

TUGAS AKHIR

RESPON SEISMIK STRUKTUR BETON BERTINGKAT BANYAK AKIBAT BEBAN GEMPA (ANALISA FREKUENSI)

Diajukan kepada Universitas Islam Indonesia
untuk memenuhi sebagian persyaratan memperoleh
derajat Sarjana Teknik Sipil



Disusun oleh :

Nama : Dhani Prasetyo
No. Mhs : 94 310 095
Nirm : 940051013114120094

Nama : Jayadi Windu Arminta
No. Mhs : 95 310 125
Nirm : 950051013114120123

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2000

TUGAS AKHIR

**RESPON SEISMIK STRUKTUR BETON BERTINGKAT BANYAK
AKIBAT BEBAN GEMPA
(ANALISA FREKUENSI)**

**Diajukan Untuk Melengkapi Persyaratan Untuk
Memperoleh Derajat Sarjana Pada Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Universitas Islam Indonesia
Yogyakarta**

Disusun oleh:


Nama : Dhani Prasetyo
No. Mhs : 94 310 095
Nirm : 940051013114120094

Nama : Jayadi Windu Arminta
No. Mhs : 95 310 125
Nirm : 950051013114120123

Telah Diperiksa dan Disetujui Oleh :

**Ir. H. Widodo, MSCE, Ph.D
Dosen Pembimbing I**

**Ir. H. Sarwidi, MSCE, Ph.D
Dosen Pembimbing II**



tanggal



tanggal 02/05/2000

KATA PENGANTAR



Assalamu'alaikum Warahmatullah Wabarakatuh

Puji syukur Alhamdulillah kami panjatkan kehadiran Allah SWT yang senantiasa melimpahkan nikmat, rahmat dan hidayah-Nya kepada kita semua, khususnya kepada kami sehingga dapat menyelesaikan tugas akhir ini. Tidak lupa sholawat serta salam kami pajatkan kehadiran Rasulullah SAW beserta keluarga, sahabat serta pengikutnya sampai akhir jaman.

Tugas akhir dengan judul “ RESPON SEISMIK STRUKTUR BETON BERTINGKAT BANYAK AKIBAT BEBAN GEMPA (ANALISA FREKUENSI)“ ini diajukan sebagai syarat guna memperoleh derajat Sarjana Teknik pada Jurusan Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Penulis menyadari bahwa dalam penulisan tugas akhir ini tidak terlepas dari sumbangan pemikiran dari berbagai pihak yang sangat membantu, sehingga penulis dapat menyelesaikan semua hambatan yang terjadi selama penyusunan hingga terselesaikannya Tugas Akhir ini. Untuk itu dengan penuh hormat, penyusun mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang telah membantu, yaitu yang akan disebutkan dibawah ini.

1. Bapak Ir. H. Widodo, MSCE, Ph.D. selaku Dekan Pakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, sekaligus sebagai Dosen Pembimbing I.
2. Bapak Ir. H. Sarwidi, MSCE, Ph.D. selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
3. Bapak Ir. Tadjuddin BMA, MS, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
4. Staf Dosen dan Karyawan Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
5. Kedua orang tua dan saudara-saudara kami yang telah banyak memberikan bantuan dan dorongan, baik moral maupun material dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
6. Teman-teman dan semua pihak yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu, yang telah banyak membantu kami dalam penyusunan Tugas Akhir ini.

Penyusun menyadari bahwa penulisan Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna, mengingat keterbatasan ilmu, kemampuan dan pengalaman kami dalam penelitian dan penulisan Tugas Akhir ini. Untuk itu kritik dan saran yang sifatnya membangun sangat kami harapkan guna perbaikan dan pengembangan selanjutnya.

Tidak ada yang dapat kami berikan selain ucapan terima kasih atas bantuan yang telah diberikan semoga dapat diterima sebagai amal baik disisi Allah SWT.

Akhir kata, penyusun berharap semoga tulisan ini bermanfaat dan memberikan tambahan ilmu bagi para pembaca. Semoga Allah meridhoi kita semua, Amiin
Wassalamu'alikum Warahmatullah Wabarakatuh

Yogyakarta, April 2000

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR GAMBAR.....	x
DAFTAR TABEL.....	xiii
DAFTAR NOTASI.....	xvi
INTISARI.....	xx
BAB I PENDAHULUAN	i
1.1 Latar Belakang Masalah.....	1
1.2 Tujuan Penelitian.....	5
1.3 Manfaat Penelitian	5
1.4 Batasan Masalah	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Pendahuluan.....	7
2.2 Permasalahan Yang Akan Diteliti.....	10
BAB III LANDASAN TEORI.....	12
3.1 Pendahuluan	12
3.2 Persamaan Gerak Derajat Kebebasan Tunggal (SDOF).....	13

3.3	Persamaan Gerak Derajat Kebebasan Banyak.....	16
3.4	Mode Shape dan frekuensi.....	20
3.5	Persamaan Gerak Akibat Beban Gempa.....	22
3.6	Persamaan Diferensial Independen (<i>Uncoupling</i>).....	24
3.7	Respon Terhadap Beban Gempa.....	27
3.8	Parameter Gerakan Tanah.....	29
3.8.1	Nilai Maksimum Percepatan Tanah.....	30
3.8.2	Simpangan dan Kecepatan Maksimum Tanah.....	30
3.8.3	Respon Spektra.....	30
3.8.4	Durasi Gempa.....	31
3.8.5	Kandungan Frekuensi.....	31
BAB IV METODE PENELITIAN.....		35
4.1	Pengumpulan Data.....	35
4.1.1	Data Struktur	35
4.1.2	Data Beban Gempa.....	37
4.2	Pengolahan Data.....	39
4.3	Pengujian.....	40
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN.....		42
5.1	Pendahuluan.....	42
5.2	Perhitungan Pembebanan Struktur.....	42
5.3	Perhitungan Massa dan Kekakuan.....	45
5.3.1	Perhitungan Massa Tingkat.....	45
5.3.2	Perhitungan Kekakuan.....	46

5.4	Frekuensi Struktur.....	47
5.5	Kandungan Frekuensi Beban Gempa.....	48
5.6	Perhitungan Simpangan Relatif Tingkat.....	49
5.7	Perhitungan Simpangan Antar Tingkat (<i>Inter Story Drift</i>).....	56
5.8	Perhitungan Gaya Geser Tingkat dan Gaya Geser Dasar	58
5.9	Pembahasan.....	60
5.9.1	Simpangan Relatif Tingkat.....	61
5.9.2	Simpangan Antar Tingkat (<i>Inter Story Drift</i>).....	66
5.9.3	Gaya Geser Tingkat.....	72
5.9.4	Tinjauan Respon Struktur Terhadap A/V Rasio.....	79
5.10	Contoh Perhitungan Respon Struktur Dengan 3 Metode.....	85
5.11	Tinjauan Pengaruh Kandungan Frekuensi Dengan Rumus Housner.....	88
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN.....		93
6.1	Kesimpulan	93
6.2	Saran	95
DAFTAR PUSTAKA.....		xxi
LAMPIRAN		

DAFTAR GAMBAR

1. Gambar 3.1 Model struktur, model matematik, dan <i>free body</i> diagram akibat beban dinamik pada struktur SDOF	14
2. Gambar 3.2.a Model struktur MDOF	16
3. Gambar 3.2.b Model matematik struktur MDOF.....	16
4. Gambar 3.2.c Model keseimbangan gaya.....	17
5. Gambar 3.3 Sistem derajat kebebasan tunggal dengan beban gempa.....	23
6. Gambar 3.4 Grafik DLF lawan frekuensi rasio.....	32
7. Gambar 4.1 Denah model struktur.....	36
8. Gambar 4.2 Potongan portal E.....	36
9. Gambar 4.3 Percepatan tanah lawan waktu akibat gempa Koyna.....	39
10. Gambar 5.1 Contoh plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Bucharest.....	54
11. Gambar 5.2 Contoh plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Parkfield.....	55
12. Gambar 5.3 Contoh plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Koyna.....	55
13. Gambar 5.4 Contoh plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest.....	56

14. Gambar 5.5 Contoh plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Parkfield.....	57
15. Gambar 5.6 Contoh plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna.....	57
16. Gambar 5.7 Contoh plot antara gaya geser tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest.....	58
17. Gambar 5.8 Contoh plot antara gaya geser tingkat lawan waktu akibat gempa Parkfield.....	59
18. Gambar 5.9 Contoh plot antara gaya geser tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest.....	59
19. Gambar 5.10 Contoh plot antara gaya geser dasar lawan waktu akibat 3 beban gempa	60
20. Gambar 5.11 Simpangan relatif maksimum akibat 15 beban gempa.....	61
21. Gambar 5.12 Simpangan antar tingkat maksimum akibat 15 beban gempa.....	67
22. Gambar 5.13 Gaya geser tingkat maksimum akibat 15 beban gempa	73
23. Gambar 5.14 Plot antara A/V rasio lawan simpangan relatif maksimum....	80
24. Gambar 5.15 Plot antara A/V rasio lawan simpangan antar tingkat maksimum	81
25. Gambar 5.16 Plot antara A/V rasio lawan gaya geser tingkat maksimum	82
26. Gambar 5.17 Plot antara A/V rasio lawan gaya geser dasar akibat gempa	83

27. Gambar 5.18 Simpangan relatif akibat gempa Bucharest dengan 3 metode.....	86
28. Gambar 5.19 Simpangan antar tingkat akibat gempa Bucharest dengan 3 metode.....	87
29. Gambar 5.20 Gaya geser tingkat akibat gempa Bucharest dengan 3 metode.....	87
30. Gambar 5.21 Plot antara rasio hasil hitungan dan rasio Housner dengan variabel tetap gempa Bucharest.....	90
31. Gambar 5.22 Plot antara rasio hasil hitungan dan rasio Housner dengan variabel tetap gempa Petrovac.....	91
32. Gambar 5.23 Plot antara rasio hasil hitungan dan rasio Housner dengan variabel tetap gempa Bucharest.....	91
33. Gambar 5.24 Plot antara hasil hitungan dan rasio Housner.....	92

DAFTAR TABEL

1. Tabel 4.1 Data dimensi kolom.....	37
2. Tabel 4.2 Data dimensi balok.....	37
3. Tabel 4.3 Data beban gempa.....	38
4. Tabel 5.1 Data pembebanan tiap lantai	44
5. Tabel 5.2 Hasil perhitungan massa	45
6. Tabel 5.3 Hasil perhitungan kekakuan.....	47
7. Tabel 5.4 Data kandungan frekuensi beban gempa (A/V rasio).....	49
8. Tabel 5.5 Simpangan relatif maksimum akibat gempa Bucharest.....	62
9. Tabel 5.6 Simpangan relatif maksimum akibat gempa Koyna.....	62
10. Tabel 5.7 Simpangan relatif maksimum akibat gempa Park Field.....	63
11. Tabel 5.8 Simpangan relatif maksimum akibat gempa Gilroy.....	63
12. Tabel 5.9 Simpangan relatif maksimum akibat gempa Coralitos.....	63
13. Tabel 5.10 Simpangan relatif maksimum akibat gempa Coalinga.....	63
14. Tabel 5.11 Simpangan relatif maksimum akibat gempa Santa Cruz.....	64
15. Tabel 5.12 Simpangan relatif maksimum akibat gempa Tlahuac Bombas....	64
16. Tabel 5.13 Simpangan relatif maksimum akibat gempa Ulcinj.....	64
17. Tabel 5.14 Simpangan relatif maksimum akibat gempa Bar Montenegro....	64
18. Tabel 5.15 Simpangan relatif maksimum akibat gempa Petrovac.....	65
19. Tabel 5.16 Simpangan relatif maksimum akibat gempa Miyagi.....	65

20. Tabel 5.17	Simpangan relatif maksimum akibat gempa Corinch.....	65
21. Tabel 5.18	Simpangan relatif maksimum akibat gempa Mexico.....	65
22. Tabel 5.19	Simpangan relatif maksimum akibat gempa Lolleo.....	66
23. Tabel 5.20	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Buchares	68
24. Tabel 5.21	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Koyna.....	68
25. Tabel 5.22	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Park Field...	69
26. Tabel 5.23	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Gilroy.....	69
27. Tabel 5.24	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Coralitos.....	69
28. Tabel 5.25	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Coalinga.....	69
29. Tabel 5.26	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Santa Cruz..	70
30. Tabel 5.27	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Tlahuac Bombas	70
31. Tabel 5.28	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Ulcinj	70
32. Tabel 5.29	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Bar Montenegro	70
33. Tabel 5.30	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Petrovac	71
34. Tabel 5.31	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Miyagi	71
35. Tabel 5.32	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Corint	71
36. Tabel 5.33	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Mexico	71
37. Tabel 5.34	Simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Lolleo	72
38. Tabel 5.35	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Bucharest	74
39. Tabel 5.36	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Koyna	74
40. Tabel 5.37	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Park Field	74

41. Tabel 5.38	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Gilroy	74
42. Tabel 5.39	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Coralitos	75
43. Tabel 5.40	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Coalinga	75
44. Tabel 5.41	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Santa Cruz	75
45. Tabel 5.42	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Tlahuac Bombas ..	75
46. Tabel 5.43	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Ulcinj	76
47. Tabel 5.44	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Bar Montenegro ..	76
48. Tabel 5.45	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Petrovac	76
49. Tabel 5.46	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Miyagi	76
50. Tabel 5.47	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Corint	77
51. Tabel 5.48	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Miyagi	77
52. Tabel 5.49	Gaya geser tingkat maksimum akibat gempa Lolleo	77
53. Tabel 5.50	Percepatan tanah maksimum dan waktunya setelah dinormalisasi.....	78
54. Tabel 5.51	Hasil perhitungan rasio perpotongan rekaman gempa dengan sumbu waktu.....	89
55. Tabel 5.52	Hasil perhitungan rasio simpangan maksimum.....	90

DAFTAR NOTASI

- a : percepatan massa
- c : redaman
- $[C]$: matrik redaman
- C_n^* : matrik redaman efektif mode ke-n
- F : Resultan gaya
- k : kekakuan
- $[K]$: matrik kekakuan
- K_n^* : matrik kekakuan efektif mode ke-n
- m : massa
- $[M]$: matrik massa
- M_n^* : matrik kekakuan efektif mode ke-n
- $p(t)$: gaya luar
- p_n^* : vektor beban efektif mode ke-n
- $\{p(t)\}$: vektor beban
- t : waktu
- Δt : perbedaan waktu
- y : simpangan
- yy : simpangan antar tingkat
- \dot{y} : kecepatan

- \ddot{y} : percepatan
- \ddot{y}_g : percepatan tanah
- $y(t)$: perpindahan relatif antara massa dan tanah
- y_g : perpindahan tanah
- y_{tot} : perpindahan total
- $\{y\}$: vektor simpangan
- $\{\dot{y}\}$: vektor kecepatan
- $\{\ddot{y}\}$: vektor percepatan
- z_n : modal amplitudo mode ke-n
- \dot{z}_n : turunan pertama modal amplitudo mode ke-n
- \ddot{z}_n : turunan kedua modal amplitudo mode ke-n
- ϕ_n : mode shape/ ragam bentuk ke-n
- ω_n : frekuensi mode ke-n
- ξ : rasio redaman mode ke-n
- Γ_n : partisipasi faktor mode ke-n
- V : gaya geser dasar
- P_0 : beban harmonik
- Ω : frekuensi sudut beban dinamik
- DLF : faktor beban dinamik
- $S_d(k, \omega)$: simpangan gempa frekuensi tinggi
- $S_d(\omega)$: simpangan gempa frekuensi rendah
- f : frekuensi getar struktur
- λ : vektor frekuensi sudut struktur

T : periode getar struktur
 g : percepatan gravitasi
 w : berat
 b : lebar kolom
 h : tinggi kolom
 H : tinggi tingkat
 I : inersia
 E : modulus elastisitas
buc : Bucharest
koy : Koyna
park : Park Field
glry : Gilroy
cora : Coralitos
coli : Coalinga
stcrz : Santa Cruz
boms : Tlahuac Bombas
ulci : Ulcinj
bar : Bar Montenegro
pet : Petrovac
miya : Miyagi
corin : Corinch
mex : Mexico
loll : Lolleo

DAFTAR LAMPIRAN

1. **Lampiran 1** Gambar beban gempa yang digunakan
2. **Lampiran 2** Verifikasi perhitungan respon struktur dengan aplikasi program Matlab dan perhitungan manual dengan program Exel
3. **Lampiran 3** Aplikasi program Matlab
4. **Lampiran 4** Contoh hasil perhitungan respon beban gempa Bucharest dengan aplikasi program Matlab
5. **Lampiran 5** Tabel perbandingan hasil hitungan respon struktur dengan 3 metode

Intisari

Perancangan struktur tahan gempa, pada prinsipnya adalah pengendalian simpangan struktur, yang meliputi "relative displacement" dan "inter story drift". Sehingga dalam perancangan struktur tahan gempa harus memperhatikan karakteristik beban gempa, dimana beban gempa merupakan beban dinamik yang non-Harmonik dan non-Periodik. Representasi terbaik dari beban gempa adalah riwayat percepatan tanah, dan dari riwayat percepatan tanah dapat diketahui kandungan frekuensi beban gempa. Parameter kandungan frekuensi sangat menentukan besarnya respon struktur akibat gempa, karena kedekatan frekuensi beban dengan frkuensi struktur akan menyebabkan resonansi yang cenderung memberikan respon yang besar dan memberikan kemungkinan kerusakan struktur yang semakin besar. Sehingga penelitian mengenai respon seismik struktur beton bertingkat banyak akibat beban gempa dengan tinjauan kandungan frekuensi akan dibahas dalam penulisan ini.

Dari tinjauan kandungan frekuensi beban gempa akan diketahui sejauh mana pengaruh kandungan frekuensi beban gempa terhadap respon struktur, serta diperoleh rentang frekuensi beban gempa yang menyebabkan respon struktur menjadi maksimum dengan memperhatikan frekuensi strukturnya. Sehingga perencanaan struktur tahan gempa harus memperhitungkan efek kedekatan frekuensi antara frekuensi struktur dengan kandungan frekuensi gempa (efek resonansi).

Proses analisa dinamik dilakukan dengan menggunakan program komputer yang merupakan aplikasi dari fasilitas program Matlab 5.3 Realese II. Dari hasil tinjauan respon struktur yang berupa simpangan relatif tingkat, simpangan antar tingkat, gaya geser tingkat dan gaya geser dasar terhadap kandungan frekuensi beban gempa (A/V rasio) menunjukkan bahwa gempa dengan A/V rasio 0.64222 g/m/det memberikan respon yang paling besar dibanding beban gempa lain pada struktur dengan frekuensi 0.7652327 Hz. Efek frekuensi akan melemah untuk frekuensi beban yang jauh dengan frekuensi struktur. Respon struktur akibat beban gempa dengan frekuensi tinggi relatif kecil dibanding gempa dengan frekuensi rendah. Sehingga studi tentang analisa frekuensi beban gempa sangat penting dalam perencanaan struktur tahan gempa.

BAB I

PENDAHULUAN

Pendahuluan pada penulisan laporan penelitian ini berisi tentang latar belakang masalah, tujuan penelitian, manfaat yang dapat diperoleh dari penelitian dan batasan-batasan masalah yang dipakai dalam pelaksanaan penelitian.

1.1. Latar Belakang Masalah

Gempa bumi merupakan fenomena alam yang kompleks, yang disebabkan oleh tumbukan, pergeseran plat tektonik di dalam bumi. Waktu kejadian dan besarnya gempa bumi juga tidak dapat diprediksi secara baik, walaupun sudah banyak ahli yang menyelidikinya. Hal ini sering menimbulkan kerugian, baik material maupun korban jiwa yang sangat besar. Kerusakan-kerusakan yang disebabkan oleh gempa bumi dapat dikategorikan menjadi kerusakan struktural dan non struktural. Kerusakan nonstruktural antara lain batu berjatuhan (*rockfalls*), slip pada batuan (*rockslides*), penurunan permukaan tanah (*settlement*), slip pada lereng (*landslides*), hilangnya daya dukung pasir jenuh (*liquefaction*) dan segala jenis kerusakan struktur tanah lainnya. Jenis kerusakan struktural yang pernah tercatat akibat gempa, antara lain adalah efek perlemahan tingkat (*soft storey effects*), efek dari perilaku kolom dan balok pendek (*short column and beam effects/ shear failure*), perbesaran rotasi total join (*beam column*

joint), puntir (*torsi*) dan benturan antara bangunan yang berdekatan (*structural pounding*) (Widodo, 1997a).

Pada saat terjadi gempa bumi suatu struktur akan mengalami suatu gerakan yang kompleks (*complex motion*) sebagai akibat dari gerakan tanah (*ground motion*) yang kompleks pula. Dalam bahasa teknisnya, struktur mengalami pembebanan dinamik akibat gaya inersia, yang *magnitudenya* merupakan fungsi dari waktu. Efek kerusakan akibat beban gempa bumi menuntut suatu perencanaan struktur yang teliti, yaitu dengan melakukan analisa perancangan yang mendekati kejadian sesungguhnya. Beban gempa merupakan salah satu beban dinamik yang intensitasnya merupakan fungsi dari waktu, sehingga dalam analisisnya menggunakan analisa dinamik yang menghasilkan respon sesuai dengan riwayat bebannya. Beban dinamik secara garis besar dapat dibedakan menjadi dua, yaitu beban dinamik periodik dan beban dinamik non-periodik seperti akan dijelaskan sebagai berikut ini.

1. Beban Dinamik Periodik, yaitu beban dinamik yang bekerja secara periodik atau bekerja pada interval waktu yang teratur. Contoh beban dinamik jenis ini adalah beban akibat putaran mesin dan gelombang air.

- a. Beban akibat putaran mesin

Beban dinamik ini bekerja secara periodik dan harmonik yang biasanya dinyatakan dalam fungsi sinusoidal.

- b. Beban akibat gelombang air

Gelombang air akibat angin laut maupun akibat putaran propeller kapal, mengakibatkan beban dinamik periodik non-Harmonik.

2. Beban Dinamik non-Periodik, yaitu beban dinamik yang bekerja secara fluktuatif atau tidak teratur. Contoh jenis beban dinamik non-Periodik diantaranya adalah sebagai berikut ini.

a. Beban akibat ledakan

Beban ini bersifat impulsif pada awal pembebanannya. Sekejap setelah terjadi ledakan akan timbul gelombang guncangan udara yang terdiri atas selapis udara yang mengalami kompresi yang sangat tinggi dengan arah kedepan (bertanda positif). Beberapa saat kemudian, tekanan udara akan turun secara drastis dan arus tekanan udara akan berbalik kebelakang (bertanda negatif).

b. Beban akibat gempa bumi

Gelombang energi gempa yang menjalar dari fokus akan mengakibatkan tanah menjadi bergetar. Getaran tanah akan terekam dalam bentuk percepatan tanah yang umumnya disebut aselerogram. Gelombang gempa yang terjadi merupakan gabungan dari beberapa frekuensi serta mempunyai *magnitude* yang berubah menurut waktu.

Prinsip bangunan tahan gempa haruslah dipahami oleh seorang *engineers*, terutama dalam rangka menetapkan konfigurasi bangunan. Denah bangunan yang relatif sederhana dan simetri adalah sebaik-baik denah ditinjau dari segi perilaku struktur bangunan akibat beban gempa. Salah satu tujuan dalam desain bangunan tahan gempa adalah tercapainya pengendalian simpangan horisontal. Jenis, kombinasi dan orientasi struktur utama, dipilih/ direncanakan sedemikian rupa sehingga usaha pengendalian tersebut mencapai sasaran.

Gerakan tanah akibat gempa mempunyai beberapa parameter antara lain nilai maksimum percepatan tanah, respon spektra, durasi atau lamanya gempa serta kandungan frekuensi. Percepatan tanah maksimum dan respon spektra sering digunakan, tetapi parameter ini kurang representatif, karena parameter ini mengabaikan durasi dan kandungan frekuensi gempa yang terjadi.

