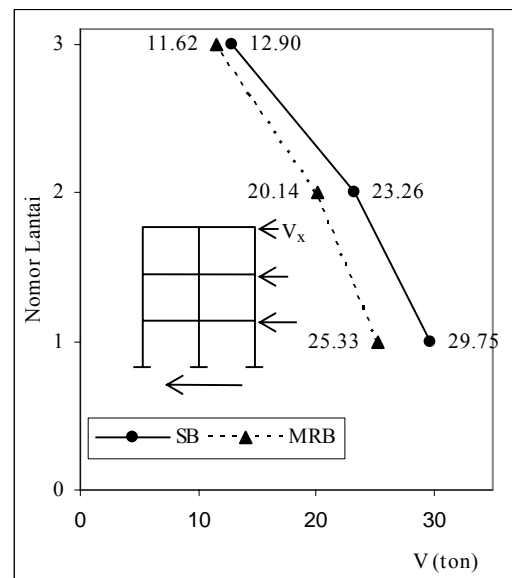


Karena diperoleh harga  $F_{SB}$  yang selalu lebih besar terhadap  $F_{MRB}$  baik untuk arah X maupun Y maka desain dengan model SB akan selalu memberikan hasil yang aman sebab besarnya F dari hasil analisis dinamis ini akan digunakan untuk menghitung gaya-gaya dalam elemen secara statik.

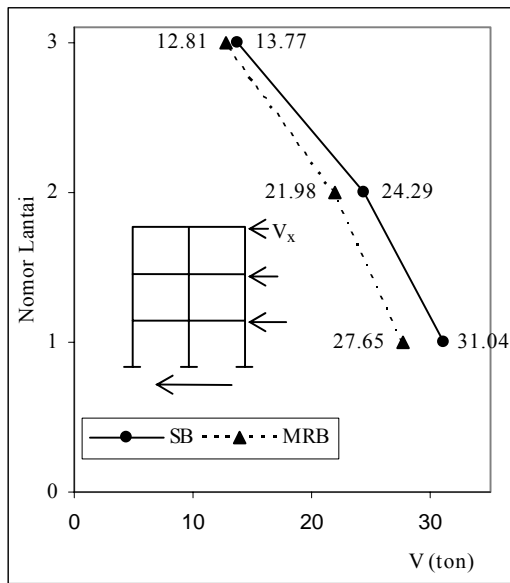
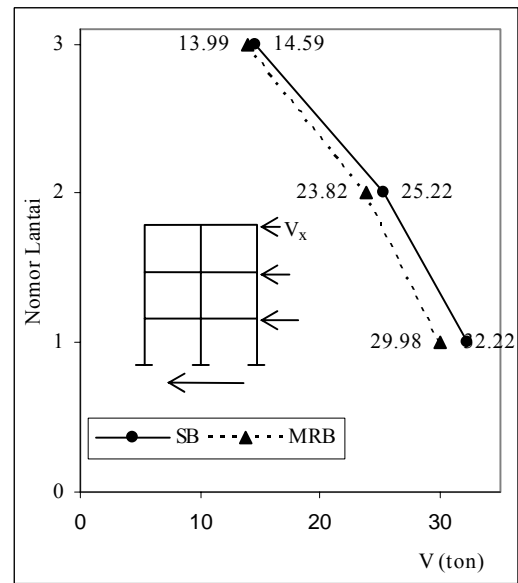
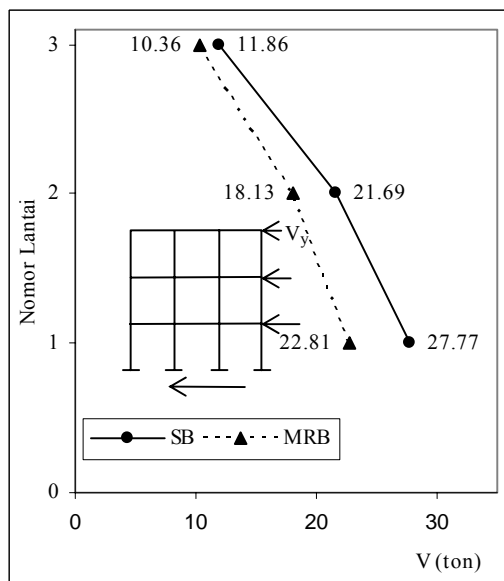
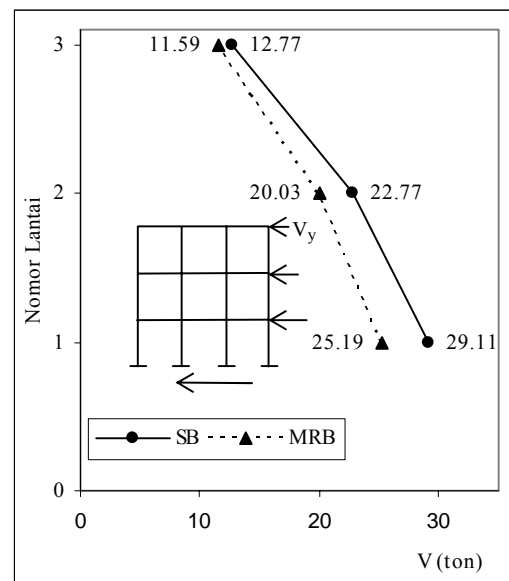
#### 4.2.4. Gaya Geser Tingkat V