Respon spektrum percepatan tanah belum tentu akurat untuk menyatakan kekuatan gempa yang selanjutnya akan mengakibatkan kerusakan pada bangunan. (Rodrigues, 1988). Menurut Housner (1971) dalam Widodo (1997a) bahwa gempa dengan frekuensi yang lebih tinggi akan mengakibatkan simpangan yang lebih kecil daripada gempa dengan frekuensi lebih rendah. Kesamaan atau kedekatan frekuensi antara frekuensi beban dan frekuensi struktur akan cenderung mengakibatkan resonansi yang akan mengakibatkan respon struktur menjadi sangat besar. (Widodo, 1997a).

Parameter kandungan frekuensi banyak dipakai sebagai parameter dalam menganalisa respon struktur akibat beban gempa. Kedekatan frekuensi antara frekuensi beban gempa dan frekuensi struktur akan cenderung mengakibatkan resonansi yang akan mengakibatkan respon struktur berupa simpangan relatif, simpangan antar tingkat, gaya geser tingkat dan gaya geser dasar menjadi besar dan berakibat memberikan kemungkinan kerusakan struktur yang besar pula. Jadi parameter kandungan frekuensi gempa merupakan parameter yang cenderung dominan dan sangat menentukan besarnya respon struktur akibat beban gempa, dalam analisa linear elastis.

1.2. Tujuan Penelitian

Tujuan dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut ini.

1. Mengetahui sejauh mana pengaruh kandungan frekuensi beban gempa terhadap respon struktur bertingkat banyak, dengan melihat hasil analisa simpangan relatif, simpangan antar tingkat dan gaya geser tingkat serta gaya geser dasar.
2. Memperoleh rentang frekuensi atau rasio percepatan maksimum dan kecepatan maksimum beban gempa yang cenderung menyebabkan respon struktur menjadi maksimum dengan melihat simpangan relatif tingkat, simpangan antar tingkat, gaya geser tingkat dan gaya geser dasar yang terjadi pada struktur

1.3. Manfaat Penelitian

Manfaat yang akan diperoleh dari penelitian pada tugas akhir ini adalah :

1. diharapkan dengan hasil penelitian ini dapat disarankan bahwa dalam perencanaan struktur tahan gempa, harus memperhitungkan efek kedekatan frekuensi gempa dengan frekuensi struktur (resonansi), dan
2. memberikan penyelesaian yang lebih sempurna pada analisa beban gempa berupa riwayat waktu, dalam perencanaan struktur tahan gempa.

1.4. Batasan Masalah

Batasan masalah yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah :

1. analisa yang digunakan untuk perhitungan kekakuan tingkat adalah prinsip bangunan geser (*shear building*),

2. metode analisis dinamika menggunakan *time history* beberapa gempa dengan percepatan tanah yang telah dinormalisasi terhadap percepatan tanah maksimum gempa Koyna,
3. massa lantai dan balok struktur dianggap menggumpal pada satu titik (*lumped mass*),
4. struktur bangunan yang ditinjau adalah model bangunan geser bertingkat 12, dengan dimensi ditentukan secara langsung,
5. analisis dinamika struktur dibatasi pada kondisi linear elastis,
6. dukungan pondasi dianggap jepit penuh, tidak terdapat interaksi antara pondasi dan tanah dibawahnya,
7. struktur ditinjau dua dimensi sehingga torsi tidak diperhitungkan,
8. struktur dianggap mempunyai rasio redaman 5% (*damping ratio*), dan
9. perhitungan mekanis menggunakan aplikasi program Matlab 5.3 Release II, 1999 (The Math Works, Inc).

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Tinjauan pustaka merupakan sebuah tinjauan mengenai teori-teori dan hasil-hasil penelitian yang telah dilakukan sebelumnya yang mendukung pelaksanaan penelitian. Dengan demikian penelitian yang dilakukan mempunyai landasan teori yang kuat agar memberikan hasil yang optimal.

2.1 Pendahuluan

Gaya gempa menyerang titik-titik lemah pada struktur yang kekuatannya tidak memadai dan langsung akan menyebabkan keruntuhan, baik dalam arah vertikal maupun horizontal, Muto (1987) dalam Widodo (1997a). Dari sekian banyak kerusakan struktur akibat gempa, yang sangat berpengaruh adalah simpangan antar tingkat (*inter storey drift*) yang terjadi pada struktur yang ditinjau. Simpangan maksimum struktur tidak dapat menjadi acuan utama didalam menentukan seberapa besar pengaruhnya terhadap kerusakan struktur. Hal ini erat hubungannya dengan prinsip perancangan struktur tahan gempa yaitu pengendalian simpangan, baik simpangan relatif tingkat maupun simpangan antar tingkat.

Menurut Werner (1976) dalam Widodo (1997a) bahwa representasi terbaik dari gerakan tanah akibat gempa adalah riwayat percepatan tanah (*ground acceleration time history*). Penggunaan parameter percepatan tanah maksimum

untuk menyatakan kekuatan gempa mempunyai banyak kelemahan, kelemahan pertama terletak pada karakter umum percepatan tanah akibat gempa yang umumnya mempunyai kandungan frekuensi tinggi, yaitu bahwa percepatan maksimum akan berhubungan erat dengan gaya maksimum yang hanya berpengaruh besar pada sistem struktur frekuensi tinggi dan pengaruhnya akan semakin melemah pada frekuensi menengah bahkan pada frekuensi rendah. Kelemahan yang lain adalah parameter percepatan tanah maksimum mengabaikan kandungan frekuensi gempa dan durasi gempa.

Gempa dengan frekuensi yang lebih tinggi akan mengakibatkan simpangan yang lebih kecil daripada gempa dengan frekuensi lebih rendah, menurut Housner (1971) dalam Widodo (1997a). Kandungan frekuensi pada gempa bumi dinyatakan dalam rasio antara percepatan tanah maksimum dengan kecepatan tanah maksimum, yang dikenal dengan A/V rasio. Berdasarkan data yang dikumpulkan bahwa suatu gempa yang mempunyai frekuensi tinggi (yaitu gempa bumi yang garis aselerogram tiap detiknya memotong sumbu waktu dengan jumlah yang banyak) umumnya mempunyai A/V rasio yang besar. Sebaliknya gempa bumi yang kandungan frekuensinya relatif rendah umumnya mempunyai kandungan A/V rasio yang relatif kecil, hal ini dikemukakan Tso dkk (1992) dalam Widodo (1997a).

Kesamaan atau kedekatan frekuensi antara frekuensi beban dan frekuensi struktur akan cenderung mengakibatkan resonansi yang akan mengakibatkan respon struktur menjadi sangat besar. (Widodo, 1997a).

Pada penelitian ini juga digunakan tinjauan pustaka penelitian-penelitian yang pernah dilaksanakan, antara lain :

1. Penelitian Gunadi dan Gusmadi (1999)

Kedua peneliti mengambil topik *Pengaruh Pemindahan Massa Lantai Terhadap Gaya Geser, Momen Guling Dan Simpangan Pada Gedung Bertingkat*. Pada penelitian tersebut peneliti mencoba meneliti pengaruh pemindahan massa lantai (*switch*) terhadap gaya geser, momen guling dan simpangan pada gedung bertingkat dengan asumsi beban gempa berupa beban statik lateral. Dari penelitian ini terdapat ketidaksesuaian pada asumsi beban gempa yaitu beban gempa diasumsikan sebagai beban statik lateral. Hal ini juga akan memberikan hasil yang kurang sesuai dengan kenyataan yang ada di lapangan.

2. Penelitian Famularsih dan Wirogo (1999)

Penelitian yang dilakukan, mengambil pokok bahasan *Pengaruh Perubahan Kekakuan Terhadap Besarnya Gaya Geser Dasar Dan Momen Guling Pada Gedung Bertingkat Banyak*. Penelitian ini menunjukkan bahwa pada kekakuan tingkat sebesar 60 % dari kekakuan awal menyebabkan berkurangnya gaya geser dasar ditinjau dari kapasitas gaya geser dasar pada saat kekakuan 100 %. Pada penelitian ini menggunakan beban gempa berupa respon spektra, seperti yang tercantum dalam PPTGIUG 1983. Seperti halnya dengan penelitian Gunadi dan Gusmadi (1999) asumsi beban gempa yang dipakai kurang representatif dengan sifat bebannya, sehingga hasilnya tidak sesuai dengan kenyataan yang ada di lapangan.

3. Penelitian Suprapti dan Novitasari (1999)

Topik yang diambil oleh kedua peneliti adalah *Penempatan Posisi Efektif Redaman Tunggal Untuk Mengurangi Resiko 'Structural Pounding' Pada Bangunan Bertingkat Lima*. Dalam penelitian tersebut peneliti mencoba mengurangi simpangan relatif maksimum struktur akibat beban gempa El Centro berupa riwayat waktu menggunakan peredam tunggal (*viscous damping*), sehingga diperoleh penempatan redaman yang efektif pada struktur bertingkat lima. Pada penelitian ini hanya digunakan satu beban gempa sehingga tidak dapat menjelaskan mengenai karakteristik beban gempa yang cenderung memberikan simpangan maksimum pada struktur yang ditinjau.

2.2. Permasalahan yang akan diteliti

Berdasarkan tinjauan pustaka diatas, maka perlu adanya penelitian dengan pokok-pokok permasalahan sebagai berikut ini.

1. Pada perencanaan struktur bertingkat banyak yang direncanakan dengan beban gempa perlu direncanakan dengan beban gempa yang mendekati kenyataan. Dengan beban berupa *time history* dapat diketahui perilaku dinamik struktur akibat beban gempa tersebut.
2. Untuk mengetahui sejauh mana pengaruh beban gempa terhadap respon struktur, maka akan ditinjau pengaruh kandungan frekuensi beban gempa terhadap respon struktur, yang berupa simpangan relatif maksimum, simpangan antar tingkat maksimum, gaya geser tingkat maksimum dan gaya geser dasar maksimum.

3. Untuk mendapatkan hasil yang sesuai dengan sifat beban dinamik maka digunakan program komputer yang mampu menyelesaikan persoalan dinamik.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

Perencanaan struktur tahan gempa harus memperhitungkan pengaruh gempa setempat yang pernah terjadi terhadap struktur yang akan direncanakannya, hal ini bertujuan mengantisipasi apabila terjadi gempa serupa. Untuk menetapkan *ground motion* yang akan digunakan pada perancangan suatu struktur, idealnya diperlukan studi tentang sejarah kegempaan pada daerah dimana struktur tersebut akan didirikan (Cramer,1996).

Pengendalian simpangan pada perancangan struktur tahan gempa dapat dicapai, dengan cara mengetahui terlebih dahulu karakteristik beban gempa yang dominan menyebabkan respon struktur menjadi maksimum. Penelitian terhadap pengaruh kandungan frekuensi beban gempa diperlukan sekali, mengingat kedekatan frekuensi beban dengan frekuensi struktur beresiko tinggi terhadap kerusakan struktur. Perhitungan dalam penelitian ini menggunakan beberapa teori yang umum digunakan untuk analisa dinamik, khususnya pada analisa linier elastis. Teori-teori tersebut diantaranya adalah sebagai berikut.

3.2 Persamaan Gerak Derajat Kebebasan Tunggal (SDOF)

Bagian terpenting dari suatu struktur linear elastis yang dikenai beban luar adalah massa, kekakuan, dan redaman. Sistem dengan derajat kebebasan tunggal hanya mempunyai satu koordinat yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu massa pada saat tertentu. Jumlah derajat kebebasan massa biasanya dapat dikaitkan dengan jumlah massa, misalnya struktur 4-tingkat akan mempunyai 4 derajat kebebasan dengan anggapan bahwa struktur berperilaku seperti *shear building*, jadi struktur dengan derajat kebebasan tunggal berarti hanya akan mempunyai satu massa.

Dalam analisa dinamika, struktur masa merupakan elemen yang sangat berpengaruh terhadap respon struktur. Perhitungan analisa dinamik dapat dilakukan dengan menganggap bahwa massa lantai terkonsentrasi pada satu titik (*lumped mass*). Apabila prinsip bangunan geser (*shear building*) dipakai, maka setiap massa lantai hanya akan bergerak secara horisontal. Karena percepatan hanya akan terjadi pada struktur yang mempunyai masa, sehingga matrik massa merupakan matrik diagonal (Widodo,1996).

Didalam *structural dynamics* kekakuan kolom dalam menahan beban horisontal dimodel sebagai konstanta pegas, pegas yang ditarik atau ditekan dengan beban p akan mengalami perpanjangan atau perpendekan (*displacement*) sebesar y . Kekakuan dimanifestasikan oleh kekakuan kolom apabila struktur tersebut mendapat pembebanan horisontal. Dalam memodel kekakuan ekuivalen dapat dimodel sebagai hubungan seri dan paralel dari pegas tersebut dan nilai

konstanta pegas yang akan dipakai di dalam analisis adalah nilai ekuivalen konstanta pegas (Paz,1997).

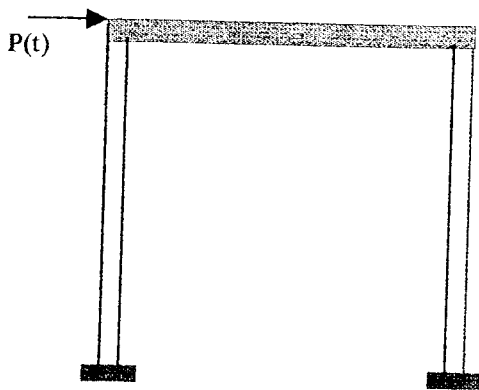
Penyelesaian masalah dinamik, sebaiknya memakai metoda yang menghasilkan suatu analisa yang tersusun dan sistematis. Gambar 3.1(b) memperlihatkan contoh struktur yang dianggap sebagai struktur berderajat kebebasan tunggal dalam analisa dinamik, yaitu struktur yang dimodel sebagai sistem dengan koordinat perpindahan tunggal. Model analisis sistem berderajat kebebasan tunggal dijelaskan dengan model matematik seperti yang dikemukakan oleh Chopra (1995). Pada gambar 3.1 (c), elemen massa m menyatakan massa dan sifat inersia struktur, elemen pegas k menyatakan gaya balik elastis dan kapasitas energi potensial struktur, elemen redaman c menyatakan sifat geseran dan kehilangan energi dari struktur dan gaya persatuan waktu, sedangkan $p(t)$ menyatakan gaya luar yang bekerja pada sistem struktur.

Hubungan analitis antara perpindahan y dan waktu t diberikan Hukum Newton kedua untuk gerak yang dinotasikan sebagai berikut (Gambar 3.1.c).

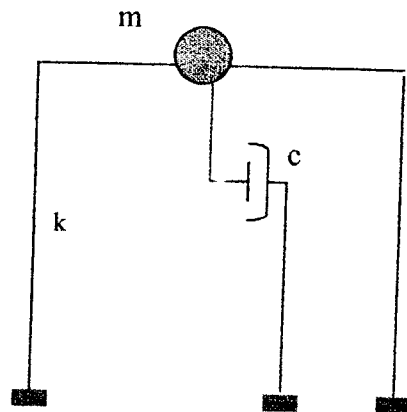
$$F = m a \dots\dots\dots(3.1)$$

dimana F adalah resultan gaya yang bekerja pada partikel massa m dan a adalah resultan percepatan. *Free body* diagram dari massa m yang dipindahkan pada posisi arah positif menurut koordinat arah y , yang memberikan gaya pada pegas sebesar ky dengan anggapan pegas linear, dan juga memberikan gaya pada c yaitu koefisien redaman liat yang akan menghasilkan gaya $c\dot{y}$, dengan asumsi redaman pada struktur sebagai redaman liat (*viscous damping*). Persamaan gerak sesuai dengan penggunaan Hukum Newton Kedua adalah:

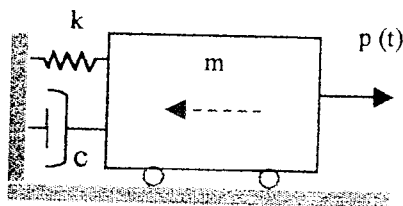
$$p(t) - ky - c\dot{y} = m\ddot{y} \dots \dots \dots (3.2)$$



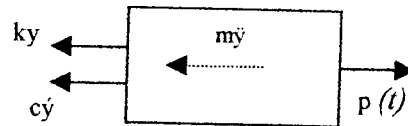
a). Struktur SDOF



b). Struktur SDOF yang sederhana



c). Model Matematik



d). "Free Body" Diagram

Gambar 3.1 Model struktur, model matematik dan free body diagram akibat beban dinamik pada struktur SDOF

Salah satu alternatif penyelesaian persamaan (3.2) untuk mendapatkan kesetimbangan dinamis (*dynamic equilibrium*) adalah menggunakan Prinsip *d'Alembert*, Berg(1988) menyatakan bahwa sebuah sistem dapat dibuat dalam

keadaan kesetimbangan dinamis dengan menambahkan sebuah gaya fiktif pada gaya-gaya luar yang biasa dikenal sebagai gaya inersia. Gambar 3.1 (d) memperlihatkan *free body diagram* dengan gaya inersia $m\ddot{y}$ yang sama dengan massa dikalikan percepatan dan selalu diberikan arah negatif terhadap koordinat yang bersangkutan. Penggunaan prinsip *d'Alembert* memungkinkan pemakaian persamaan kesetimbangan untuk mendapatkan persamaan gerak. Dengan memperlihatkan gambar 3.1 (d), jumlah gaya-gaya pada arah y memberikan persamaan differensial gerakan (*differential equation of motion*) untuk sistem yang mengalami getaran bebas, dengan asumsi $p(t) = 0$. Hasil dari persamaan differensial gerakan bebas adalah berupa *transient respon*.

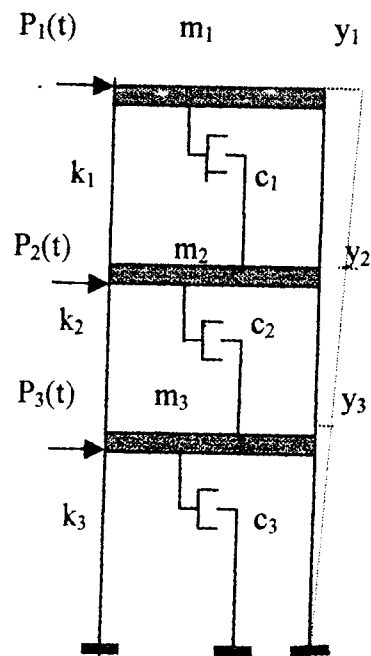
$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = 0 \dots\dots\dots(3.3)$$

3.3 Persamaan Gerak Derajat Kebebasan Banyak (MDOF)

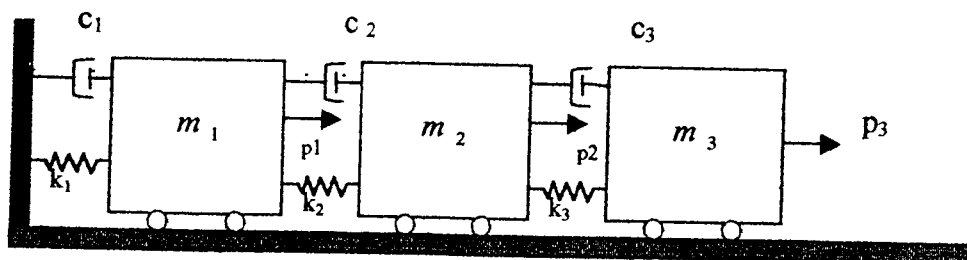
Secara umum struktur bangunan gedung tidak selalu dapat dinyatakan dengan suatu sistem yang mempunyai derajat kebebasan tunggal (SDOF). Umumnya struktur bangunan gedung justru mempunyai derajat kebebasan banyak (*Multi Degree of Freedom*).

Pada struktur bangunan gedung bertingkat banyak, umumnya massa struktur dapat digumpalkan (*lumped mass*) pada tiap-tiap tingkat. Banyaknya derajat kebebasan berasosiasi dengan jumlah massa. Pada struktur yang mempunyai n tingkat, akan mempunyai n derajat kebebasan dan mempunyai n mode. Pada prinsip bangunan geser (*shear building*), setiap massa hanya terpusat pada bidang lantai, balok pada lantai kaku tak hingga dibandingkan dengan kolom dan

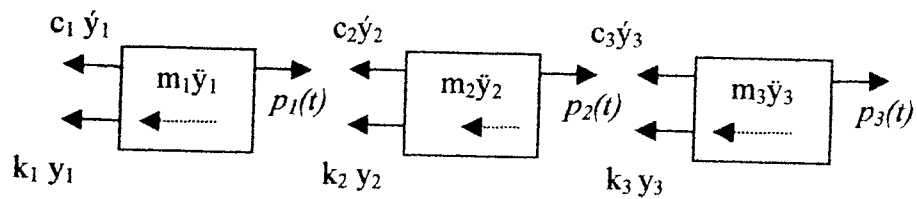
deformasi dari struktur tidak dipengaruhi gaya aksial yang terjadi pada kolom. Gambar 3.2 (b) merupakan model-model yang ekuivalen untuk bangunan geser sedangkan model matematisnya terdapat pada Gambar 3.2 (a). Selanjutnya didapat persamaan-persamaan gerak dari bangunan berlantai tiga yang berasal dari diagram *free body* (Gambar 3.2 (c)), dengan menyamakan jumlah gaya-gaya yang bekerja pada setiap massa sama dengan nol.



Gambar 3.2 (a) Model struktur MDOF



Gambar 3.2 (b) Model matematik struktur MDOF



Gambar 3.2(c) Model kesetimbangan gaya

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

$$m_1 \ddot{y}_1 + k_1 y_1 + c_1 \dot{y}_1 - k_2 (y_2 - y_1) - c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - p_1(t) = 0 \quad \dots \dots \dots (3.4a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2 + k_2 (y_2 - y_1) + c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - k_3 (y_3 - y_2) - c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) - p_2(t) = 0 \quad \dots \dots \dots (3.4b)$$

$$m_3 \ddot{y}_3 + k_3 (y_3 - y_2) - c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) - p_3(t) = 0 \quad \dots \dots \dots (3.4c)$$

Dari persamaan (3.4), tampak bahwa untuk memperoleh kesetimbangan dinamik terhadap suatu massa yang ditinjau ternyata dipengaruhi oleh kekakuan, redaman dan simpangan massa sebelum dan sesudah massa/ tingkat yang ditinjau. Persamaan differensial dengan sifat-sifat ini disebut *coupled equation* karena persamaan-persamaan tersebut akan tergantung satu sama lain. Penyelesaian dari persamaan *coupled* harus dilakukan secara simultan, artinya penyelesaian yang melibatkan seluruh persamaan yang ada.

Persamaan diatas kemudian disusun menurut parameter yang sama (percepatan, kecepatan dan simpangan) akan diperoleh :

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

$$m_2 \ddot{y}_2 + c_2 \dot{y}_1 + (c_2 + c_3) \dot{y}_2 - c_3 \dot{y}_3 - k_2 y_1 + (k_2 + k_3) y_2 - k_3 y_3 = p_2(t) \dots \dots \dots (3.5b)$$

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

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

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = F(t) \dots \dots \dots (3.6)$$

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

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

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

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

sedangkan vektor percepatan, vektor kecepatan, vektor simpangan dan vektor beban dalam bentuk

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

3.4 Mode Shape dan Frekuensi

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

Persamaan differensial gerak pada getaran bebas pada struktur adalah :

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = 0 \dots\dots\dots (3.9)$$

Frekuensi sudut pada struktur dengan redaman (*damped frequency*) nilainya hampir sama dengan frekuensi sudut pada struktur tanpa redaman, bila nilai rasio redaman (*damping ratio*) kecil. Maka persamaan (3.9) akan menjadi :

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

Persamaan diatas diasumsikan pada getaran bebas, maka vektor $\{y\}$ berbentuk

$$\{y\} = \{\phi\}z(t) \dots\dots\dots (3.11a)$$

$$\{\ddot{y}\} = \{\phi\}\ddot{z}(t) \dots\dots\dots (3.11b)$$

dengan $\{\phi\}$ adalah vektor *mode shape* yaitu suatu vektor yang tidak berdimensi, yang memiliki paling sedikit sebuah elemen yang tidak sama dengan nol.

Sedangkan z dan \ddot{z} adalah vektor perpindahan dan vektor percepatan. Jika persamaan (3.11) dimasukkan dalam persamaan (3.10) maka akan didapatkan

$$[M]\{\phi\}\ddot{z}(t) + [K]\{\phi\}z(t) = 0 \dots\dots\dots(3.12)$$

$[M]$ dan $[K]$ adalah matriks konstan dan pada sebuah hipotesis disebutkan bahwa $\{\phi\}$ juga merupakan matriks konstan, maka akan didapatkan

$$\ddot{z}(t) + (\text{constant}) z(t) = 0 \dots\dots\dots(3.13)$$

Jika konstanta diatas adalah ω_n^2 (*undamped natural frequency*), maka persamaan (3.13) akan menjadi

$$\ddot{z}(t) + \omega_n^2 z(t) = 0 \dots\dots\dots(3.14)$$

Persamaan diatas diselesaikan dengan

$$z(t) = A \sin \omega_n t \dots\dots\dots(3.15)$$

dengan demikian maka persamaan (3.11) akan menjadi

$$\{y\} = \{\phi\}A \sin \omega t \dots\dots\dots(3.16a)$$

$$\{\dot{y}\} = -\omega^2 \{\phi\}A \sin \omega t \dots\dots\dots(3.16b)$$

Persamaan (3.16) dimasukkan ke dalam persamaan (3.12) didapatkan

$$(-\omega^2 [M] \{\phi\} + [K] \{\phi\}) A \sin \omega t = 0 \dots\dots\dots(3.17)$$

Persamaan (3.17) akan ada penyelesaiannya (*nontrivial solution*), jika A dan ω keduanya adalah tidak sama dengana nol, sehingga

$$[[K] - \omega^2[M]]\{\phi\} = 0 \dots\dots\dots(3.18)$$

Persamaan (3.18) akan ada penyelesaiannya atau suatu sistem akan ada amplitudo yang terbatas apabila nilai determinan ($\{[K]-\omega^2[M]\}$) adalah nol, maka

$$[[K] - \omega^2[M]] = 0 \dots\dots\dots(3.19)$$

persamaan (3.19) disebut dengan *eigen problem*. Nilai determinan pada persamaan tersebut akan menghasilkan suatu persamaan polinomial dengan derajat ke-n yaitu ω_n , kemudian nilai ω_n disubstitusikan dengan persamaan (3.18) maka akan menghasilkan nilai mode shape $\{\phi\}_i$. Indeks i menunjukkan ragam/pola goyangan.

3.5 Persamaan Gerak Akibat Beban Gempa

Beban gempa adalah suatu beban yang unik. Umumnya beban yang bekerja pada struktur dalam satuan gaya, tetapi beban gempa berupa percepatan tanah, beban lain biasanya statis, tidak berubah pada periode waktu yang pendek. Tetapi beban gempa adalah beban yang dinamis yang berubah dengan sangat cepat dalam periode waktu yang pendek, dapat dikatakan beban gempa dapat berubah setiap detik. Beban lain biasanya bekerja pada arah vertikal, tetapi beban gempa bekerja secara simultan pada arah vertikal maupun horisontal bahkan beban gempa dapat berupa putaran (Hu, Liu and Dong, 1996).

Pada daerah rawan gempa, masalah prinsip yang perlu diperhatikan adalah perilaku struktur bawah akibat beban gempa. Perpindahan tanah dinotasikan

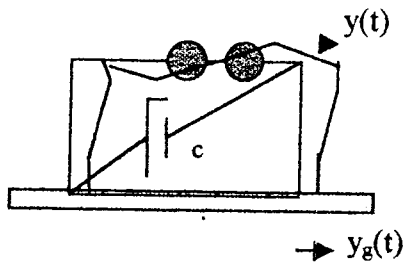
dengan y_g , sedangkan antara massa dengan tanah dinotasikan dengan y , sehingga perpindahan total yang terjadi adalah (Chopra, 1995).

$$y_{tot}(t) = y(t) + y_g(t) \dots \dots \dots (3.20)$$

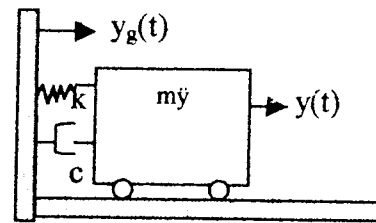
Persamaan gerakan struktur yang dikenai beban gempa, dapat diturunkan melalui suatu pendekatan yang sama seperti pada persamaan gerakan struktur berderajat kebebasan tunggal, Gambar 3.1 (b), sedangkan model matematisnya pada Gambar 3.1 (c).

Dengan menggunakan konsep kesetimbangan dinamis, dari diagram *free body* pada Gambar 3.3 (c), maka akan didapatkan persamaan

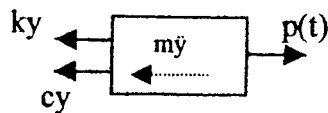
$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{y}_g(t) \dots \dots \dots (3.21)$$



(a) Struktur SDOF



(b) Model Matematik



(c) *Free Body Diagram*

Gambar 3.3. Sistem derajat kebebasan tunggal dengan beban gempa

3.6. Persamaan Diferensial Independen (*Uncoupling*)

Struktur pada kondisi standar yang mempunyai n derajat kebebasan akan mempunyai n *modes*. Pada prinsip ini, masing-masing *mode* akan memberikan kontribusi pada simpangan horizontal tiap-tiap massa. Simpangan massa ke- i atau y_i dapat diperoleh dengan menjumlahkan pengaruh atau kontribusi tiap-tiap *modes*. Kontribusi mode ke- j terhadap simpangan horizontal massa ke- i tersebut dinyatakan dalam produk antara ϕ_{ij} dengan suatu modal amplitudo Z_j . Yang dinyatakan dalam bentuk:

$$\{Y\} = [\phi]\{Z\} \dots \dots \dots (3.22a)$$

$$\{\dot{Y}\} = [\phi]\{\dot{Z}\} \dots \dots \dots (3.22b)$$

$$\{\ddot{Y}\} = [\phi]\{\ddot{Z}\} \dots \dots \dots (3.22c)$$

Substitusi persamaan (3.22) kedalam persamaan (3.21) akan diperoleh :

$$[M][\phi]\{\ddot{Z}\} + [C][\phi]\{\dot{Z}\} + [K][\phi]\{Z\} = -[M]\{1\}\ddot{y}_t \dots \dots \dots (3.23)$$

Apabila persamaan (3.23) dikalikan dengan *transpose* suatu *mode* $\{\phi\}^T$, maka

$$\{\phi\}^T [M][\phi]\{\ddot{Z}\} + \{\phi\}^T [C][\phi]\{\dot{Z}\} + \{\phi\}^T [K][\phi]\{Z\} = -\{\phi\}^T [M]\{1\}\ddot{y}_t \dots (3.24)$$

Misal, diambil struktur yang mempunyai 3 derajat kebebasan, maka suku pertama persamaaan (3.24) berbentuk :

$$[\phi_{11} \quad \phi_{21} \quad \phi_{31}] \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_1 & 0 \\ 0 & 0 & m_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \\ \phi_{31} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{Z}_1 \\ \ddot{Z}_2 \\ \ddot{Z}_3 \end{Bmatrix} \dots \dots \dots (3.25)$$

Dengan catatan, persamaan diatas dalam hubungan orthogonal, $i=j$. Pada kondisi orthogonal apabila i tidak sama dengan j maka perkalian matriks sama dengan nol.

$$\phi_i^T [M] \phi_j = 0 \dots\dots\dots(3.26a)$$

$$\phi_i^T [K] \phi_j = 0 \dots\dots\dots(3.26b)$$

$$\phi_i^T [C] \phi_j = 0 \dots\dots\dots(3.26c)$$

Untuk *mode* ke- j maka secara umum persamaan (3.25) dapat ditulis dengan :

$$\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j \ddot{Z}_j \dots\dots\dots(3.27)$$

Persamaan (3.24) pada suku ke-2 dan ke-3 diubah seperti pada persamaan (3.27), maka persamaan akan menjadi :

$$\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j \ddot{Z}_j + \{\phi\}_j^T [C] \{\phi\}_j \dot{Z}_j + \{\phi\}_j^T [K] \{\phi\}_j Z_j = -\{\phi\}_j^T [M] \{1\} \ddot{y} \dots\dots(3.28)$$

Persamaan (3.28) adalah persamaan deferensial yang bebas/ *independent* antara satu dengan yang lain. Persamaan tersebut diperoleh setelah diterapkan hubungan orthogonal, baik orthogonal matriks massa, redaman, kekakuan. Dengan demikian untuk i derajat dengan n persamaan diferensial yang dahulu bersifat *coupling* sekarang menjadi *independent/ uncoupling*. Dengan sifat-sifat tersebut maka persamaan diferensial dapat diselesaikan untuk setiap pengaruh *mode*.

Berdasarkan persamaan (3.28) maka dapat didefinisikan suatu generalisasi massa (*generalized mass*), redaman dan kekakuan sebagai berikut,

$$M_j^* = (\phi)_j^T [M] \{\phi\}_j \dots\dots\dots(3.29a)$$

$$C_j^* = (\phi)_j^T [C] \{\phi\}_j \dots\dots\dots(3.29b)$$

$$K_j^* = (\phi)_j^T [K] \{\phi\}_j \dots\dots\dots(3.29c)$$

Dengan definisi seperti persamaan (3.29) maka persamaan (3.28) akan menjadi:

$$M_j^* \ddot{Z}_j - C_j^* \dot{Z}_j + K_j^* Z_j = -P_j^* y_i \dots\dots\dots(3.30)$$

dengan,

$$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \dots\dots\dots(3.31)$$

Terdapat suatu hubungan bahwa :

$$\xi_j = \frac{C_j^*}{C_{cr}^*} = \frac{C_j^*}{2M_j^* \omega_j}, \text{ maka } \frac{C_j^*}{M_j^*} = 2\xi_j \omega_j \dots\dots\dots(3.32a)$$

$$\omega_j^2 = \frac{K_j^*}{M_j^*} \text{ dan } \Gamma_j = \frac{P_j^*}{M_j^*} \dots\dots\dots(3.32b)$$

Dengan hubungan-hubungan seperti pada persamaan (3.32) maka persamaan (3.31) akan menjadi :

$$\ddot{Z}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{Z}_j - \omega_j^2 Z_j = -\Gamma_j \ddot{y}_i \dots\dots\dots(3.33)$$

dan persamaan (3.34) sering disebut dengan partisipasi setiap mode/ *mode participation factor*.

$$\Gamma_j = \frac{P_j^*}{M_j^*} = \frac{\{\phi\}_j^T [M] \{1\}}{\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j} \dots\dots\dots(3.34)$$

Selanjutnya persamaan (3.33) juga dapat ditulis menjadi :

$$\frac{\ddot{Z}_j}{\Gamma_j} + 2\xi_j \frac{\dot{Z}_j}{\Gamma_j} + \omega_j^2 \frac{Z_j}{\Gamma_j} = -\ddot{y}_i \dots\dots\dots(3.35)$$

apabila diambil suatu notasi bahwa :

$$\ddot{g}_j = \frac{\ddot{Z}_j}{\Gamma_j}, \dot{g}_j = \frac{\dot{Z}_j}{\Gamma_j} \text{ dan } g_j = \frac{Z_j}{\Gamma_j} \dots\dots\dots(3.36)$$

Maka persamaan (3.35) menjadi :

$$\ddot{g}_j + 2\xi_j\omega_j \dot{g}_j + \omega_j^2 g_j = -\ddot{y}_j \dots\dots\dots(3.37)$$

Persamaan (3.37) adalah persamaan diferensial yang *independent* karena persamaan tersebut hanya berhubungan dengan tiap-tiap *mode*.

Nilai partisipasi setiap *mode* akan dapat dihitung dengan mudah setelah koordinat setiap *mode* ϕ_{ij} telah diperoleh. Nilai g , \dot{g} dan \ddot{g} dapat dihitung dengan integrasi secara numerik. Apabila nilai tersebut telah diperoleh maka nilai Z_i dapat dihitung.

3.7 Respon Terhadap Beban Gempa

Dengan gerakan yang disebabkan adanya beban gempa dapat diselesaikan dengan persamaan (3.37). Nilai $g(t)$ dapat diperoleh dengan membandingkan antara persamaan (3.37) dengan persamaan gerakan *mode* ke- n sistem dari SDOF. Sistem SDOF mempunyai frekuensi natural (*natural frequency* ω_i) dan rasio redaman (ξ) *mode* ke- i dari sistem MDOF, dengan $i = 1, 2, 3, \dots, n$

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

$$\dot{g}_i = \frac{g_{i+1} - g_{i-1}}{2\Delta t} \quad ; \quad \ddot{g}_i = \frac{g_{i+1} - 2g_i + g_{i-1}}{(\Delta t)^2} \dots\dots\dots(3.38)$$

Substitusi persamaan (3.38) kedalam persamaan (3.37) akan diperoleh,

$$\frac{g_{i+1} - 2g_i + g_{i-1}}{(\Delta t)^2} + 2\xi\omega_i \frac{g_{i+1} - g_{i-1}}{2\Delta t} + \omega_i^2 g_i = -\ddot{y}_t \dots\dots\dots(3.40)$$

Persamaan (3.40) dapat ditulis menjadi,

$$g_{i+1} = \frac{-\ddot{y}_t - ag_i - bg_{i-1}}{\hat{k}} \dots\dots\dots(3.41)$$

dengan

$$a = \left[\omega_i^2 - \frac{2}{(\Delta t)^2} \right] \dots\dots\dots(3.42a)$$

$$b = \left[\frac{1}{(\Delta t)^2} - \frac{2\xi\omega_i}{2\Delta t} \right] \dots\dots\dots(3.42b)$$

$$k = \left[\frac{1}{(\Delta t)^2} + \frac{2\xi\omega_i}{2\Delta t} \right] \dots\dots\dots(3.42c)$$

setelah diperoleh nilai g untuk tiap-tiap *mode*. Selanjutnya nilai simpangan tiap *mode* dapat diperoleh $y_i(t)$:

$$y_i(t) = \Gamma_i \phi_i g_i(t) \dots\dots\dots(3.43)$$

Simpangan antar tingkat (*inter storey drift*) dari suatu titik pada suatu lantai harus ditentukan sebagai simpangan horisontal titik itu relatif terhadap titik yang sesuai pada lantai di bawahnya.

Gaya akibat beban gempa akan mengakibatkan terjadinya gaya lantai yang bekerja pada struktur, gaya lantai dapat diketahui besarnya dengan persamaan, sebagai berikut :

$$F_i(t) = k_i * y_i(t) \dots\dots\dots(3.44)$$

dengan $F_i(t)$, k_i , $y_i(t)$ secara berturut-turut adalah gaya lantai, kekakuan tiap tingkat, dan simpangan relatif tiap tingkat. Sedangkan gaya geser tingkat merupakan komulatif dari gaya lantai dari atas kebawah, sehingga nilai gaya geser tingkat pada lantai 1 mempunyai nilai paling besar.

Selanjutnya akan diperoleh harga gaya geser dasar dengan menjumlahkan gaya lantai semua tingkat.

$$V(t) = \sum F_i(t) \dots\dots\dots(3.45)$$

dengan V adalah gaya geser dasar. Gaya geser tingkat dan gaya geser dasar akibat gempa sering dipakai dalam analisa struktur, karena gaya geser akan mengakibatkan rotasi pada penampang horisontal lantai dan selanjutnya menyebabkan momen guling stuktur (*overtuning moment*).

3.8 Parameter Gerakan Tanah (*Strong Motion Parameter*)

Pengertian umum gerakan akibat gempa lebih banyak ditujukan pada percepatan tanah walaupun akibat gempa juga terdapat kecepatan dan perpindahan permukaan tanah. Percepatan tanah akibat gempa direkam secara lengkap menurut fungsi waktu, artinya direkam selama terjadi gerakan tanah. Berdasarkan pada riwayat percepatan tanah akibat gempa maka timbul konsep-konsep parameter gerakan tanah.

Konsep parameter tanah yang sering dipakai diantaranya nilai maksimum percepatan tanah, kecepatan atau simpangan, respon sektra, spektrum intensitas, dan durasi getaran, serta kandungan frekuensi getaran tanah akibat gempa.

3.8.1 Nilai Maksimum Percepatan Tanah

Percepatan tanah umumnya bersifat acak atau random, dan terdiri atas banyak kandungan frekuensi/gabungan beberapa frekuensi. Percepatan tanah umumnya bersifat impulsif terutama gempa yang kandungan frekuensinya cukup tinggi. Parameter ini menganggap bahwa semakin besar percepatan tanah maksimum maka gempa bumi yang bersangkutan dianggap semakin kuat, dan semakin banyak membuat kerusakan. Parameter percepatan tanah maksimum mempunyai beberapa kelemahan yaitu percepatan tanah akan berhubungan erat dengan gaya yang hanya berpengaruh besar pada sistim struktur dengan frekuensi tinggi, serta parameter ini telah mengabaikan unsur kandungan frekuensi dan durasi dari gempa yang ada.

3.8.2 Simpangan dan Kecepatan Tanah Maksimum

Penggunaan simpangan dan kecepatan tanah dapat memperbaiki estimasi gaya lateral gempa yang bekerja pada struktur, terutama struktur frekuensi rendah sampai menengah. Kelemahan konsep ini adalah kemungkinan kesalahan pada proses integrasi dari percepatan menjadi kecepatan dan simpangan. Seperti pada konsep percepatan maksimum, konsep ini juga mengabaikan kandungan frekuensi dan durasi gempa.

3.8.3 Respon Spektra

Respon spektra adalah plot antara respon maksimum struktur derajat kebebasan tunggal lawan periode getar. Respon spektra dibuat berdasarkan hasil rekaman percepatan tanah akibat gempa, dengan demikian setiap gempa akan

menghasilkan respon spektra yang berbeda. Dari grafik respon spektra dapat diperoleh harga spektra acselerasi pada periode tertentu dari struktur. Sehingga gempa atau spektra yang mempunyai nilai spektra acselerasi lebih tinggi akan memberikan gaya geser yang lebih besar. Kelemahan konsep respon spektra terbukti pada analisa gempa El Centro dan gempa Parkfield, dimana pada periode yang sama spektrum gempa Pakfield selalu lebih besar dari pada gempa El Centro. Tetapi kerusakan yang terjadi pada gempa Parkfield tidak lebih berat dibanding akibat gempa El Centro. Sehingga respon spektra tidak selalu tepat untuk menyatakan kekuatan suatu gempa.

3.8.4 Durasi Gempa

Gempa bumi mengakibatkan percepatan tanah sehingga produk dari massa dan percepatan akan mengakibatkan gaya geser. Apabila gempa bumi berlangsung lama maka guncangan yang terjadi juga cukup lama yaitu sebagai akibat dari gaya geser dasar secara dinamik. Maka semakin lama durasi efektif suatu gempa akan memberikan kemungkinan kerusakan yang semakin besar.

3.8.5 Kandungan Frekuensi (*frequency contents*)

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

$$y(t) = (Po/m(\omega^2 - \Omega^2) \{sin (\Omega t) - \Omega sin (\omega t) / \omega\}.....(3.46)$$

dengan y (respon struktur), Po (beban harmonik), m (massa struktur), ω (frekuensi sudut akibat getaran), Ω (frekuensi sudut beban dinamik). Dari persamaan (3.46), terlihat bahwa respon struktur akan dipengaruhi baik oleh frekuensi sudut beban

dinamik maupun frekuensi sudut akibat getaran struktur. Respon struktur terdiri dari dua bagian pokok yaitu *steady state response* yaitu respon yang ditunjukkan oleh suku $\sin(\Omega t)$ dan *transient respon* yang ditunjukkan oleh suku $\sin(\omega t)$. Apabila frekuensi sudut beban dinamik sama dengan frekuensi sudut getaran struktur maka nilai penyebut diatas akan sama dengan nol sehingga respon struktur menjadi tak hingga. Keadaan ini disebut resonansi (lihat Gambar 3.4).

Persamaan (3.46) dapat ditulis dalam fungsi *Dinamic Load Factor* (DLF) yaitu

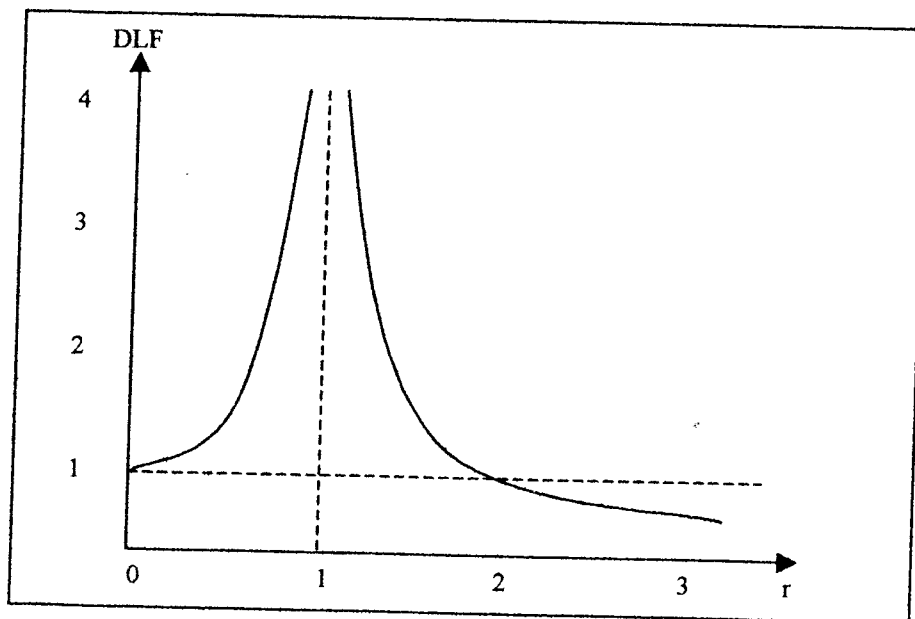
$$y(t) = y_{st} DLF, y_{st} = P_0/k, r = \Omega/\omega$$

$$DLF = (1/(1-r^2)) \{ \sin(\Omega t) - r \sin(\omega t) \} \dots \dots \dots (3.47)$$

Dalam soal-soal praktis, *transient response* sering diabaikan karena nilainya dianggap relatif kecil. Nilai DLF akan diperoleh apabila $\sin(\Omega t) = 1$, maka

$$DLF = |1/(1-r^2)| \dots \dots \dots (3.48)$$

Plot antara DLF dan nilai frekuensi rasio r dapat dilihat pada Gambar 3.4.



Gambar 3.4 Grafik DLF lawan frekuensi rasio

Housner (1971) sudah mensinyalir adanya pengaruh kandungan frekuensi gempa terhadap respon struktur. Pada hakekatnya dalam suatu gempa akan terkandung beberapa frekuensi yang di beberapa literatur sering menyebut frekuensi $f = 0.2 - 10$ Hertz. Analisis Housner (1971) waktu itu timbul karena adanya suatu kenyataan bahwa gempa Koyna (1967), India yang mempunyai percepatan tanah maksimum jauh lebih besar dari gempa El Centro (1940) namun kerusakan bangunan yang terjadi tidaklah begitu berarti. Hubungan antara rasio frekuensi beban gempa dengan simpangan maksimum yang ditimbulkan dinyatakan,

$$S_d(k, \omega) = (1/k)^2 S_d(\omega) \dots \dots \dots (3.49)$$

dengan $S_d(k, \omega)$ dan $S_d(\omega)$ berturut-turut adalah spektral simpangan untuk gempa yang mempunyai frekuensi yang lebih tinggi dan frekuensi yang lebih rendah dan k adalah rasio jumlah potongan aselerogram dengan sumbu waktu.

Makna pengaruh kandungan frekuensi gempa terhadap respon struktur telah dianalisis oleh Tso dkk. (1992). Kandungan frekuensi dinyatakan dalam rasio antara percepatan tanah maksimum dengan kecepatan tanah maksimum, dan dikenal dengan A/V rasio. Pada umumnya gempa yang mempunyai frekuensi tinggi (yaitu gempa bumi yang garis akselerogram tiap detiknya memotong sumbu waktu dengan jumlah yang banyak) umumnya mempunyai rasio A/V yang relatif besar, dibanding dengan gempa yang mempunyai frekuensi rendah. Dalam menganalisa pengaruh kandungan frekuensi gempa terhadap respon struktur nilai A/V dikelompokkan menjadi tiga. Gempa digolongkan mempunyai rasio A/V

tinggi apabila mempunyai $A/V > 1,2$ g/cm/det, A/V rasio menengah apabila $0,8$ g/cm/det $< A/V < 1,2$ g/cm/det, dan A/V rasio rendah apabila $A/V < 0,8$ g/cm/det.