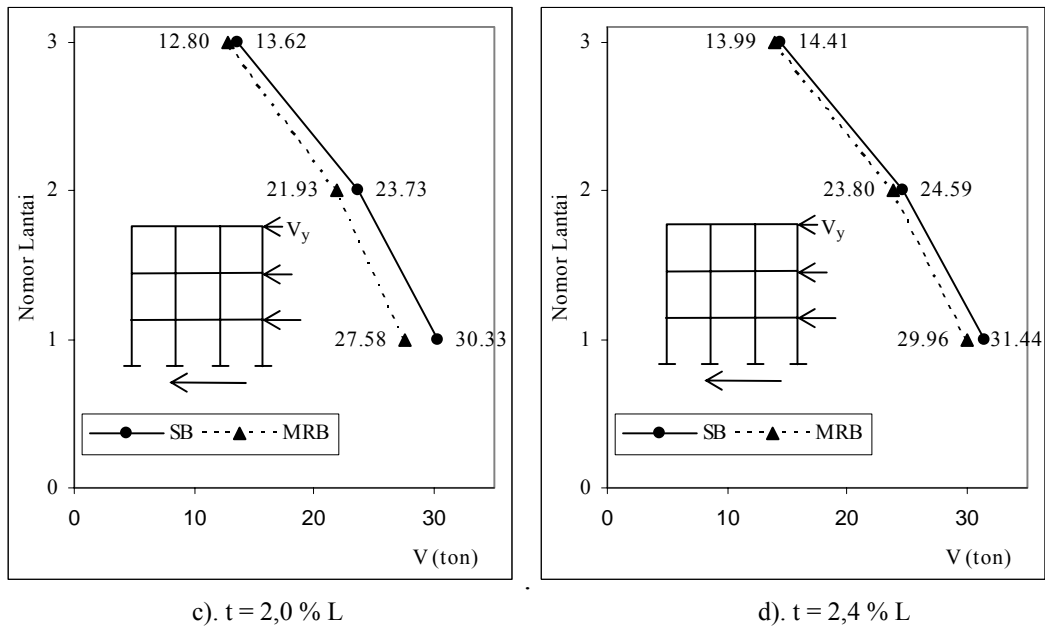


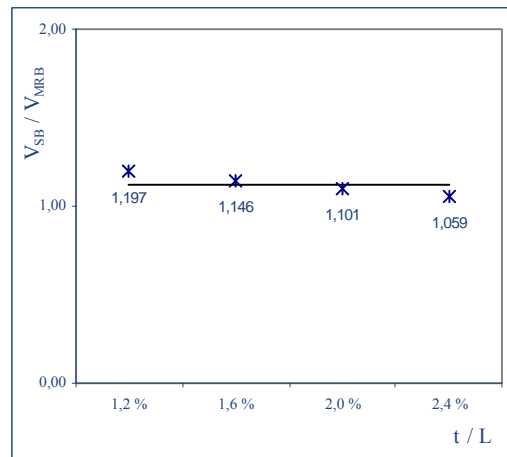
a).  $t = 1,2 \% L$



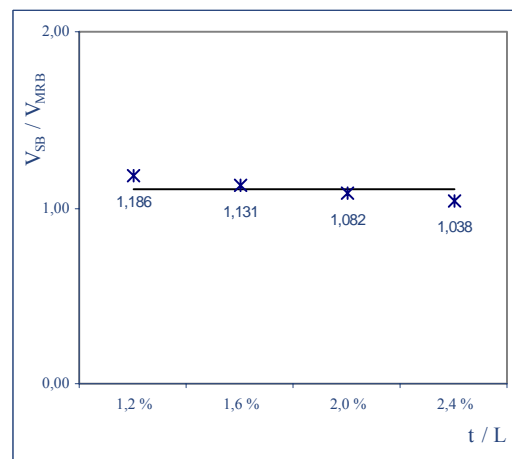
b).  $t = 1,6 \% L$

c).  $t = 2,0 \% L$ d).  $t = 2,4 \% L$ Grafik 4.9. Perbedaan  $V_{SB}$  dan  $V_{MRB}$  arah Xa).  $t = 1,2 \% L$ b).  $t = 1,6 \% L$

Grafik 4.10. Perbedaan  $V_{SB}$  dan  $V_{MRB}$  arah Y



a). Arah X



b). Arah Y

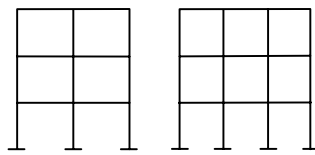
Grafik 4.11. Hubungan  $V_{SB} / V_{MRB}$  terhadap  $t / L$ 

Dari grafik 4.9. sampai dengan grafik 4.11. terlihat bahwa semakin besar  $t / L$  maka  $V$  semakin membesar.  $V_{SB}$  selalu lebih besar dari  $V_{MRB}$ . Deviasi maksimum  $V_{SB}$  lebih besar 23,15 % terhadap  $V_{MRB}$  dan minimum  $V_{SB}$  lebih besar 3,01 % terhadap  $V_{MRB}$ . Besarnya deviasi  $V_{SB}$  terhadap  $V_{MRB}$  bisa dilihat pada lampiran 2.

Semakin besar  $t / L$  maka deviasi semakin mengecil dan semakin besar nomor lantainya maka deviasi juga semakin mengecil, sehingga  $V_{SB}$  semakin mendekati harga  $V_{MRB}$ . Seperti terlihat pada grafik 4.11 bahwa  $(V_{SB} / V_{MRB})_{rata-rata}$  arah X = 1,125 dan

$(V_{SB} / V_{MRB})_{rata-rata}$  arah Y = 1,109, hal ini menunjukkan bahwa rata-rata  $V_{SB}$  lebih besar 12,5 % dari  $V_{MRB}$  pada arah X dan  $V_{SB}$  lebih besar 10,9 % dari  $V_{MRB}$  pada arah Y.

Karena diperoleh harga  $V_{SB}$  yang selalu lebih besar terhadap  $V_{MRB}$  baik untuk arah X maupun Y maka desain dengan model SB akan selalu memberikan hasil yang aman sebab besarnya  $V$  dari hasil analisis dinamis ini akan digunakan untuk menghitung gaya lateral secara statik pada pondasi.