Pengaruh kandungan frekuensi gempa terhadap respon struktur juga telah dianalisis oleh Widodo (1997). Pada penelitian tersebut diperoleh hasil bahwa pada gempa Bucharest (1977) yang mempunyai percepatan tanah maksimum hanya $0,206$ g lebih kecil dari percepatan tanah maksimum gempa El Centro (1940) dengan percepatan tanah maksimum $0,33$ g namun gempa Bucharest menimbulkan indeks kerusakan yang lebih besar dari gempa El Centro. Hal ini terjadi karena gempa Bucharest mempunyai nilai A/V rasio relatif rendah atau gempa dengan frekuensi relatif rendah sedangkan model struktur mempunyai frekuensi yang rendah juga. Kedekatan frekuensi antara frekuensi beban dengan frekuensi struktur akan cenderung mengakibatkan resonansi yang akan mengakibatkan respon struktur menjadi sangat besar.

BAB IV

METODE PENELITIAN

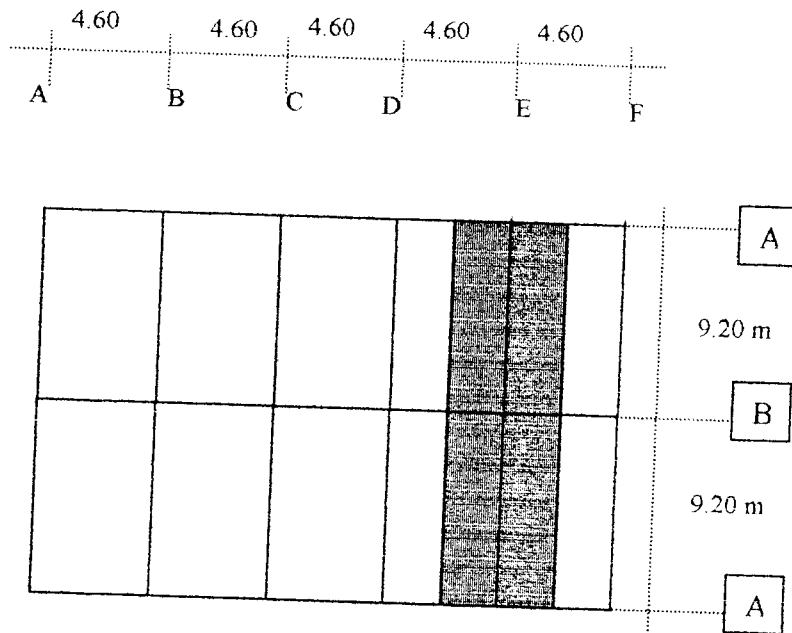
Metode penelitian merupakan suatu urutan atau tata cara pelaksanaan penelitian yang diuraikan menurut suatu tahapan yang sistematis. Metode yang digunakan dalam penelitian tugas akhir adalah sebagai berikut ini.

4.1. Pengumpulan Data

Pada penelitian ini data-data yang diperlukan meliputi data struktur dan data beban gempa. Data struktur diambil dari suatu model struktur *shear building* 12 lantai, sedangkan data beban gempa diambil rekaman percepatan tanah akibat gempa yang berupa riwayat waktu percepatan tanah. Secara rinci data-data yang dipergunakan adalah sebagai berikut ini.

4.1.1 Data Struktur

Struktur yang ditinjau merupakan suatu model *shear building* 12 lantai dari struktur beton bertulang. Struktur diasumsikan sebagai bangunan untuk perkantoran dengan dimensi kolom dan dimensi balok ditentukan secara langsung, secara lengkap dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2. Sesuai dengan bahan penyusunnya maka modulus elastisitas (E) diambil sebesar 200000 kg/cm² dan berat jenis (γ) beton bertulang diambil sebesar 2400 kg/m³.



Gambar 4.1 Denah Model Struktur

		3.90 m	H 12
		3.90 m	H 11
		3.90 m	H 10
		3.90 m	H 9
		3.90 m	H 8
		3.90 m	H 7
		3.90 m	H 6
		3.90 m	H 5
		3.90 m	H 4
		3.90 m	H 3
		3.90 m	H 2
		5.20 m	H 1

Gambar 4.2 Potongan Portal E

Dimensi kolom yang digunakan dalam model struktur ditentukan secara langsung, lebih lengkapnya seperti tersaji pada Tabel 4.1

Tabel 4.1 Data dimensi kolom

No.	Kolom	Dimensi (cm)
1	KA1,2,3,4	40/75
2	KA5,6,7 8,9,10	40/65
3	KA11,12	40/50
4	KB1,2,3,4	40/85
5	KB5,6,7 8,9,10	40/75
6	KB11,12	40/60

Dimensi balok yang digunakan dalam model struktur ditentukan secara langsung, lebih lengkapnya seperti tersaji pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2 Data dimensi balok

No.	Balok	Dimensi (cm)
1	Lt 1	30/80
2	Lt 2,3,4	35/85
3	Lt 5,6,7,8,9	30/80
4	Lt 10,11,12	25/70

4.1.2 Data Beban Gempa

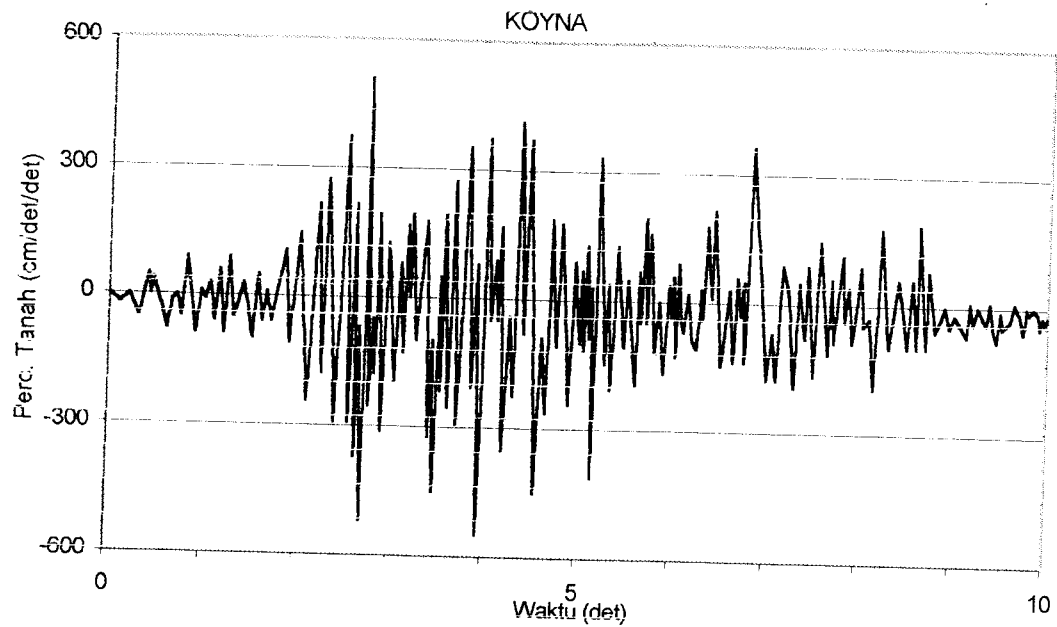
Beban gempa yang digunakan dalam analisa dinamik pada penelitian ini berupa riwayat waktu. Data diambil dengan cara mendigitasi plot antara waktu dengan percepatan tanah hasil rekaman gempa, selanjutnya digenerasi, sehingga diketahui besarnya percepatan tanah setiap kenaikan waktu yang akan dipakai.

Proses generasi hasil digitasi menggunakan program komputer Watfor77 dengan *file quake.for* dan pengoperasiannya *under dos* dengan kenaikan waktu dalam riwayat waktu percepatan tanah diambil sebesar 0.01 detik. Jumlah beban gempa yang digunakan dalam penelitian ini adalah lima belas beban gempa, dimana beban-beban gempa tersebut sudah mewakili kelompok beban gempa frekuensi rendah, sedang dan tinggi. Lima belas beban gempa tersebut adalah seperti tersaji pada Tabel 4.3

Tabel 4.3 Data Beban Gempa

No.	Nama Gempa	Tanggal	Keterangan
1	Mexico	19 Sep. 1985	Michoacan
2	Tlahuac Bombas	19 Sep. 1985	Mexico
3	Bucharest	4 Maret 1977	Rumania
4	Ulcinj	15-Apr-79	Montenegro
5	Miyagi	12 Juni 1978	Jepang
6	Bar Montenegro	15-Apr-79	Montenegro
7	Coalinga	1983	Coalinga
8	Petrovac	15-Apr-79	Montenegro
9	Parkfield	-	-
10	Corint	24 Feb. 1981	Yunani
11	Coralitos	-	San Fransisco
12	Lolleo	Maret 1985	Chile
13	Gilroy	-	San Fransisco
14	Santa Cruz	-	San Fransisco
15	Koyna India	-	India

Dalam laporan ini data percepatan tanah disajikan dalam bentuk plot antara waktu lawan percepatan tanah. Contoh beban gempa berupa plot waktu lawan percepatan tanah akibat gempa Koyna dapat dilihat pada Gambar 4.3. Secara lengkap plot antara percepatan tanah lawan waktu untuk lima belas beban gempa yang digunakan disajikan pada Lampiran 1.



Gambar 4.3 Percepatan tanah lawan waktu akibat gempa Koyna

4.2. Pengolahan Data

Setelah data ditentukan maka dilakukan pengolahan dan analisis data dengan langkah-langkah sebagai berikut:

1. menghitung massa dan kekakuan struktur,
2. menghitung frekuensi struktur (f),
3. menghitung A/V rasio dari beban gempa
4. menentukan matrik massa [M] dan kekakuan [K] tiap tingkat,
5. menentukan redaman struktur (d),
6. menentukan kenaikan waktu pada *time history* (Δt),
7. membuat persamaan eigen problem untuk menghitung mode shape (Φ),
8. menghitung frekuensi sudut tiap lantai (ω),

9. menghitung partisipasi faktor tiap mode (I),
10. menghitung modal amplitudo (z),
11. menghitung simpangan horisontal (y) dan simpangan antar tingkat (yy),
12. menghitung gaya geser tingkat (F) dan gaya geser dasar (V),
13. plot antara simpangan relatif maksimum, simpangan antar tingkat maksimum, gaya geser tingkat dan gaya geser dasar dengan A/V rasio.

Pengolahan data dilakukan dengan menggunakan program komputer untuk mempermudah dan mempercepat analisa perhitungan. Program dibuat dengan mengaplikasikan fasilitas yang tersedia dalam program Matlab (The Matlab Works, 1994 - 1999), sampai pada tahapan plotting. Program yang dibuat telah diuji dengan perhitungan manual yang diaplikasikan dengan Microsoft Exel (Microsoft Corporation, 1985 - 1999) dan memberikan hasil yang sama. Perbandingan hasil perhitungan struktur lima lantai dengan program Matlab dan dengan perhitungan manual disajikan pada Lampiran 2.

4.3. Pengujian

Pengujian yang dilakukan pada tugas akhir ini mencakup pengaruh beberapa macam beban gempa yang berupa riwayat waktu, terhadap respon maksimum struktur dengan parameter nilai simpangan antar tingkat maksimum, simpangan relatif maksimum, gaya geser tingkat serta gaya geser dasar yang terjadi. Pada pengujian ini, struktur mempunyai rasio redaman sebesar 5%.

Untuk mempermudah pengamatan, keluaran dari hasil analisa disajikan dalam bentuk gambar yang menunjukkan plot antara A/V rasio beban gempa yang

digunakan lawan simpangan tingkat maksimum, simpangan antar tingkat maksimum, gaya geser tingkat maksimum dan gaya geser dasar maksimum. Dengan gambar plot respon maksimum struktur dengan kandungan frekuensi beban gempa (A/V rasio) dapat diketahui secara langsung hubungan antara frekuensi struktur dengan kandungan frekuensi beban gempa dengan tinjauan respon maksimum struktur yang berupa simpangan relatif tingkat, simpangan antar tingkat, gaya geser tingkat dan gaya geser dasar.

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Analisis dan pembahasan pada penelitian ini diuraikan sebagai berikut.

5.1 Pendahuluan

Perhitungan dinamik menggunakan fasilitas yang tersedia pada program Matlab, dengan cara mengaplikasikan tahapan perhitungan manual. *Input* dalam analisa adalah berupa matrik massa, matrik kekakuan yang dihitung berdasarkan data struktur dan data percepatan tanah. Perhitungan analisa dinamik meliputi perhitungan simpangan relatif tingkat, simpangan antar tingkat, gaya geser tingkat dan gaya geser dasar yang semuanya merupakan respon struktur akibat beban dinamik berupa percepatan tanah. Dari hasil respon struktur akan dianalisa terhadap kandungan frekuensi dari beban gempa yang digunakan, sehingga didapatkan hubungan antara frekuensi struktur dengan kandungan frekuensi beban gempa, dengan memperhitungkan respon yang terjadi.

5.2 Perhitungan Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur merupakan beban tetap yang meliputi beban hidup dan beban mati. Beban diperhitungkan bekerja secara merata, dan hanya ditinjau pada daerah yang didukung oleh portal E (lihat Gambar 4.1). Beban merata termasuk didalamnya beban akibat berat plat dan balok. Asumsi fungsi struktur adalah

untuk perkantoran, selengkapnya perhitungan pembebanan dijelaskan sebagai berikut :

1. Perhitungan berat beban hidup (W_l)

Asumsi fungsi struktur adalah untuk perkantoran, maka menurut PPIUG 1983 diperoleh data

- a. Baban hidup (q_l) pada atap gedung : 100 kg/m^2 .
- b. Beban hidup (q_l) pada lantai gedung : 250 kg/m^2 .

Sehingga beban hidup yang bekerja pada portal E (Gambar 4.1) dapat dihitung dengan rumus :

$$W_l = q_l \times b \times l$$

dimana W_l , q_l , b dan l adalah berat beban hidup, beban hidup merata, lebar daerah pembebanan dan panjang portal. Denga rumus diatas diperoleh

- Plat atap = $100 \times 18.4 \times 4.6 = 8464 \text{ kg} = 8.464 \text{ Ton}$.
- Plat lantai = $250 \times 18.4 \times 4.6 = 21160 \text{ kg} = 21.16 \text{ Ton}$.

2. Perhitungan berat beban mati (W_d)

Dimensi balok telah ditentukan, seperti telah dijelaskan dimuka (lihat Tabel 4.2) Asumsi tebal plat atap dan plat lantai secara berurutan adalah sebesar 15 cm dan 20 cm. Perhitungan berat beban mati dapat dicari dengan rumus :

$$W_d = b \times h \times l \times \gamma$$

dengan W_d , b , h , l dan γ adalah berat beban mati, lebar tampang, tinggi tampang (tebal plat), panjang portal dan berat jenis bahan. Dengan rumus diatas dapat dihitung berat beban mati akibat plat dan balok.

a. Beban mati akibat plat

- plat atap = $0.15 \times 2.4 \times 18.4 \times 4.6 = 30.4704$ Ton.
- Plat lantai = $0.2 \times 2.4 \times 18.4 \times 4.6 = 40.6272$ Ton.

b. Beban mati akibat balok

- Dimensi balok 25/70 = $0.25 \times 0.7 \times 2.4 \times 18.4 = 7.728$ Ton.
- Dimensi balok 30/80 = $0.3 \times 0.8 \times 2.4 \times 18.4 = 10.5984$ Ton.
- Dimensi balok 35/85 = $0.35 \times 0.85 \times 2.4 \times 18.4 = 13.1376$ Ton.

Dari data beban mati dan beban hidup, maka dapat dihitung beban total yang bekerja pada tiap tingkat, dengan persamaan berikut :

$$W_{tot} = 1.2 W_d + 1.6 W_l$$

dengan W_{tot} , W_d dan W_l adalah berat total, berat beban mati dan berat beban hidup.

Dengan persamaan diatas diperoleh beban tiap tingkat, seperti disajikan pada Tabel 5.1, berikut :

Tabel. 5.1 Hasil perhitungan beban tiap lantai

No.	Lantai	Beban tiap lantai (Ton)
1	1,5,6,7,8,9	95.32672
2	2,3,4	98.37376
3	10,11	91.88224
4	12	73.83808

5.3 Perhitungan Massa dan Kekakuan

Anggapan yang dipakai dalam analisa ini adalah *lumped mass* dan prinsip *shear building*. Sehingga massa dihitung pada tiap tingkat dan mengumpul ditengah bentang, sedangkan kekakuan dihitung secara paralel dimana besarnya kekakuan tiap lantai merupakan jumlah dari kekakuan tiap kolomnya.

5.3.1 Perhitungan Massa Tingkat

Massa tingkat dihitung dengan rumus dibawah ini, dimana massa adalah berat dibagi percepatan gravitasi. Didalam perhitungan ini percepatan gravitasi diambil sebesar 980 cm/det^2 .

$$m = w/g$$

dimana m, w, g secara berurutan adalah massa, berat dan percepatan grafitasi. Dari rumus diatas maka massa untuk lantai satu dapat dihitung sebagai berikut :

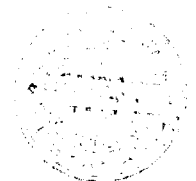
$$m_1 = w_1/g, \text{ dimana } w_1 = 95326.72 \text{ kg, sehingga}$$

$$m_1 = 95326.72 / 980 = 97.27216 \text{ kg det}^2/\text{cm}$$

dengan cara yang sama, maka harga massa tiap tingkat dapat dicari, dan hasilnya seperti terlihat pada Tabel 5.2.

Tabel. 5.2 Hasil perhitungan massa

No.	Lantai	Massa (kg. Det ² /cm)
1	1,5,6,7,8,9	97.27216
2	2,3,4	100.38139
3	10,11	93.75739
4	12	75.34498



5.3.2 Perhitungan Kekakuan

Perhitungan kekakuan menggunakan prinsip *shear building* dimana kekakuan kolom tidak dipengaruhi oleh balok yang menghubungkan kolom-kolom yang ada. Kekakuan tiap kolom dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$k = 12 EI / H^3, \text{ dimana } I = bh^3 / 12, \text{ sehingga } k = E * bh^3 / H^3$$

E adalah modulus elastisitas bahan, modulus elastisitas dari beton bertulang diambil 200000 kg/cm².

Dengan melihat data struktur maka kekakuan dihitung secara paralel yaitu kekakuan tiap lantai merupakan jumlah dari kekakuan kolom, secara matematis dapat dituliskan dengan rumus

$$k_l = \Sigma kK,$$

dengan k_t dan kK adalah kekakuan tingkat dan kekakuan kolom, sehingga kekakuan tingkat satu dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$k_{t1} = 2 * kKA_1 + kKB_1$$

$$kKA_1 = 200000 * 40 * 75^3 / 520^3 = 24002.90168 \text{ kg/cm}$$

$$kKB_1 = 200000 * 40 * 85^3 / 520^3 = 34941.11288 \text{ kg/cm}$$

$$k_{t1} = 2 * 24002.90168 + 34941.11288 = 82946.91624 \text{ kg/cm}$$

selanjutnya hasil perhitungan kekakuan tingkat disajikan dalam Tabel 5.3

Tabel. 5.3 Hasil perhitungan kekakuan

No.	Lantai	Kekakuan (kg/cm)
1	1	82946.91624
2	2,3,4	196614.9126
3	5,6,7,8, 9,10	130969.841
4	11,12	62846.64272

5.4 Frekuensi Struktur

Frekuensi struktur dihitung berdasarkan hasil dari persamaan eigen problem, dengan input massa dan kekakuan struktur serta output modal matrik struktur dan vektor frekuensi sudut (λ). Selanjutnya dihitung frekuensi struktur dengan hanya memperhitungkan vektor frekuensi sudut lantai pertama, karena lantai pertama akan memberikan partisipasi yang paling besar. Rumus yang dipakai adalah sebagai berikut

$$\lambda = \omega^2 / (k/m) \text{ sehingga}$$

$$\omega = \sqrt{(\lambda \times k/m)}$$

dengan ω, k, m secara berurutan adalah frekuensi sudut, unit kekakuan dan unit massa, dalam perhitungan ini unit massa dan unit kekakuan diambil sama dengan satu.

Rumus untuk menghitung periode getar dan frekuensi getar struktur adalah :

$$T = 2\pi / \omega,$$

$$f = 1 / T$$

dimana T, f adalah periode getar struktur dan frekuensi getar struktur

Dari persamaan eigen problem didapatkan vektor frekuensi sudut lantai satu (λ_1) sebesar 23.1178256, sehingga $\omega = \sqrt{(23.1178256 \times 1/1)} = 4.8081$ rad/det.

$T = 2\pi / 4.8081 = 1.306792$ det, dan $f = 1 / 1.306792 = 0.7652327$ Hz.

Dari perhitungan diatas diperoleh frekuensi getar struktur adalah 0.7652327 Hz.

5.5 Kandungan Frekuensi Beban Gempa

Tinjauan kandungan frekuensi gempa pada penelitian ini dilihat dari besarnya rasio percepatan maksimum dengan kecepatan maksimum, yang umumnya dikenal dengan A/V rasio.

Percepatan tanah maksimum langsung didapat dari data percepatan tanah akibat gempa, sedangkan kecepatan tanah maksimum sebagian didapat langsung dari data kecepatan tanah akibat gempa dan sebagian didapat dengan cara mengintegalkan data percepatan tanah. Harga A/V rasio merupakan harga pendekatan karena besarnya kemungkinan kesalahan dalam proses integrasi, sehingga hasil akhir dari penelitian ini tidak memberikan harga mutlak, tetapi merupakan kecenderungan dalam batas yang dapat diterima.

Data kandungan frekuensi beban gempa (A/V rasio) yang digunakan dalam penelitian ini secara keseluruhan disajikan pada Tabel 5.4. Dari tabel diketahui bahwa A/V rasio merupakan perbandingan antara percepatan maksimum (A_{mak}) dan kecepatan maksimum (V_{mak}) gerakan tanah akibat gempa, serta kelompok gempa dengan kandungan frekuensi rendah, sedang dan tinggi.

Tabel 5.4 Data kandungan frekuensi beban gempa (A/V rasio)

No.	Beban Gempa	A max (cm/det ²)	V max (cm/det)	A/V Rasio (g/m/det)	Ket
1	Tlahuac Bombas	130.4625	40.2011	0.33081	integrasi
2	Mexico	161.91	39.2741	0.41837	integrasi
3	Bucharest	225.4	35.776766	0.64222	integrasi
4	Ulcinj	258.5	34.071195	0.7734	integrasi
5	Miyagi	202.6549	26.559	0.8605	dari data
6	Bar Montenegro	371.1	42.93	0.86443	dari data
7	Coalinga	440.56	49.96	0.88182	dari data
8	Petrovac	441.7	40.402	1.09876	dari data
9	Parkfield	470.4	42.657299	1.1241	integrasi
10	Corint	281.4	25.107234	1.1425	integrasi
11	Coralitos	436.1	38.447255	1.15625	integrasi
12	Lolleo	666.4	55.951473	1.2141	integrasi
13	Gilroy	401.8	20.564445	1.9917	integrasi
14	St. Cruz	392	15.262681	2.6181	integrasi
15	Koyna India	548.79	16.132091	3.46774	integrasi

* A/V rasio (g/m/dt) < 0.8 0.8 < A/V < 1.2 A/V > 1.2
 Frekuensi Rendah Sedang Tinggi

5.6 Perhitungan Simpangan Relatif Tingkat

Matrik massa dan matrik kekakuan untuk struktur 12 lantai adalah:

$$[M] = \begin{bmatrix}
 m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_9 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{10} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{11} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{12}
 \end{bmatrix} \dots\dots\dots(5.1)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3+k_4 & -k_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4+k_5 & -k_5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_5 & k_5+k_6 & -k_6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_6 & k_6+k_7 & -k_7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_7 & k_7+k_8 & -k_8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_8 & k_8+k_9 & -k_9 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_9 & k_9+k_{10} & -k_{10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{10} & k_{10}+k_{11} & -k_{11} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{11} & k_{11}+k_{12} & -k_{12} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{12} & k_{12} \end{bmatrix} \quad ..(5.2)$$

Matrik massa dan kekakuan merupakan *input* persamaan *eigen problem*, dan penyelesaian selanjutnya menggunakan aplikasi program Matlab. Dari persamaan *eigen problem* diperoleh hasil yaitu nilai matrik modal struktur dan vektor frekuensi sudut, yang besarnya adalah sebagai berikut:

$$\begin{array}{ccccccc} \{\phi_1\}, & \{\phi_2\}, & \{\phi_3\}, & \{\phi_4\}, & \{\phi_5\}, & \{\phi_6\}, & \{\phi_7\}, \\ -0.0841 & 0.2147 & 0.2581 & 0.3060 & -0.3549 & 0.2933 & -0.3488 \\ -0.1187 & 0.2871 & 0.3140 & 0.3073 & -0.2507 & 0.1394 & -0.0799 \\ -0.1518 & 0.3344 & 0.3032 & 0.1762 & 0.0386 & -0.1506 & 0.2874 \\ -0.1832 & 0.3525 & 0.2281 & -0.0309 & 0.2994 & -0.2936 & 0.3009 \\ -0.2270 & 0.3333 & 0.0427 & -0.3218 & 0.3590 & -0.0776 & -0.2349 \\ -0.2669 & 0.2717 & -0.1559 & -0.4109 & 0.0330 & 0.2486 & -0.3500 \\ -0.3022 & 0.1755 & -0.3063 & -0.2424 & -0.3285 & 0.2216 & 0.1617 \\ -0.3323 & 0.0570 & -0.3622 & 0.0781 & -0.3371 & -0.1203 & 0.3839 \\ -0.3568 & -0.0687 & -0.3063 & 0.3496 & 0.0163 & -0.2912 & -0.0814 \\ -0.3751 & -0.1857 & -0.1559 & 0.4020 & 0.3523 & -0.0484 & -0.4009 \\ -0.4003 & -0.3821 & 0.2543 & 0.0048 & 0.2923 & 0.5958 & 0.3753 \\ -0.4117 & -0.4808 & 0.5068 & -0.3984 & -0.3983 & -0.4606 & -0.1985 \end{array}$$

$$\begin{array}{cccccc}
 \{\phi_8\}, & \{\phi_9\}, & \{\phi_{10}\}, & \{\phi_{11}\}, & \{\phi_{12}\}, & \\
 0.2954 & 0.2878 & 0.3416 & 0.2466 & 0.2941 & \\
 -0.0550 & -0.1837 & -0.3343 & -0.2873 & -0.5941 & \\
 -0.3142 & -0.2646 & -0.1820 & -0.0542 & 0.6281 & \\
 -0.0520 & 0.2170 & 0.4212 & 0.3236 & -0.3809 & \\
 0.4711 & 0.2474 & -0.2397 & -0.4063 & 0.1354 & \\
 -0.1431 & -0.4874 & -0.0368 & 0.4417 & -0.0482 & \\
 -0.4119 & 0.2852 & 0.2987 & -0.4257 & 0.0171 & \\
 0.3136 & 0.1757 & -0.4423 & 0.3602 & -0.0061 & \\
 0.2820 & -0.4772 & 0.4106 & -0.2529 & 0.0021 & \\
 -0.4304 & 0.3458 & -0.2163 & 0.1161 & -0.0006 & \\
 0.1719 & -0.0873 & 0.0430 & -0.0207 & 0.0001 & \\
 -0.0593 & 0.0219 & -0.0089 & 0.0039 & -0.0000 & \dots\dots\dots(5.3)
 \end{array}$$

Matrik frekuensi sudut $\{\omega\}$,

$$\begin{array}{l}
 \{\omega\} = 4.8081 \\
 13.0878 \\
 20.3856 \\
 29.0546 \\
 38.0294 \\
 43.7400 \\
 49.1036 \\
 57.0117 \\
 64.5307 \\
 69.6583 \\
 72.3128 \\
 83.4125 \\
 \dots\dots\dots(5.4)
 \end{array}$$

Modal partisipasi faktor dihitung dengan dengan persamaan (3.34)

$$\Gamma_j = \frac{P_j}{M_j^*} = \frac{\{\phi\}_j^T [M] \{1\}}{\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j} \dots\dots\dots(5.5)$$

didapat hasil vektor modal partisipasi faktor dari persamaan diatas

$$\{f\} = \begin{bmatrix} 0.2740 \\ 0.2413 \\ 0.1444 \\ 0.0983 \\ 0.0772 \\ 0.0406 \\ 0.0436 \\ 0.0230 \\ 0.0170 \\ 0.0203 \\ 0.0099 \\ 0.0103 \end{bmatrix} \dots\dots\dots(5.6)$$

Seperti yang diperlihatkan pada persamaan (3.37), maka persamaan gerakan dengan redaman adalah sebagai berikut:

$$g_{i+1} = \frac{-y_i - ag_i - bg_{i-1}}{k} \dots\dots\dots(5.7)$$

dengan nilai matrik [a], [b], [k] sebagai berikut:

$$[a] = \begin{bmatrix} -1.9977 \\ -1.9829 \\ -1.9584 \\ -1.9156 \\ -1.8554 \\ -1.8087 \\ -1.7589 \\ -1.6750 \\ -1.5836 \\ -1.5148 \\ -1.4771 \\ -1.3042 \end{bmatrix} *10^4 \dots\dots\dots(5.8a)$$

$$[b] = \begin{bmatrix} 9.9760 \\ 9.9346 \\ 9.8981 \\ 9.8547 \\ 9.8099 \\ 9.7813 \\ 9.7545 \\ 9.7149 \\ 9.6773 \\ 9.6517 \\ 9.6384 \\ 9.5829 \end{bmatrix} *10^3 \dots\dots\dots(5.8b)$$

$$[k] = \begin{bmatrix} 1.0024 \\ 1.0065 \\ 1.0102 \\ 1.0145 \\ 1.0190 \\ 1.0219 \\ 1.0246 \\ 1.0285 \\ 1.0323 \\ 1.0348 \\ 1.0362 \\ 1.0417 \end{bmatrix} *10^4 \dots\dots\dots(5.8c)$$

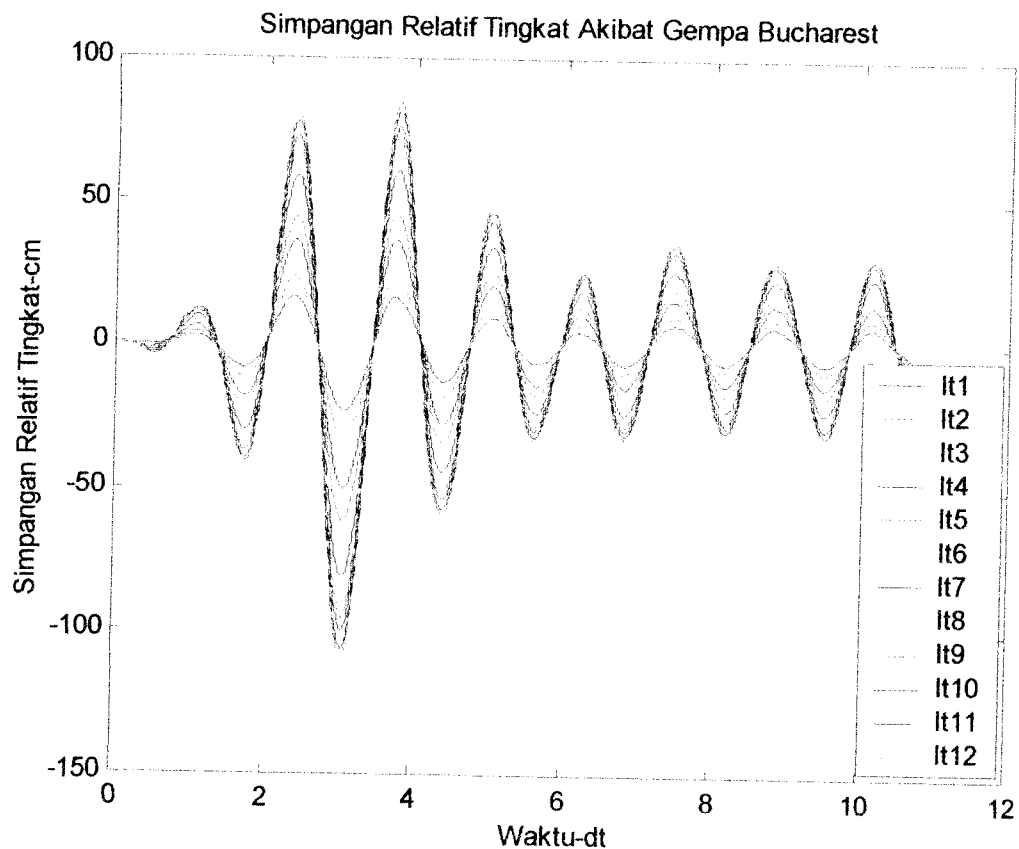
modal amplitudo merupakan perkalian matrik dengan vektor yaitu matrik $[g]_{ij}$ dikalikan dengan vektor $\{\Gamma\}$, maka akan menghasilkan

$$[z]_i = [g]_{ij}\{\Gamma\}_i \dots\dots\dots(5.9)$$

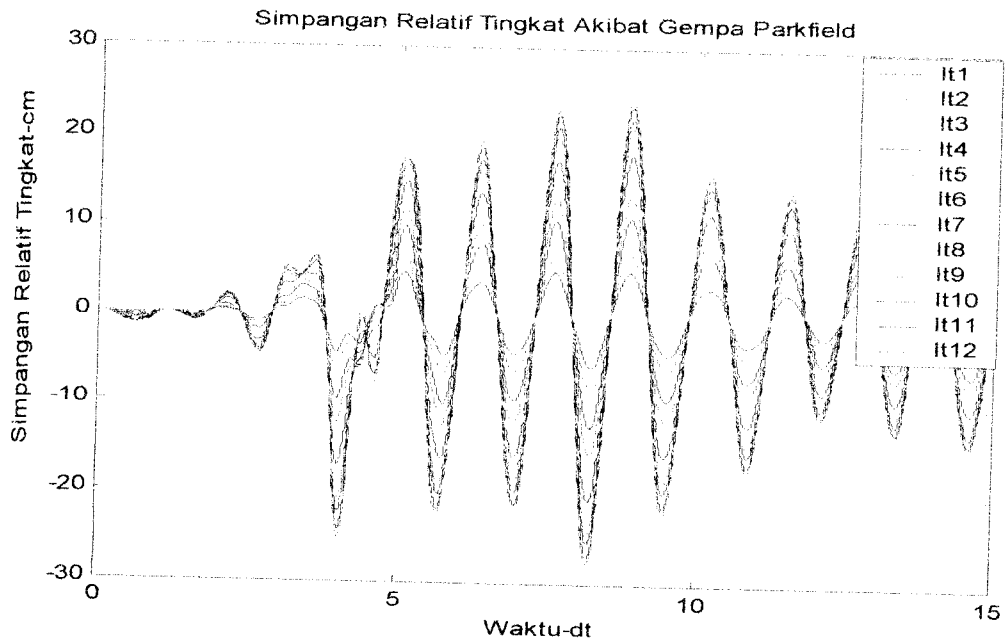
Simpangan dihitung dengan persamaan (3.43)

$$y_i(t) = \Gamma_i \phi_i g_i(t) \dots\dots\dots(5.10)$$

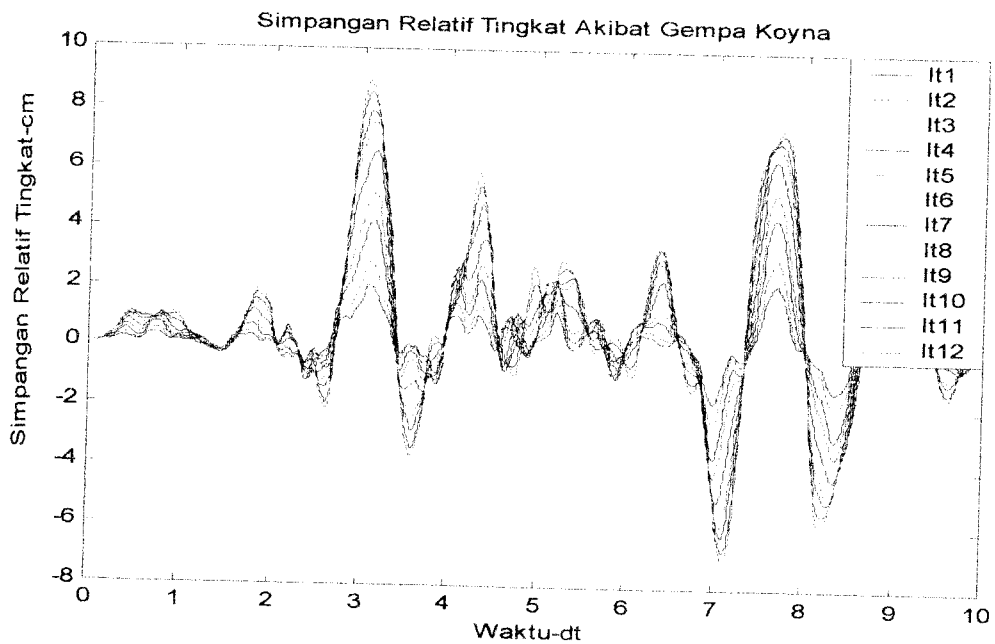
Hasil perhitungan simpangan relatif tingkat disajikan dalam grafik plot antara waktu lawan simpangan relatif tingkat. Contoh plot antara waktu dengan simpangan relatif akibat gempa Bucharest yang mewakili gempa frekuensi rendah dengan A/V rasio 0.64222 g/m/det, gempa Parkfield yang mewakili gempa frekuensi sedang dengan A/V rasio 1.1241 g/m/det dan gempa Koyna yang mewakili gempa frekuensi tinggi dengan A/V rasio 3.46774 g/m/det dapat dilihat pada Gambar 5.1, Gambar 5.2 dan Gambar 5.3.



Gambar 5.1 Contoh plot simpangan relatif tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest.



Gambar 5.2 Contoh plot simpangan relatif tingkat lawan waktu akibat gempa Parkfield.



Gambar 5.3 Contoh plot simpangan relatif tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna.

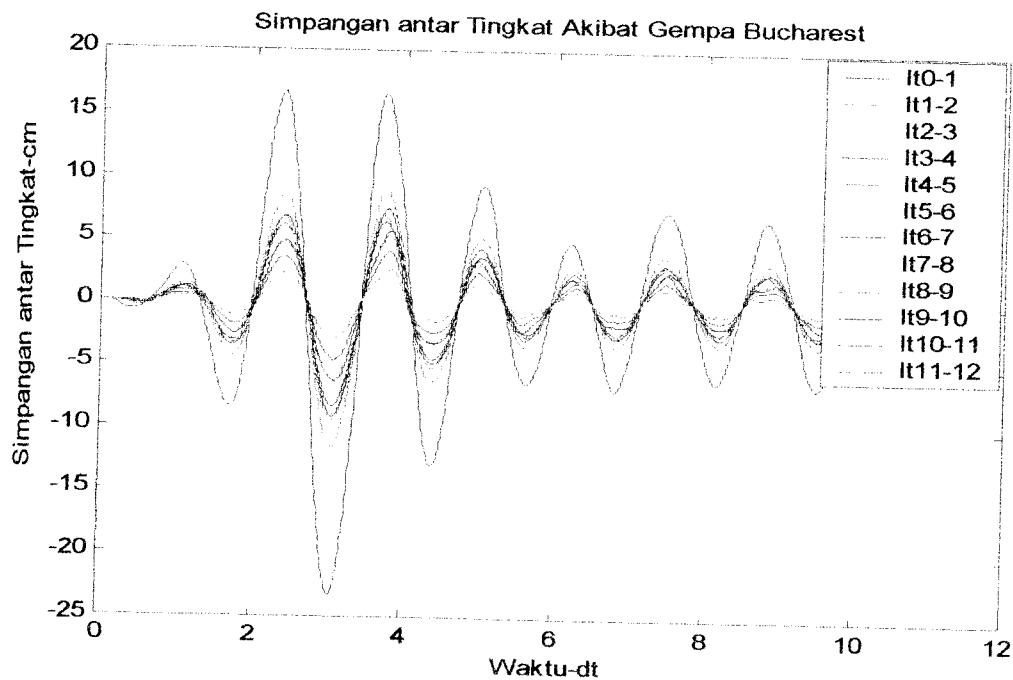
5.7. Perhitungan Simpangan Antar Tingkat (*Inter Story Drift*)

Simpangan antar tingkat adalah selisih simpangan suatu tingkat dengan simpangan tingkat dibawahnya pada waktu yang bersamaan. Besarnya nilai simpangan antar tingkat dihitung dengan

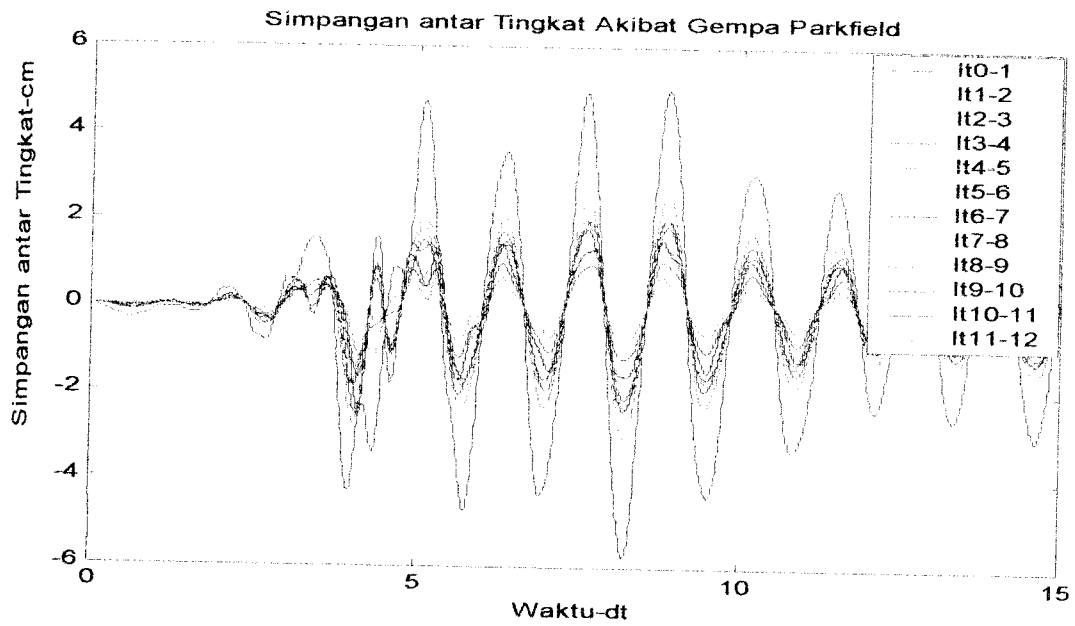
$$yy_j(t) = y_j(t) - y_{j-1}(t) \dots\dots\dots(5.11)$$

dimana $yy(t)$ dan $y(t)$ adalah simpangan antar tingkat dan simpangan tingkat relatif yang terjadi pada tingkat ke j yang merupakan fungsi dari waktu.

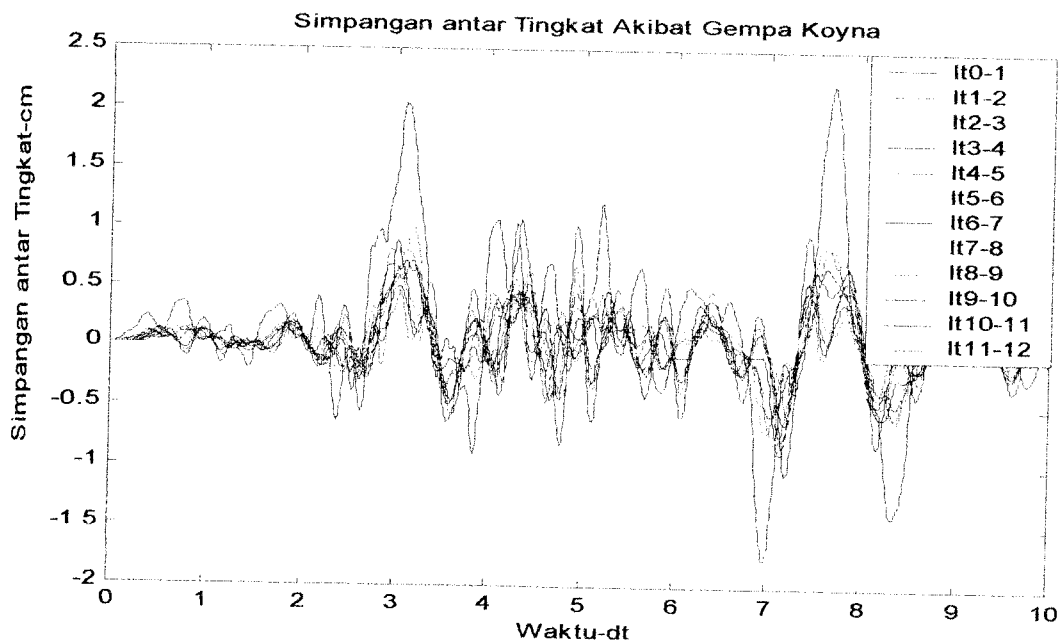
Hasil perhitungan simpangan antar tingkat disajikan dalam bentuk grafik plot antara waktu lawan simpangan antar tingkat. Contoh hasil plot simpangan antar tingkat akibat gempa Bucharest, Parkfield dan Koyna seperti pada Gambar 5.4, Gambar 5.5 dan Gambar 5.6.



Gambar 5.4 Contoh plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest.



Gambar 5.5 Contoh plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Parkfield.



Gambar 5.6 Contoh plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna.