**BAB V****KESIMPULAN DAN SARAN****A. KESIMPULAN**

1. Adanya pelat didalam analisis dinamis struktur bangunan penahan momen akan memperkaku struktur bangunan. Hal ini ditunjukkan dengan harga simpangan bangunan penahan momen yang selalu lebih kecil dari simpangan bangunan geser. Semakin tebal pelat maka perbedaan akan semakin mengecil.
2. - Simpangan bangunan geser untuk arah X lebih besar 22,3 % dari simpangan bangunan penahan momen, sedangkan untuk arah Y simpangan bangunan geser lebih besar 23,9 % dari simpangan bangunan penahan momen.
  - Gaya lateral gempa bangunan geser untuk arah X lebih besar 16,7 % dari gaya lateral gempa bangunan penahan momen, sedangkan untuk arah Y gaya lateral gempa bangunan geser lebih besar 14,5 % dari gaya lateral gempa bangunan penahan momen.
  - Gaya geser tingkat bangunan geser untuk arah X lebih besar 12,5 % dari gaya geser tingkat bangunan penahan momen, sedangkan untuk arah Y gaya geser tingkat bangunan geser lebih besar 10,9 % dari gaya geser tingkat bangunan penahan momen .
3. Bangunan geser menghasilkan respons perpindahan, gaya lateral gempa dan gaya geser tingkat yang lebih besar dari bangunan penahan momen. Ini berarti bahwa model bangunan geser pada analisis dinamik akan menghasilkan desain struktur yang lebih aman.
4. Perbedaan rata-rata perpindahan, gaya lateral gempa dan gaya geser tingkat yang didapat dari analisis untuk model bangunan geser dan bangunan penahan momen tidak terlalu signifikan.

5. Penambahan massa tergumpal pada model bangunan penahan momen akan mengakibatkan penambahan *run time* komputer, tetapi tidak akan menambah akurasi hasil analisis.

## **B. SARAN**

1. Model bangunan geser memberikan hasil yang aman sehingga bisa digunakan dalam pemodelan analisis dinamis struktur gedung.
2. Model bangunan geser masih diperlukan dalam analisis dinamis karena untuk mendapatkan hasil yang lebih akurat dengan pemodelan bangunan penahan momen diperlukan penambahan derajat kebebasan yang banyak sekali meskipun demikian selisih hasil yang didapat antara kedua model tersebut tidak begitu besar.

**DAFTAR PUSTAKA :**

1. -----, “SNI 03-1726-2002 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung”, Badan Standarisasi Nasional, 2002.
2. Biggs, J.M., “*Introduction to Structural Dynamics*”, McGraw-Hill Book Company, Inc, New York, 1964.
3. Chopra, A.K., “*Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering*”, Prentice Hall, Inc., New Jersey, 1985.
4. Clough, R.W., Penzien, J., “*Dynamics of Structures*”, McGraw-Hill Book Company, Inc, 1975.
5. Cook, R.D., “*Metode Elemen Hingga*”, Cetakan Pertama, Penerbit Eresco, Bandung, 1990.
6. Himawan, I., “*Buku Ajar Mekanika Getaran dan Rekayasa Gempa*”, Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Diponegoro, Semarang, 2004.
7. Kilpatrick, J., “*CEE490b : Dynamics of Structures – Course Outline*”, The University of Western Ontario – Faculty of Engineering Science, Department of Civil and Environmental Engineering, 2004.
8. Lynch, J.P., “*CEE511: Structural Dynamics*”, University of Michigan, Winter Semester 2005-2006.
9. Paz, Mario, “*Structural Dynamics Theory and Computation*”, Van Nostrand Reinhold Comp., Inc., 1985.
10. Suhendro, B., “*Metode Elemen Hingga*”, Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Gajah Mada, Yogyakarta, 1994.
11. Thomson, W.T., “*Theory of Vibration with Applications*”, Prentice-Hall New Jersey, 1993.
12. Weaver, W. Jr., Paul R.J., “*Elemen Hingga untuk Analisis Struktur*”, Cetakan Kedua, Penerbit Eresco, 1993.
13. Widodo, H., “*Respons Dinamik Struktur Elastik*”, UII Press, Yogyakarta, 2001.
14. Wiegel, Robert L. et al., “*Earthquake Engineering*”, Prentice-Hall New Jersey, 1970.
15. Wilson, E.L., “*Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*”, CSI, Berkeley, California, 2002.