5.8 Perhitungan Gaya Geser Tingkat dan Gaya Geser Dasar

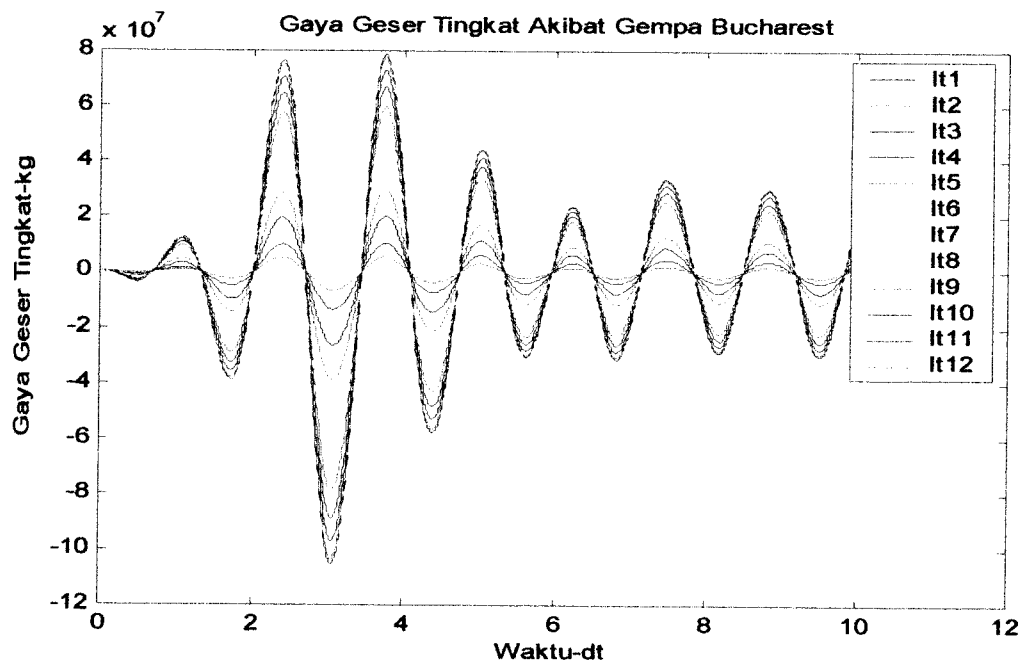
Gaya geser dasar dapat dihitung dengan menjumlahkan gaya geser tiap tingkat sedangkan gaya geser tingkat adalah komulatif dari gaya lantai dari atas kebawah. Gaya lantai (F) merupakan perkalian antara simpangan relatif tingkat (y) dengan kekakuan (k) tiap tingkatnya.

$$F_j(t) = y_j(t) * k_j \dots\dots\dots(5.12)$$

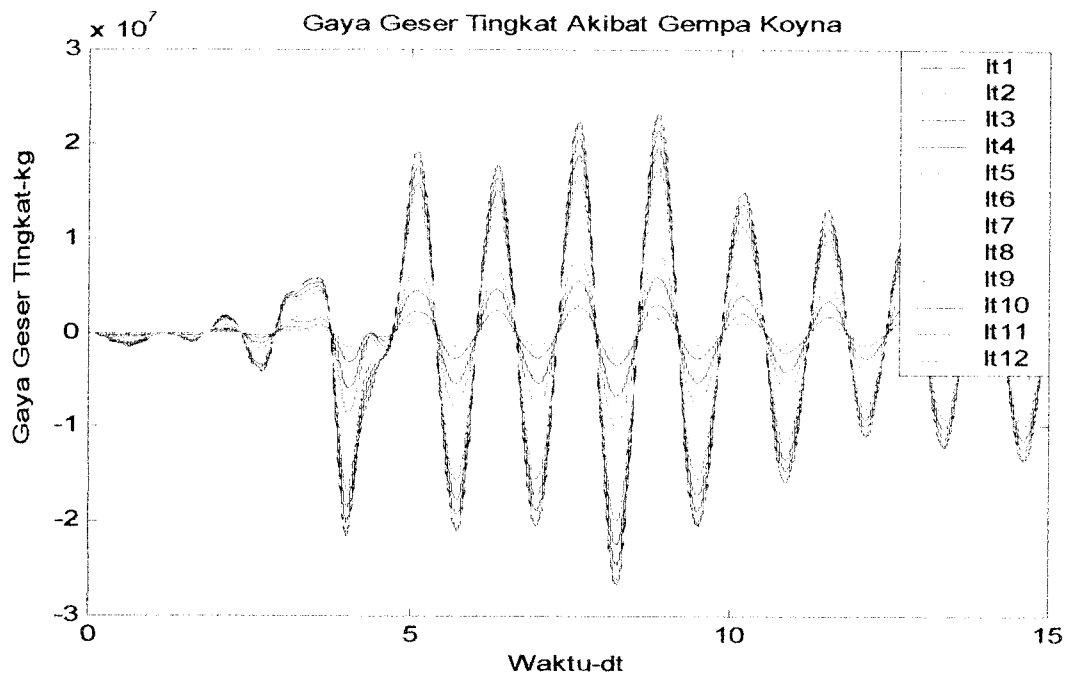
Sehingga gaya geser dasar (V)

$$V(t) = \sum_{j=1}^n F_j(t) \dots\dots\dots(5.13)$$

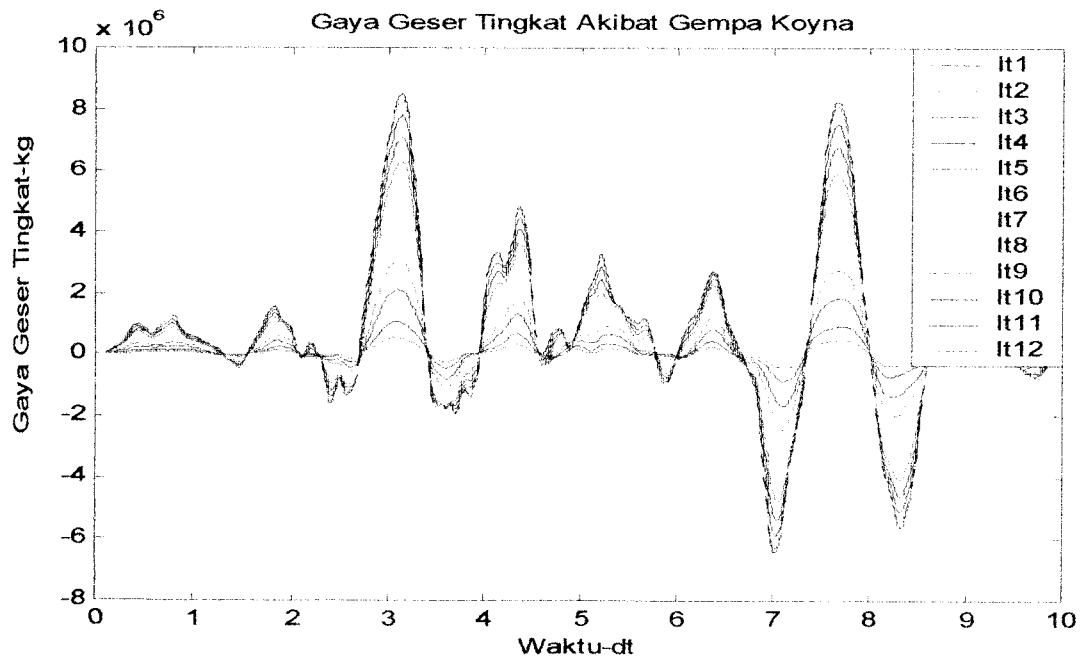
Contoh hasil gaya geser tingkat akibat beban gempa Bucharest, Parkfield dan Koyna dapat dilihat pada Gambar 5.7, Gambar 5.8 dan Gambar 5.9, terlihat bahwa gaya geser tingkat merupakan fungsi dari waktu.



Gambar 5.7. Contoh plot antara gaya geser tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest.

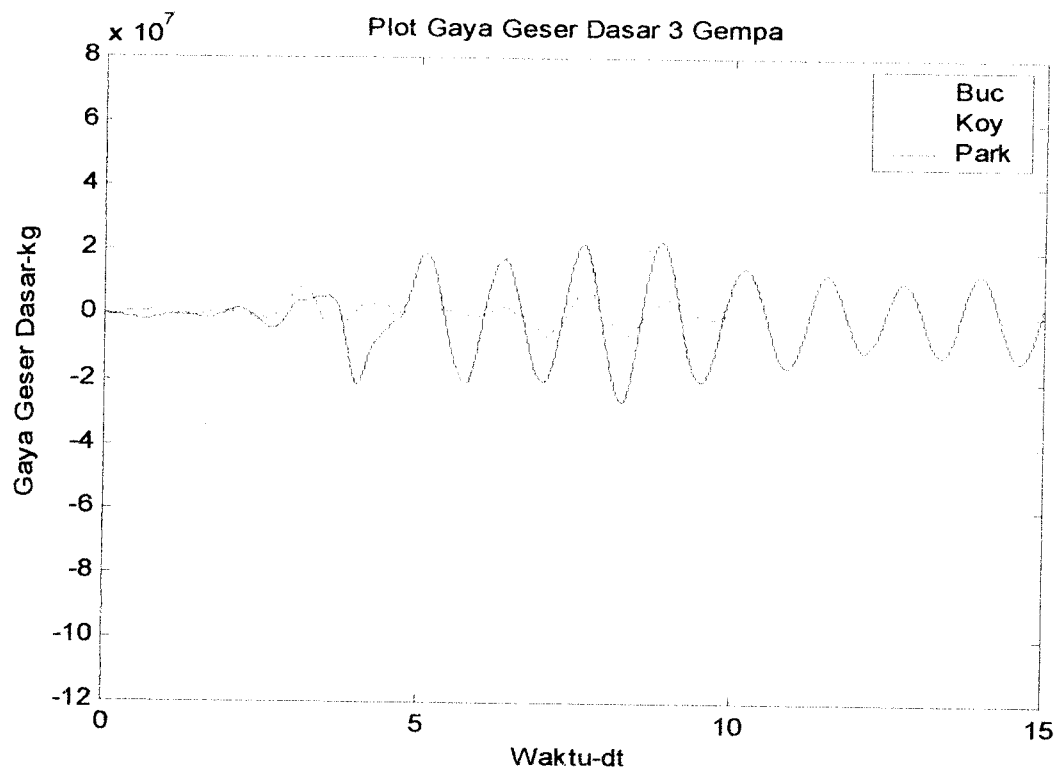


Gambar 5.8. Contoh plot antara gaya geser tingkat lawan waktu akibat gempa Parkfield.



Gambar 5.9. Contoh plot antara gaya geser tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna.

Sedangkan hasil gaya geser dasar akibat beban gempa Bucharest, Parkfield dan Koyna dapat dilihat pada Gambar 5.10, terlihat bahwa gaya geser dasar merupakan fungsi dari waktu.



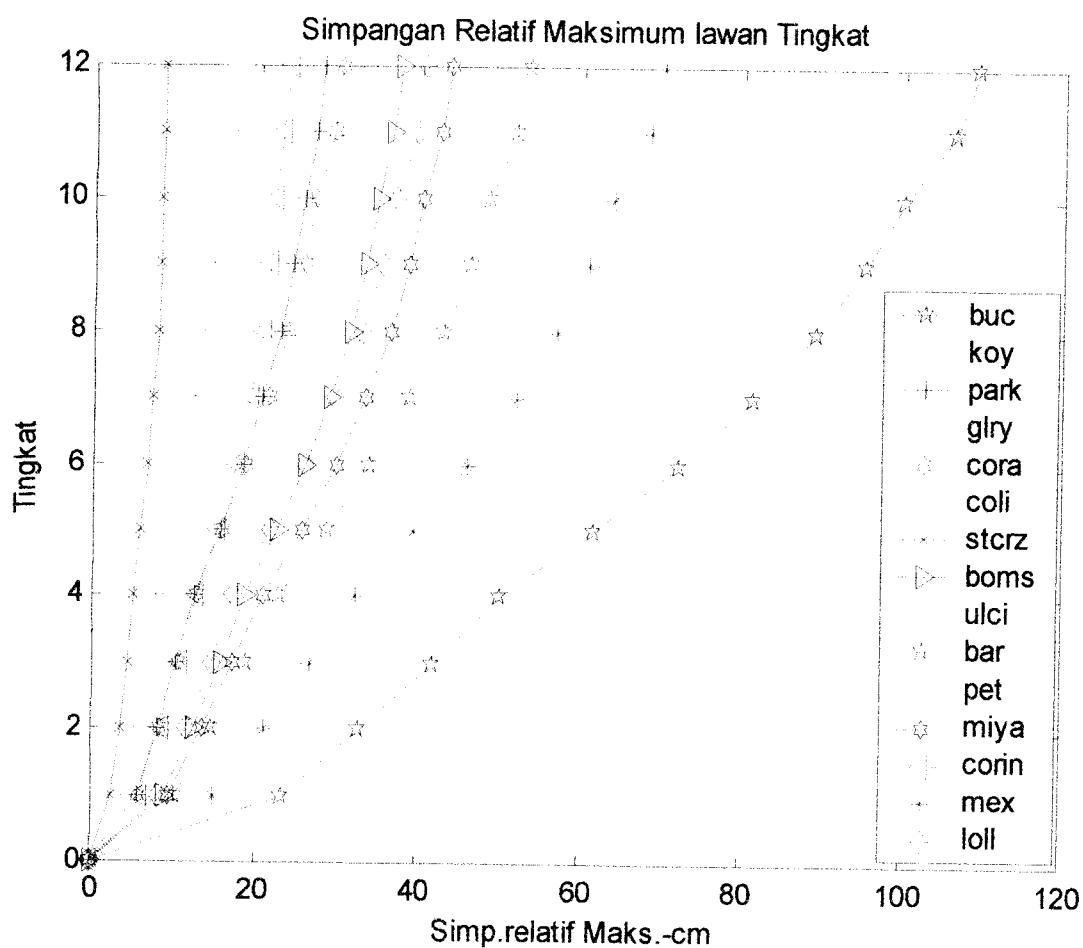
Gambar 5.10 Contoh plot antara gaya geser dasar lawan waktu 3 beban gempa.

5.9. Pembahasan

Pembahasan meliputi tinjauan hasil simpangan relatif maksimum tingkat, simpangan antar tingkat maksimum, gaya geser tingkat maksimum dan gaya geser dasar maksimum terhadap nilai A/V rasio atau kandungan frekuensi beban gempa yang diperoleh dari 15 beban gempa yang dipakai.

5.9.1. Simpangan Relatif Tingkat

Simpangan relatif tingkat maksimum akibat 15 beban gempa ditunjukkan pada Gambar 5.11, terlihat bahwa simpangan relatif maksimum tiap tingkat semakin besar untuk tingkat yang lebih tinggi, hal ini sesuai dengan pola goyangan pada mode pertama. Kenaikan nilai simpangan tiap tingkat tidak menunjukkan harga yang sama untuk semua beban gempa, hal ini disebabkan karena kekakuan dan massa tiap tingkat tidak sama.



Gambar 5.11. Simpangan relatif maksimum akibat 15 beban gempa.

Untuk tingkat-tingkat yang mempunyai kekakuan dan massa yang sama akan memberikan kenaikan simpangan yang kecil untuk tingkat yang semakin keatas, sedangkan untuk tingkat dengan perubahan kekakuan yang besar akan memberikan perubahan simpangan yang besar pula, sehingga pada tingkat-tingkat tersebut kelihatan patah. Hal ini seperti terlihat pada Gambar 5.11 yaitu pada tingkat I, 4, dan 10 untuk semua beban gempa. Simpangan relatif terbesar untuk semua tingkat adalah simpangan relatif akibat gempa Bucharest, dengan percepatan tanah maksimum 548.79 cm/det^2 dan kandungan frekuensi 0.64222 Hz , pada struktur dengan frekuensi getar 0.7652327 Hz .

Nilai simpangan relatif tingkat maksimum untuk beban-beban gempa yang digunakan seperti terlihat pada Tabel 5.5 sampai dengan Tabel 5.19.

Tabel 5.5 Simp. Relatif mak. akibat Gempa Bucharest **Tabel 5.6** Simp. Relatif mak akibat. Gempa Koyna

Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	23.3114	306
2	32.7677	306
3	41.7403	306
4	50.1372	306
5	61.7502	306
6	72.2305	306
7	81.4263	306
8	89.2042	306
9	95.4531	306
10	100.0904	306
11	106.4066	306
12	109.2466	307

Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	2.2274	769
2	3.0651	769
3	3.7936	768
4	4.431	768
5	5.2736	766
6	5.9399	766
7	6.5698	316
8	7.1398	316
9	7.5611	315
10	7.8798	312
11	8.5045	310
12	8.9289	308

Tabel 5.7 Simp. Relatif mak akibat
Gempa Park Field

Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	5.7484	825
2	8.1109	825
3	10.3765	825
4	12.5149	824
5	15.5039	824
6	18.2166	824
7	20.6018	824
8	22.6165	824
9	24.228	823
10	25.4074	823
11	26.9797	824
12	27.6744	824

Tabel 5.8 Simp. Relatif mak akibat
Gempa Gilroy

Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	3.7588	350
2	5.1973	350
3	6.5226	492
4	7.792	492
5	9.4743	493
6	10.9214	494
7	12.1855	496
8	13.3584	498
9	14.4325	499
10	15.3322	500
11	16.8097	502
12	17.5436	503

Tabel 5.9 Simp. Relatif mak akibat
Gempa Coralitos

Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	5.7846	776
2	8.1921	776
3	10.5203	776
4	12.7313	777
5	15.8408	777
6	18.7	777
7	21.2866	777
8	23.5685	778
9	25.4902	778
10	26.9606	778
11	28.9963	778
12	29.9129	778

Tabel 5.10 Simp. Relatif mak akibat
Gempa Coalinga

Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	6.5669	517
2	9.2272	517
3	11.6875	517
4	13.8868	518
5	16.7182	518
6	19.051	518
7	20.8775	518
8	22.2276	517
9	23.3489	630
10	25.5291	631
11	29.1658	632
12	31.0305	632

Tabel 5.11 Simp. Relatif akibat
Gempa Santa Cruz

Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	2.5374	1153
2	3.5194	1153
3	4.3447	1153
4	4.9607	1153
5	5.9282	958
6	6.6919	959
7	7.2734	960
8	7.7298	961
9	8.0184	962
10	8.145	961
11	8.2581	960
12	8.2469	959

Tabel 5.12 Simp. Relatif akibat
Gempa Tlahuac Bombas

Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	8.9784	2602
2	12.4791	2602
3	15.678	2602
4	18.5725	2601
5	22.4496	2600
6	25.8601	2600
7	28.7861	2600
8	31.215	2600
9	33.1365	2600
10	34.5437	2599
11	36.436	2599
12	37.2796	2599

Tabel 5.13 Simp. Relatif akibat
Gempa Ulcinj

Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	11.1934	909
2	15.6829	909
3	19.8719	909
4	23.7128	909
5	28.8987	909
6	33.4542	909
7	37.3235	909
8	40.4834	908
9	42.9193	908
10	44.6384	908
11	46.8853	909
12	47.8897	909

Tabel 5.14 Simp. Relatif akibat
Gempa Bar Montenegro

Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	10.3812	581
2	14.6627	581
3	18.7809	581
4	22.6731	581
5	28.4422	519
6	33.8547	520
7	38.6955	520
8	42.8321	520
9	46.1608	520
10	48.6154	520
11	51.9155	521
12	53.3878	521

Tabel 5.15 Simp. Relatif akibat
Gempa Petrovac

Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	7.3652	366
2	10.443	367
3	13.4092	367
4	16.1687	367
5	19.9095	368
6	23.1708	368
7	25.8957	369
8	28.0701	370
9	29.7207	370
10	30.8271	371
11	32.0682	371
12	33.0476	824

Tabel 5.16 Simp. Relatif akibat
Gempa Miyagi

Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	9.5072	642
2	13.4515	642
3	17.2326	643
4	20.7603	643
5	25.541	643
6	29.7447	644
7	33.3133	644
8	36.2291	644
9	38.5117	645
10	40.2019	645
11	42.4976	645
12	43.5718	646

Tabel 5.17 Simp. Relatif akibat
Gempa Corint

Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	6.0993	585
2	8.5336	585
3	10.7618	585
4	12.7373	585
5	15.2836	585
6	17.3951	585
7	19.0886	585
8	20.3853	585
9	21.3138	585
10	21.93	585
11	22.6929	585
12	23.4818	256

Tabel 5.18 Simp. Relatif akibat
Gempa Mexico

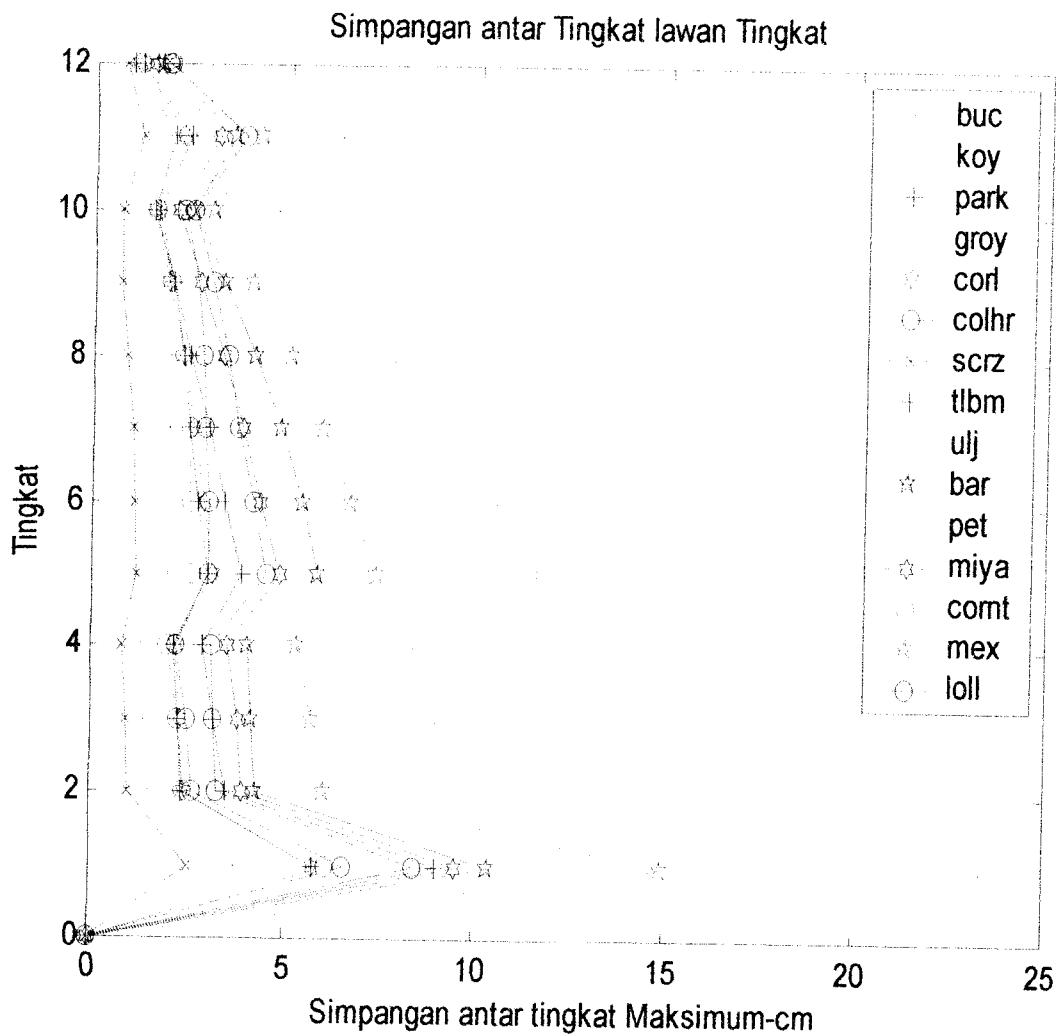
Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	14.9692	3818
2	21.0058	3818
3	26.7101	3818
4	32.037	3818
5	39.4207	3819
6	46.1043	3819
7	51.9959	3820
8	57.0266	3820
9	61.0958	3820
10	64.1329	3820
11	68.3167	3821
12	70.2067	3821

Tabel 5.19 Simp. Relatif akibat Gempa Lolleo

Lt	Simp. Relatif Tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	8.4012	2394
2	11.6944	2395
3	14.6305	2395
4	17.1715	2396
5	21.5429	2280
6	25.7034	2280
7	29.4119	2280
8	32.5675	2279
9	35.0815	2279
10	36.9023	2279
11	39.2838	2279
12	40.3343	2278

5.9.2. Simpangan Antar Tingkat (*Inter Storey Drift*)

Simpangan antar tingkat maksimum akibat 15 beban gempa ditunjukkan pada Gambar 5.12, terlihat bahwa simpangan antar tingkat maksimum semakin keatas semakin mengecil pada tingkat yang mempunyai kekakuan yang sama. Bentuk grafik simpangan antar tingkat maksimum pada Gambar 5.12 terlihat patah-patah hal ini terjadi karena model struktur mempunyai kekakuan dan massa yang tidak seragam. Terlihat bahwa untuk lantai 2,3,4 yang mempunyai kekakuan sama, yaitu sebesar 196614.9126 kg/cm terlihat patah terhadap lantai 1 yang mempunyai kekakuan sebesar 82946.91624 kg/cm. Demikian pula untuk lantai 5 sampai 10 mempunyai kekakuan yang sama sebesar 130969.841 kg/cm terlihat patah terhadap lantai 2,3,4 serta patah terhadap lantai 11,12 dengan kekakuan sebesar 62846.64272 kg/cm.



Gambar 5.12. Simpangan antar tingkat akibat 15 beban gempa.

Perubahan kekakuan antara lantai 1 dan 2 sebesar 113667.9964 kg/cm akibat gempa Bucharest memberikan nilai simpangan antar tingkat sebesar 9.4563 cm, sedangkan simpangan antar tingkat lantai 2 - 3, dan 3 - 4 secara berurutan sebesar 8.9726 cm, 8.3969 cm. Akibat gempa yang sama simpangan antar tingkat lantai 4 dan 5 sebesar 11.613 cm dengan perubahan kekakuan sebesar 65645.0716

masing-masing sebesar 10.4803 cm, 9.1959 cm, 7.7828 cm, 6.2616 cm, dan 4.6606 cm. Pada lantai 10 - 11 terjadi perubahan kekakuan sebesar 68123.1983 kg/cm dan simpangan antar tingkat yang terjadi akibat gempa Bucharest sebesar 6.3754 cm, dan nilai simpangan antar tingkat antara lantai 11 dan 12 sebesar 2.8725 cm. Dari gambar tersebut juga dapat diketahui bahwa simpangan antar tingkat akan bertambah besar sesuai dengan penurunan kekakuan yang terjadi, serta pada kekakuan yang sama simpangan antar tingkat akan mengalami penurunan untuk tingkat yang lebih tinggi sesuai dengan pola goyangan mode pertama.

Nilai simpangan antar tingkat untuk 15 beban gempa yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.20 sampai dengan Tabel 5.34.

**Tabel 5.20 Simp. Antar tingkat
Gempa Bucharest**

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	23.3114	306
2	9.4563	306
3	8.9726	306
4	8.3969	306
5	11.613	306
6	10.4803	306
7	9.1959	306
8	7.7828	307
9	6.2616	307
10	4.6606	308
11	6.3754	309
12	2.8725	310

**Tabel 5.21 Simp. Antar Tingkat
Gempa Koyna**

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	2.2274	769
2	0.8377	769
3	0.775	762
4	0.7223	319
5	0.9951	320
6	0.8439	713
7	0.8774	715
8	0.8558	715
9	0.7629	716
10	0.6295	719
11	1.0538	721
12	0.678	495

Tabel 5.22 Simp. Antar Tingkat
Gempa Park Field

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	5.7484	825
2	2.3626	825
3	2.2672	824
4	2.1429	824
5	2.994	823
6	2.7229	822
7	2.5063	406
8	2.2937	407
9	2.0012	406
10	1.6205	409
11	2.4392	410
12	1.1665	410

Tabel 5.23 Simp. Antar Tingkat
Gempa Gilroy

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	3.7588	350
2	1.4857	492
3	1.4069	493
4	1.293	495
5	1.9566	439
6	2.0006	439
7	1.9388	367
8	1.9637	369
9	1.9241	371
10	1.7427	371
11	2.9196	371
12	1.5165	370

Tabel 5.24 Simp. Antar Tingkat
Gempa Coralitos

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	5.7846	776
2	2.4075	776
3	2.3304	777
4	2.2174	778
5	3.1239	779
6	2.8851	780
7	2.6044	780
8	2.2932	779
9	1.9249	779
10	1.4748	779
11	2.2283	426
12	1.1551	427

Tabel 5.25 Simp. Antar Tingkat
Gempa Coalinga

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	6.5669	517
2	2.6628	518
3	2.4698	518
4	2.2048	519
5	2.9806	631
6	2.9741	632
7	2.9058	631
8	2.813	631
9	2.6383	633
10	2.3282	634
11	3.8424	634
12	1.8924	633

Tabel 5.30 Simp. Antar Tingkat
Gempa Petrovac

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	7.3652	366
2	3.0851	367
3	2.9739	368
4	2.7859	369
5	3.8201	371
6	3.4237	373
7	3.1888	821
8	3.0025	822
9	2.6831	822
10	2.2198	623
11	3.4252	824
12	1.6849	891

Tabel 5.31 Simp. Antar Tingkat
Gempa Miyagi

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	9.5072	642
2	3.9503	643
3	3.7891	643
4	3.5411	644
5	4.8417	646
6	4.3557	586
7	3.8879	587
8	3.3371	588
9	2.7295	589
10	2.1164	1555
11	3.1746	1555
12	1.5841	531

Tabel 5.32 Simp. Antar Tingkat
Gempa Corint

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	6.0993	585
2	2.4343	585
3	2.2281	585
4	1.9756	585
5	2.5758	520
6	2.5532	251
7	2.4901	253
8	2.3022	254
9	1.9865	255
10	1.5632	256
11	2.2838	258
12	1.0686	260

Tabel 5.33 Simp. Antar Tingkat
Gempa Mexico

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	14.9692	3818
2	6.0367	3818
3	5.7084	3819
4	5.3384	3820
5	7.3978	3820
6	6.7083	3821
7	5.9255	3822
8	5.0568	3822
9	4.1058	3823
10	3.0444	3823
11	4.2696	3825
12	1.9395	3825

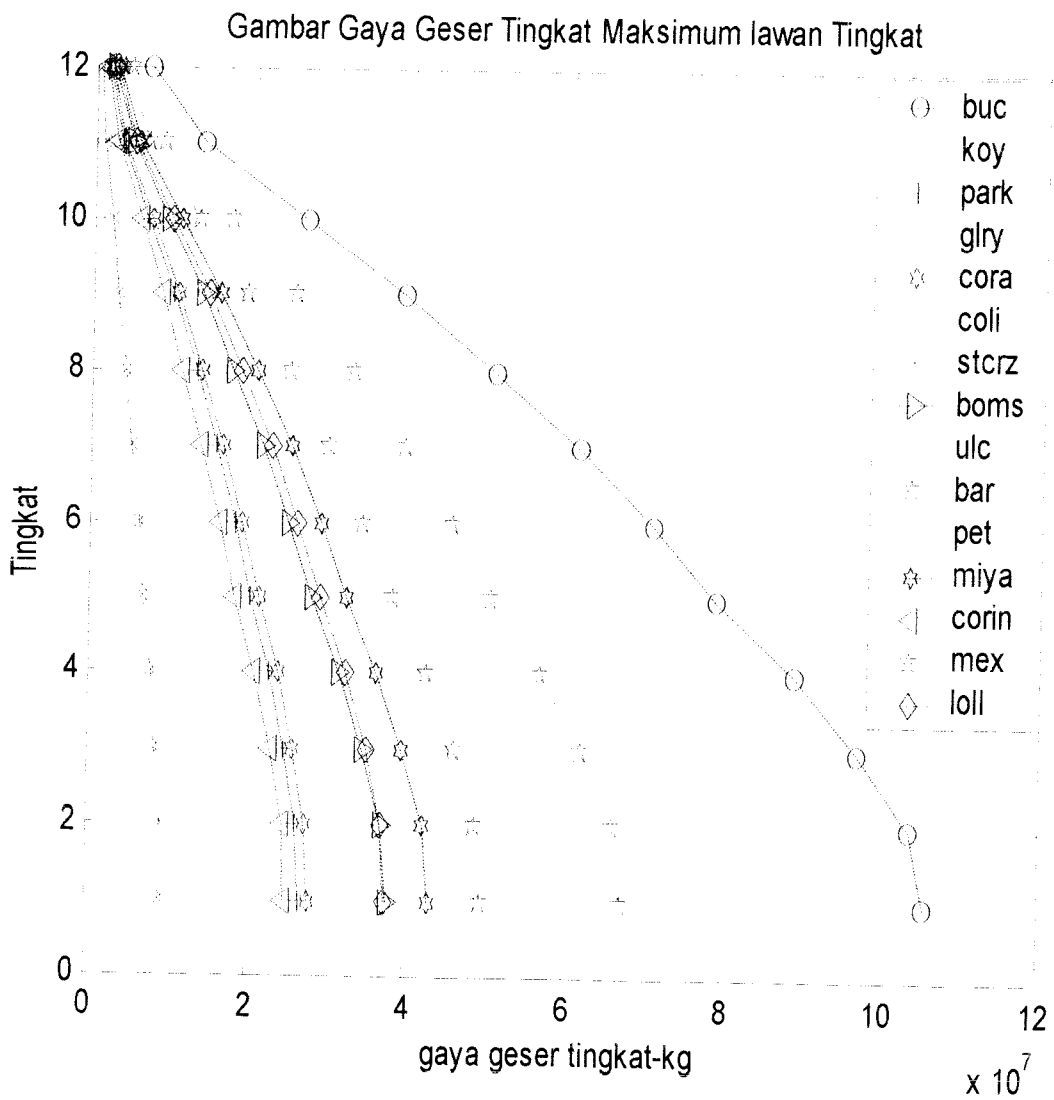
Tabel 5.34 Simp. Antar Tingkat
Gempa Lolleo

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	8.4012	2394
2	3.2975	2396
3	3.1839	2280
4	3.1115	2280
5	4.4814	2279
6	4.1701	2279
7	3.725	2278
8	3.4402	2515
9	3.0664	2515
10	2.528	2515
11	3.8596	2515
12	1.8592	2516

5.9.3. Gaya Geser Tingkat

Gaya geser tingkat maksimum untuk 15 beban gempa ditunjukkan pada Gambar 5.13, nilai gaya geser tingkat maksimum dipengaruhi oleh simpangan relatif dan kekakuan tingkat. Pola gaya geser tingkat untuk semua beban gempa relatif sama dimana gaya geser semakin besar pada lantai yang lebih rendah karena gaya geser tingkat akan ditahan oleh tingkat dibawahnya. Penambahan besarnya nilai gaya geser tingkat tidak linear, hal ini karena pengaruh kekakuan dan simpangan relatif pada tiap tingkatnya. Dengan melihat besarnya nilai kekakuan tingkat dan simpangan relatif tingkat dapat diketahui bahwa kontribusi kekakuan lebih dominan. Pada lantai yang mempunyai perbedaan kekakuan yang relatif besar dengan lantai yang lainnya akan mempunyai pola yang cenderung patah. Sehingga perbedaan kekakuan yang besar juga akan mengakibatkan perubahan gaya geser tingkat yang relatif besar. Pola gaya geser tingkat terlihat

perubahan gaya geser tingkat yang relatif besar. Pola gaya geser tingkat terlihat pada Gambar 5.13 terdapat patahan-patahan yang merupakan akibat dari perbedaan kekakuan pada model struktur. Besarnya gaya geser tingkat 1 merupakan komulatif dari gaya geser tingkat di atasnya dan akan menimbulkan reaksi yang besarnya sama tetapi arahnya berlawanan, gaya reaksi ini sering disebut sebagai gaya geser dasar.



Gambar 5.13 Gaya geser tingkat untuk 15 beban gempa.

Tabel 5.26 Simp. Antar Tingkat
Gempa Santa Cruz

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	2.5374	1153
2	0.982	1153
3	0.9179	959
4	0.8368	960
5	1.137	964
6	1.1111	967
7	1.019	968
8	0.8788	1170
9	0.7191	1171
10	0.6696	1107
11	1.232	1107
12	0.734	980

Tabel 5.27 Simp. Antar Tingkat
Gempa Tlahuac Bombas

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	8.9784	2602
2	3.5015	2601
3	3.2028	2600
4	2.8984	2599
5	3.8833	2598
6	3.4267	2111
7	2.977	2110
8	2.5013	2110
9	2.003	2110
10	1.4858	2109
11	2.0273	2109
12	0.9131	2109

Tabel 5.28 Simp. Antar Tingkat
Gempa Ulcinj

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	11.1934	909
2	4.4894	909
3	4.189	909
4	3.8422	908
5	5.1946	908
6	4.5851	417
7	4.3056	963
8	4.0266	961
9	3.6002	961
10	2.9645	962
11	4.5121	964
12	2.1663	965

Tabel 5.29 Simp. Antar Tingkat
Gempa Bar Montenegro

Lt	Simp. antar tingkat (cm)	Waktu 1/100 (dt)
1	10.3812	581
2	4.2814	581
3	4.1792	519
4	4.0634	520
5	5.8342	520
6	5.413	520
7	4.8437	521
8	4.1471	521
9	3.351	522
10	2.5422	589
11	3.6067	589
12	1.6809	589

Nilai gaya geser tingkat akibat 15 beban gempa disajikan pada Tabel 5.35 sampai Tabel 5.49.

Tabel 5.35 Gaya Gsr. Tingkat Gempa Bucharest

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100 (dt)
1	105.5	306
2	103.56	306
3	97.122	306
4	88.916	306
5	79.058	306
6	70.97	306
7	61.51	306
8	50.846	306
9	39.163	306
10	26.662	306
11	13.553	306
12	6.8658	307

Tabel 5.36 Gaya Gsr. Tingkat Gempa Koyna

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100(dt)
1	8.5278	315
2	8.3623	315
3	7.8142	315
4	7.1187	315
5	6.2908	315
6	5.6242	315
7	4.8597	314
8	4.0088	313
9	3.0944	311
10	2.1221	310
11	1.0953	309
12	0.56115	308

Tabel 5.37 Gaya Gsr. Tingkat Gempa Parkfield

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100 (dt)
1	26.582	824
2	26.105	824
3	24.512	824
4	22.472	824
5	20.012	824
6	17.981	824
7	15.595	824
8	12.897	824
9	9.9351	824
10	6.7622	824
11	3.4348	824
12	1.7392	824

Tabel 5.38 Gaya Gsr. Tingkat Gempa Gilroy

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100 (dt)
1	15.761	496
2	15.473	496
3	14.522	497
4	13.308	497
5	11.871	498
6	10.7	499
7	9.3256	500
8	7.7669	500
9	6.039	501
10	4.1586	502
11	2.1579	502
12	1.1026	503

Tabel 5.39 Gaya Gsr. Tingkat
Gempa Coralitos

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100 (dt)
1	27.619	777
2	27.139	777
3	25.53	777
4	23.463	777
5	20.962	778
6	18.892	778
7	16.445	778
8	13.658	778
9	10.572	778
10	7.2333	778
11	3.7022	778
12	1.8799	778

Tabel 5.40 Gaya Gsr. Tingkat
Gempa Coalinga

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100 (dt)
1	26.95	517
2	26.405	517
3	24.591	517
4	22.293	517
5	19.575	516
6	17.403	516
7	15.213	631
8	12.872	631
9	10.163	631
10	7.118	632
11	3.7831	632
12	1.9502	632

Tabel 5.41 Gaya Gsr. Tingkat
Gempa St. Cruz

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100 (dt)
1	9.2261	959
2	9.0469	959
3	8.4357	959
4	7.658	960
5	6.7274	960
6	5.9715	961
7	5.1123	961
8	4.1624	961
9	3.15	961
10	2.1011	961
11	1.0371	960
12	0.51829	959

Tabel 5.42 Gaya Gsr. Tingkat
Gempa Tla.Bombas

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100 (dt)
1	37.609	2600
2	36.866	2600
3	34.414	2600
4	31.333	2600
5	27.682	2600
6	24.741	2600
7	21.355	2600
8	17.585	2599
9	13.497	2599
10	9.157	2599
11	4.6328	2599
12	2.3429	2599

Tabel 5.43 Gaya Gsr. Tingkat Gempa Ulcinj

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100 (dt)
1	48.358	909
2	47.429	909
3	44.346	909
4	40.438	909
5	35.776	909
6	31.991	909
7	27.61	909
8	22.722	909
9	17.421	909
10	11.802	909
11	5.9563	909
12	3.0097	909

Tabel 5.44 Gaya Gsr. Tingkat Gempa Bar

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100 (dt)
1	49.621	520
2	48.781	520
3	45.957	520
4	42.31	520
5	37.866	520
6	34.141	520
7	29.707	520
8	24.639	520
9	19.029	520
10	12.983	520
11	6.618	521
12	3.3552	521

Tabel 5.45 Gaya Gsr. Tingkat Gempa Petrovac

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100 (dt)
1	33.002	369
2	32.403	369
3	30.384	369
4	27.781	369
5	24.631	369
6	22.053	370
7	19.04	370
8	15.658	370
9	11.988	371
10	8.0981	371
11	4.0606	371
12	2.0769	824

Tabel 5.46 Gaya Gsr. Tingkat Gempa Miyagi

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100 (dt)
1	42.904	644
2	42.12	644
3	39.49	644
4	36.114	644
5	32.043	644
6	28.699	644
7	24.814	645
8	20.458	645
9	15.716	645
10	10.672	645
11	5.409	646
12	2.7383	646

Tabel 5.47 Gaya Gsr. Tingkat Gempa Corint

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100 (dt)
1	24.791	585
2	24.285	585
3	22.607	585
4	20.491	585
5	17.987	585
6	15.985	585
7	13.707	585
8	11.207	585
9	8.5368	585
10	5.7453	585
11	2.8873	256
12	1.4758	256

Tabel 5.48 Gaya Gsr. Tingkat Gempa Mexico

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100 (dt)
1	67.457	3820
2	66.219	3820
3	62.102	3820
4	56.863	3820
5	50.574	3820
6	45.416	3820
7	39.38	3820
8	32.57	3820
9	25.102	3820
10	17.103	3820
11	8.7057	3621
12	4.4123	3821

Tabel 5.49 Gaya Gsr. Tingkat Gempa Lolleo

Lt	Gaya geser tk. (kg) x 10 ⁶	waktu 1/100 (dt)
1	37.55	2279
2	36.925	2279
3	34.812	2279
4	32.075	2279
5	28.727	2279
6	25.989	2279
7	22.546	2279
8	18.695	2279
9	14.429	2279
10	9.8347	2279
11	5.0037	2278
12	2.5349	2278

Dari tabel-tabel diatas yang menunjukkan harga-harga maksimum dari respon struktur yang berupa simpangan relatif, simpangan antar tingkat dan gaya geser tingkat, dapat diketahui besar dan waktu terjadinya respon maksimum pada tiap tingkatnya. Dari tabel-tabel tersebut juga dapat diketahui bahwa respon maksimum struktur tiap tingkatnya tidak terjadi pada waktu percepatan tanah maksimum. Sehingga percepatan maksimum belum tentu akan menyebabkan respon yang maksimum. Percepatan tanah maksimum dari beban-beban gempa yang digunakan dan waktu terjadinya percepatan maksimum dapat dilihat pada Tabel 5.50. Percepatan tanah maksimum telah dinormalisasi terhadap percepatan tanah maksimum gempa Koyna.

Tabel 5.50 Percepatan tanah maksimum dan waktunya setelah dinormalisasi

No	Nama Gempa	Perc.maks norm.thd.Koyna cm/dt ²	Waktu (det)
1	Bucharest	548.79	2.01
2	Koyna	548.79	3.96
3	Parkfield	548.79	3.75
4	Miyagi ken-oki	548.79	3.01
5	Gilroy	548.79	3.61
6	Coalinga hor	548.79	7.51
7	Corinth	548.79	2.26
8	Bar-Montenegro	548.79	4.16
9	Petrovac	548.79	4.01
10	Ulcinj	548.79	4.36
11	Coralitos	548.79	3.91
12	St.Cruz	548.79	9.41
13	Tlahuac-Bombas	548.79	26.01
14	Mexico	548.79	37.21
15	Lolleo	548.79	23.81

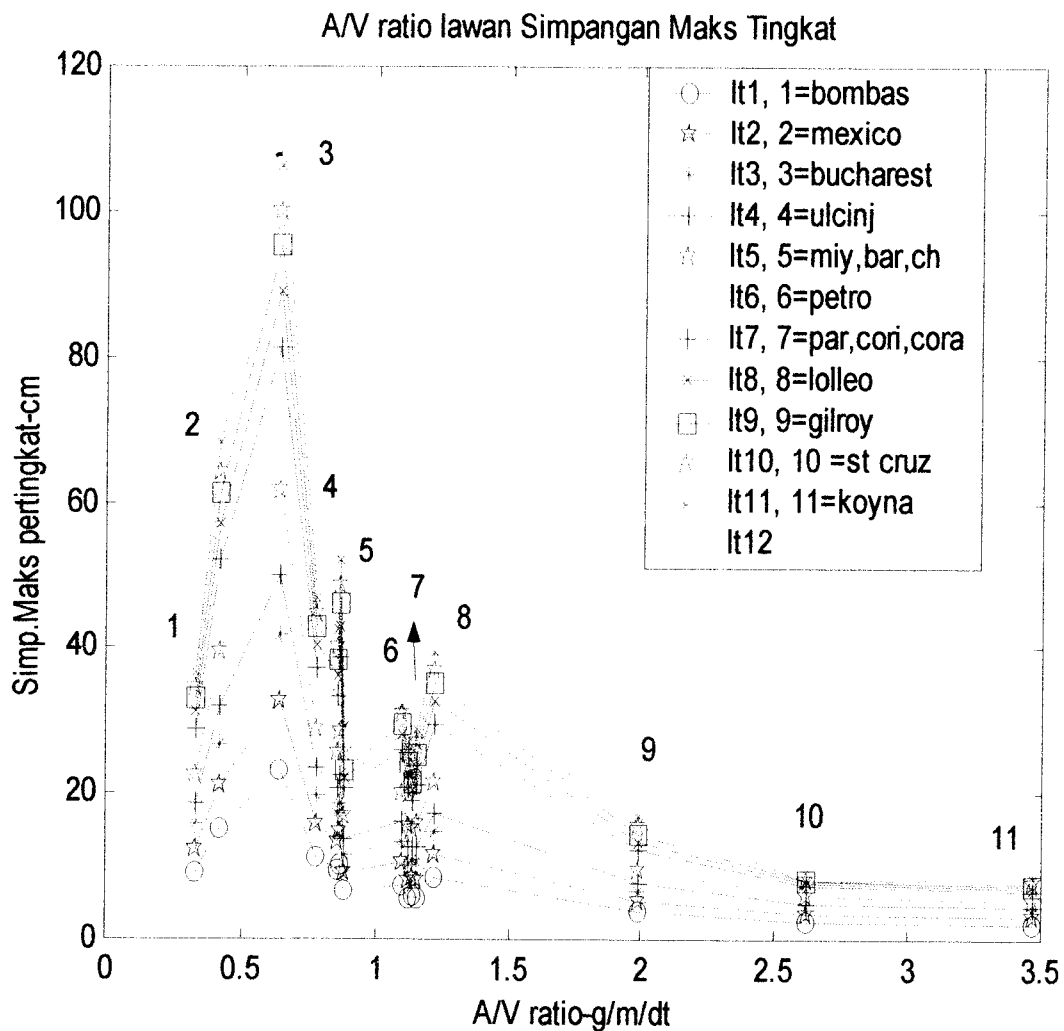
5.9.4 Tinjauan Respon Struktur terhadap A/V Rasio

Hubungan respon struktur dengan kandungan frekuensi beban gempa yang bekerja pada struktur yang ditinjau, akan disajikan dalam bentuk gambar plot antara A/V rasio beban gempa dengan respon struktur yang berupa simpangan relatif tingkat maksimum, simpangan antar tingkat maksimum, gaya geser tingkat maksimum, dan gaya geser dasar maksimum. Seperti telah dijelaskan dimuka bahwa struktur yang ditinjau mempunyai frekuensi getar sebesar 0.7652327 Hz, dan beban gempa yang digunakan sebanyak 15 beban gempa dengan kandungan frekuensi yang beragam, dari kelompok A/V rasio rendah, sedang, dan tinggi.

Tinjauan respon struktur akibat gempa dengan kandungan frekuensi beban gempa (A/V rasio) bertujuan untuk mengetahui hubungan antara kandungan frekuensi beban gempa dengan frekuensi getar struktur. Dimana penelitian (Widodo, 1995,1996) menjelaskan bahwa kedekatan frekuensi struktur dan frekuensi beban akan cenderung menyebabkan resonansi yang akan menyebabkan respon struktur menjadi besar. Penelitian tersebut menjelaskan hubungan antara frekuensi beban gempa dengan frekuensi struktur dengan melihat efek kerusakan struktur akibat beban gempa yang ditinjau.

Dalam penelitian ini akan dibahas mengenai hubungan kedekatan frekuensi beban dan struktur dengan melihat respon yang terjadi pada struktur akibat beban gempa yang digunakan. Adapun plot antara A/V rasio dengan respon struktur disajikan secara terpisah untuk masing-masing tinjauan respon.

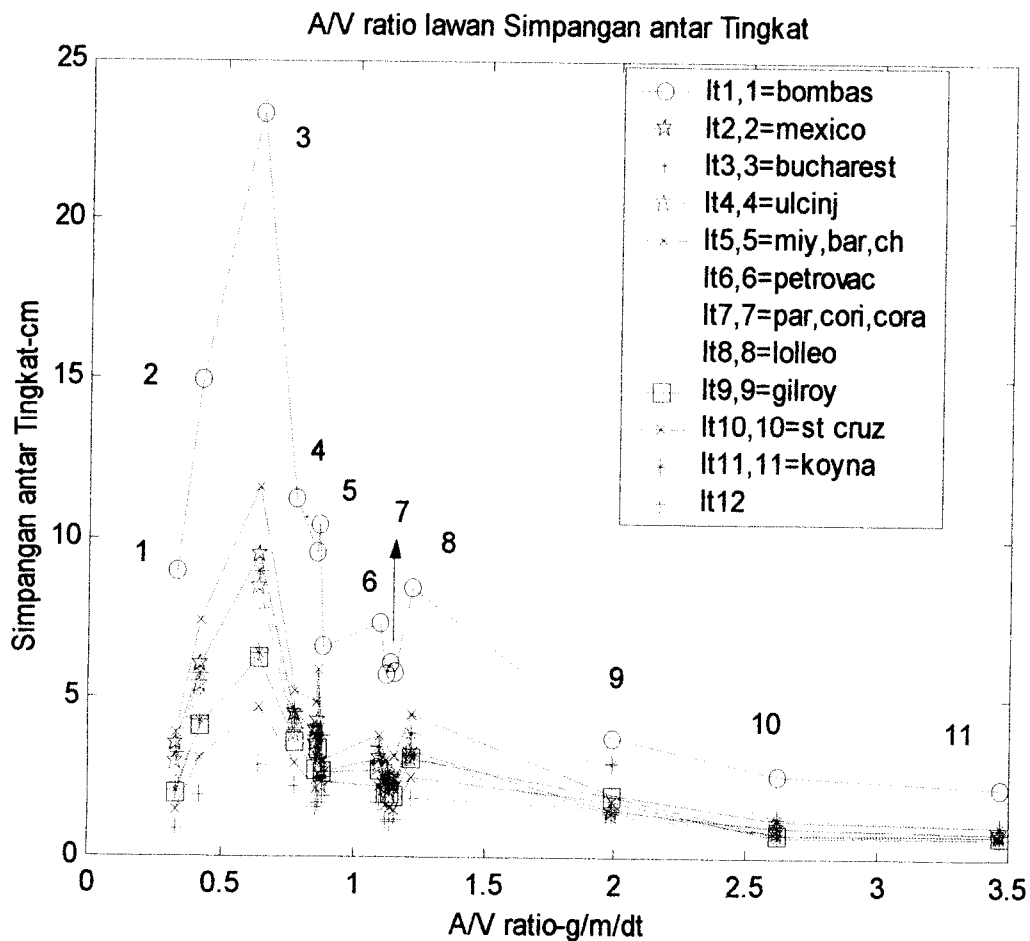
Tinjauan hubungan antara simpangan relatif maksimum dengan kandungan frekuensi beban gempa, ditunjukkan pada Gambar 5.14 yaitu plot antara A/V rasio lawan simpangan relatif maksimum akibat 15 beban gempa.



Gambar 5.14 Plot antara A/V rasio lawan simpangan relatif maksimum

Dari Gambar 5.14 dapat diketahui bahwa simpangan relatif tingkat maksimum terjadi pada A/V rasio 0.64222 g/m/det, yaitu akibat gempa Bucharest. Struktur yang ditinjau mempunyai frekuensi (f) sebesar 0.7652327 Hz dan gempa Bucharest merupakan beban gempa dengan kandungan frekuensi rendah.

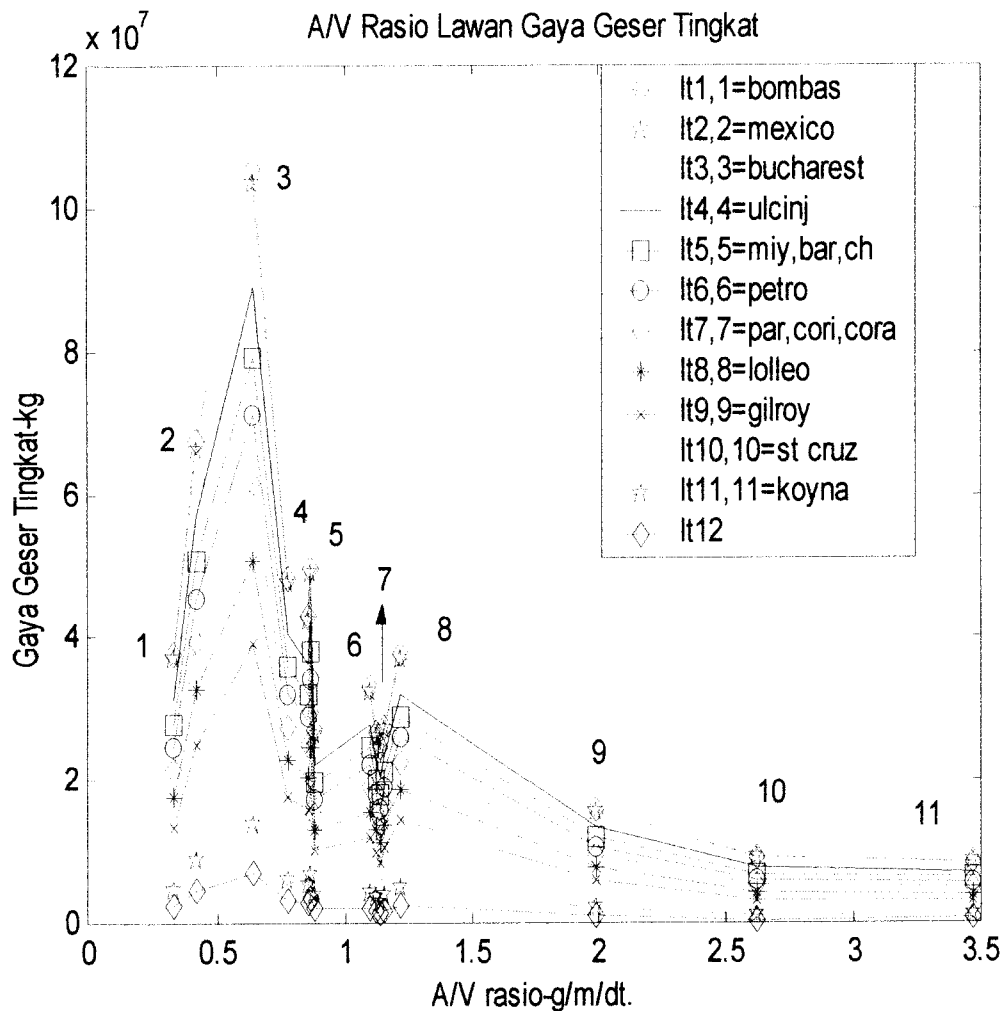
Tinjauan simpangan antar tingkat maksimum dan kandungan frekuensi beban gempa ditunjukkan pada Gambar 5.15. yang merupakan plot antara A/V rasio lawan simpangan antar tingkat.



Gambar 5.15 Plot antara A/V rasio lawan simpangan antar tingkat maksimum

Dari Gambar 5.15 dapat diketahui bahwa simpangan antar tingkat maksimum terjadi pada A/V rasio 0.64222 g/m/det, yaitu akibat gempa Bucharest. Struktur yang dinjau mempunyai frekuensi (f) sebesar 0.7652327 Hz dan gempa Bucharest merupakan beban gempa dengan kandungan frekuensi rendah.

Tinjauan gaya geser tingkat hubungannya dengan kandungan frekuensi beban gempa ditunjukkan pada Gambar 5.16 yaitu plot antara A/V rasio lawan gaya geser tingkat pada struktur.

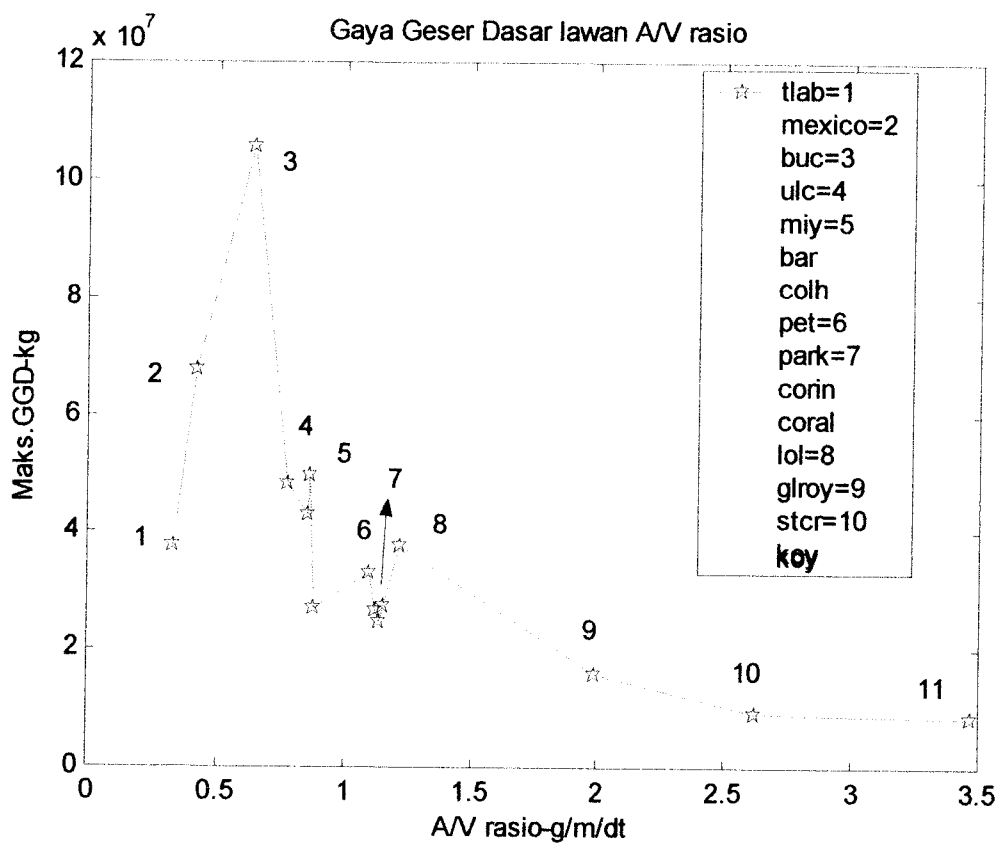


Gambar 5.16 Plot antara A/V rasio lawan gaya geser tingkat

Dari Gambar 5.16 dapat diketahui bahwa gaya geser tingkat maksimum terjadi pada A/V rasio 0.64222 g/m/det, yaitu akibat gempa Bucharest. Respon struktur ditinjau pada struktur dengan frekuensi (f) sebesar 0.7652327 Hz. Gempa Bucharest merupakan beban gempa dengan kandungan frekuensi rendah.

Gaya geser dasar yang terjadi pada struktur akibat beban gempa merupakan reaksi akibat gaya geser tingkat yang besarnya sama dengan jumlah gaya geser tingkat struktur, dan dihitung pada interval waktu yang sama.

Gaya geser dasar akibat 15 beban gempa ditunjukkan pada Gambar 5.17 yang merupakan plot antara A/V rasio lawan gaya geser dasar yang terjadi pada struktur.



Gambar 5.17 Plot antara A/V rasio lawan gaya geser dasar akibat beban gempa

Dari Gambar 5.17 dapat diketahui bahwa gaya geser dasar maksimum terjadi pada A/V rasio 0.64222 g/m/det, yaitu akibat gempa Bucharest pada struktur dengan frekuensi (f) sebesar 0.7652327 Hz. Gempa Bucharest merupakan beban gempa dengan kandungan frekuensi rendah.

Dari Gambar 5.14, Gambar 5.15, Gambar 5.16 dan Gambar 5.17 menunjukkan bahwa pola respon struktur yang berupa simpangan relatif tingkat, simpangan antar tingkat, gaya geser tingkat dan gaya geser dasar akibat beban gempa dengan A/V rasio yang beragam mempunyai pola yang sama. Pada gambar-gambar tersebut juga menunjukkan bahwa pada beban gempa dengan A/V rasio 0.64222 menyebabkan respon struktur yang relatif lebih besar pada semua tingkat dibanding nilai A/V rasio yang lain. Sedangkan pada interval A/V rasio lebih besar dari 0.64222 dan lebih kecil dari 1.2141 memberikan nilai respon struktur yang fluktuatif dan respon menurun pada interval A/V rasio lebih besar dari 1.2141 dan lebih kecil dari 0.64222. Hal ini menunjukkan bahwa respon struktur akan cenderung semakin besar apabila kandungan frekuensi beban gempa semakin dekat dengan frekuensi getar struktur. Kedekatan frekuensi antara frekuensi beban dan frekuensi struktur cenderung mempunyai efek yang besar terhadap respon struktur, dan memberikan efek kerusakan yang besar pula. Sesuai dengan hasil penelitian ini, efek kedekatan frekuensi cenderung akan memberikan respon yang besar, tetapi hal ini tidak terjadi untuk semua harga A/V rasio. Ini terbukti pada beban gempa dengan A/V rasio 0.64222 dan 0.41837 mempunyai respon yang relatif lebih besar dari pada beban gempa dengan A/V rasio 0.7736 dan 0.8605 pada struktur dengan frekuensi getar 0.7652327. Pada hal beban gempa dengan A/V rasio 0.7736 dan 0.8605 mempunyai harga frekuensi yang lebih dekat dengan frekuensi struktur, dibanding dengan beban gempa dengan A/V rasio 0.64222 dan 0.41837.

Untuk beban gempa dengan A/V rasio 0.8605, 0.86443, 0.88182 yang berarti beban gempa tersebut mempunyai karakteristik yang hampir sama, tetapi respon struktur yang terjadi mempunyai perbedaan nilai yang besar dilihat dari simpangan relatif tingkat, simpangan antar tingkat, gaya geser tingkat dan gaya geser dasar. Sedangkan untuk beban gempa dengan A/V rasio 1.1241, 1.1425, 1.15625 memberikan respon yang hampir sama, hal ini berlawanan dengan hasil pada A/V rasio 0.8605, 0.86443, 0.88182, walaupun mempunyai interval yang hampir sama. Hal ini menunjukkan bahwa masih terdapat faktor lain yang mempengaruhi besarnya respon struktur akibat gempa selain percepatan tanah maksimum, kecepatan maksimum, dan kandungan frekuensi.

5.10. Contoh Perhitungan Respon Struktur dengan 3 Metode

- a. Dengan menggunakan persamaan Independen (*Uncoupling*)

Simpangan horisontal tiap-tiap massa akan dipengaruhi oleh masing-masing mode. Simpangan massa diberikan,

$$Y_n = \phi_{n1} Z_1 + \phi_{n2} Z_2 + \phi_{n3} Z_3 + \dots + \phi_{nn} Z_n \dots\dots\dots(5.11)$$

- b. Simpangan Maksimum (*Upperbound Response*)

Simpangan suatu massa dapat diperoleh dengan menjumlahkan nilai absolut atas kntribusi setiap mode, yaitu

$$Y_i = \sum_{j=1}^n | \phi_{ij} \Gamma_j \mathcal{G}_{j,max} | = \sum_{j=1}^n | \phi_{ij} Z_j | \dots\dots\dots(5.12)$$

Nilai $g_{j,maks}$ tersebut adalah nilai absolut (baik positif maupun negatif) yang diperoleh dari sorting/ seleksi menurut hasil integrasi secara numerik.

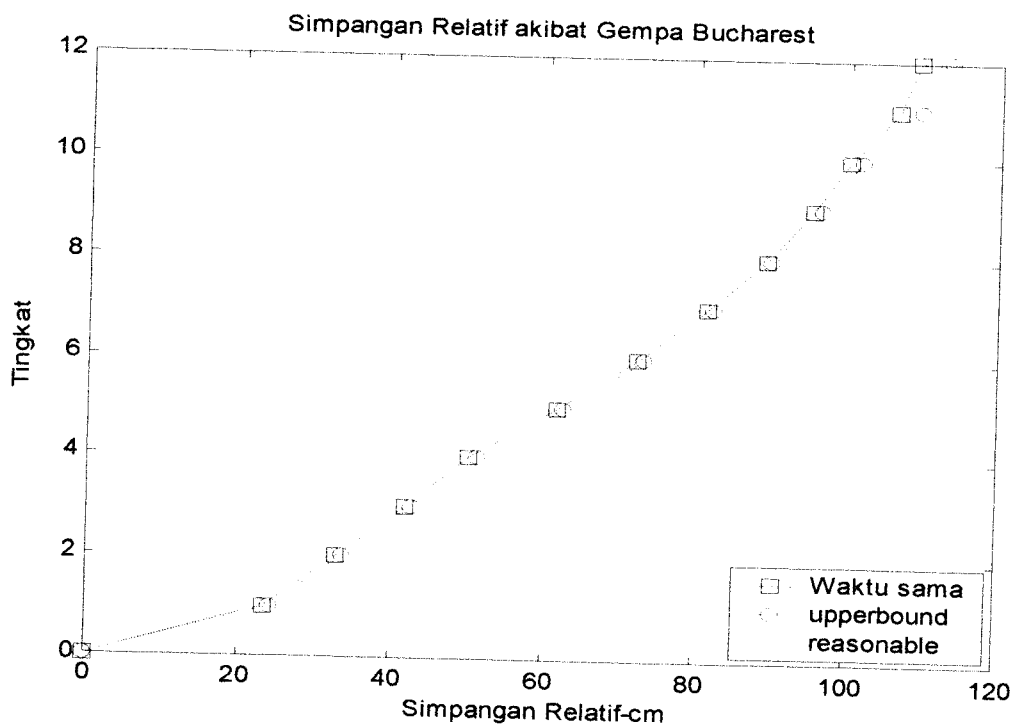
c. *Reasonable Response*

Respon struktur adalah akar dari jumlah kuadrat setiap mode, yaitu

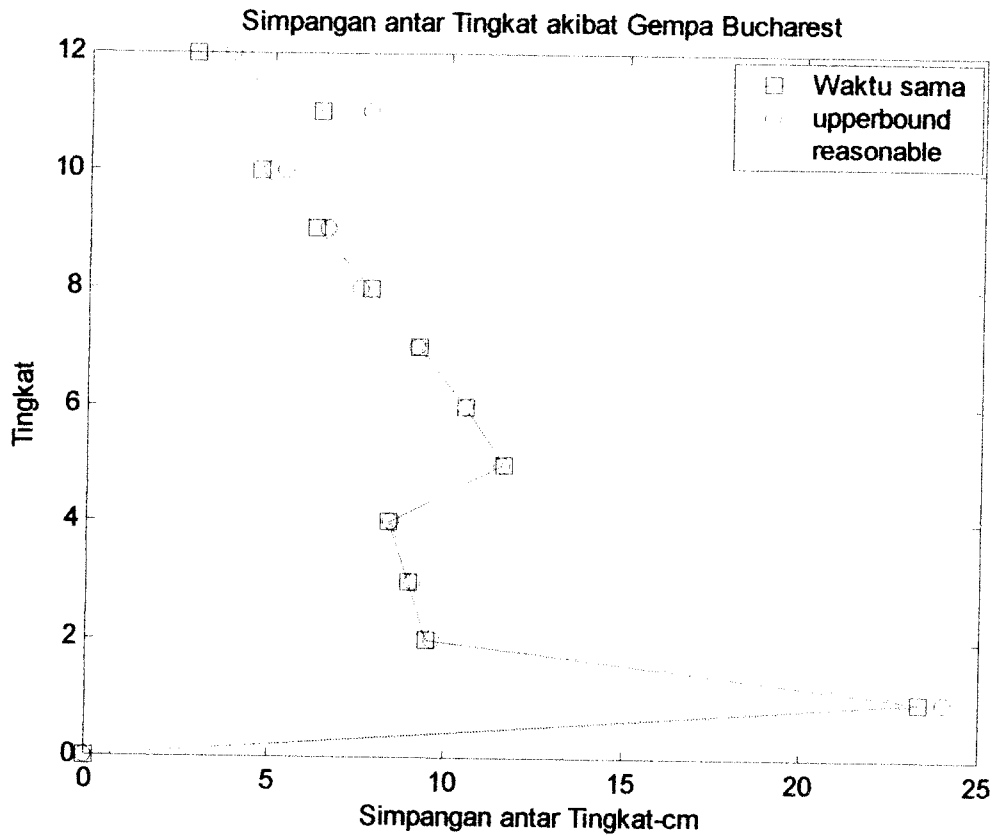
$$Y_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \{\Phi_{ij}\Gamma_j g_{j,maks}\}^2} \dots\dots\dots (5.13)$$

Prinsip diatas juga disebut *the square of roots of the sum of the square of the mode contribusion* atau *SRSS method*.

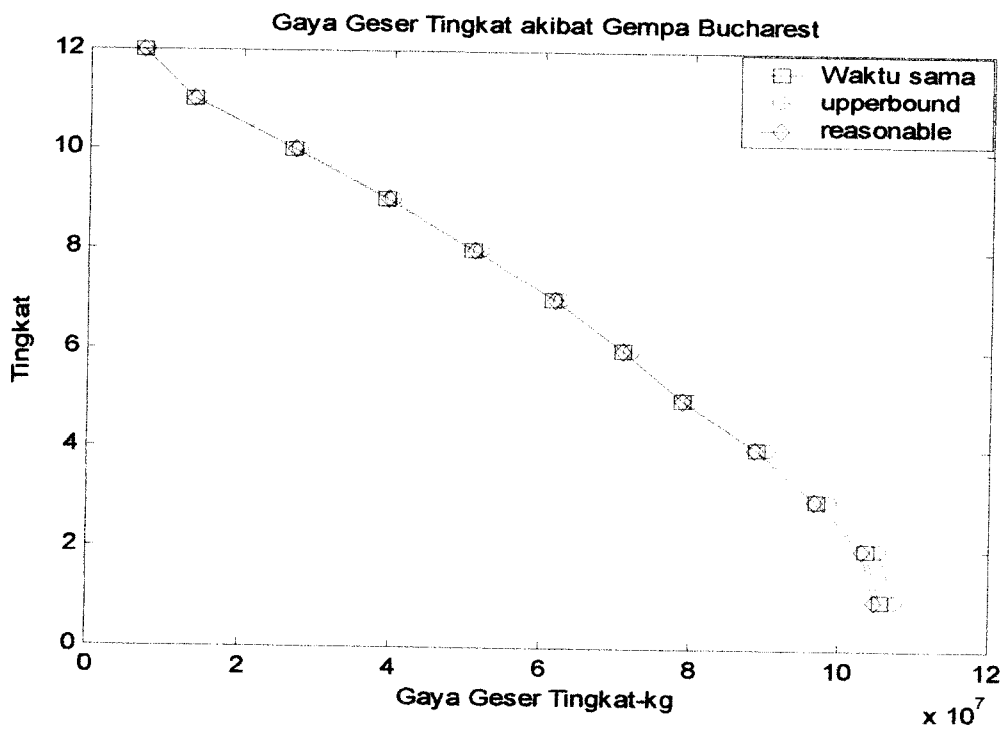
Diberikan satu contoh pengerjaan untuk satu macam beban gempa dengan ketiga cara diatas untuk struktur 12 lantai dengan rasio redaman sebesar 5 %, yang hasilnya seperti tersaji pada Gambar 5.18, Gambar 5.19 dan Gambar 5.20.



Gambar 5.18 Simpangan Relatif Akibat Gempa Bucharest dengan 3 Metode.



Gambar 5.19 Simpangan antar Tingkat akibat Gempa Bucharest dengan 3 Metode.



Gambar 5.20 Gaya Geser Tingkat akibat Gempa Bucharest dengan 3 Metode.

Dari hasil contoh perhitungan respon struktur dengan tiga metode yang disajikan pada gambar plot antara simpangan relatif maksimum, simpangan antar tingkat maksimum dan gaya geser tingkat maksimum lawan tingkat, dapat diketahui bahwa hasil dari ketiga metode tersebut hampir sama. Hasil perhitungan dengan metode *Upperbound Response* relatif memberikan nilai yang lebih besar dibanding dengan metode yang lain. Hasil perhitungan dengan menggunakan persamaan *Independent/Uncoupling* memberikan nilai yang lebih rasional karena dihitung pada interval waktu yang sama sesuai dengan sifat analisa dinamik. Sedangkan dengan metode *Reasonable Response* memberikan nilai relatif diantara metode yang lain.

5.11 Tinjauan Pengaruh Kandungan Frekuensi Dengan Rumus Housner

Menurut Housner hubungan antara rasio frekuensi beban gempa dengan simpangan maksimum dapat dinyatakan dengan persamaan (3.49). Analisa dilakukan dengan tiga tinjauan kelompok gempa yaitu kelompok gempa dengan variabel tetap beban gempa frekuensi rendah (Bucharest, Mexico, Tlahuac Bombas, Ulcinj), kelompok gempa dengan variabel tetap beban gempa frekuensi sedang (Miyagi, Bar Montenegro, Coalinga, Petrovac, Parkfield, Corint, Coralitos) dan kelompok gempa dengan variabel tetap beban gempa frekuensi tinggi (Lolleo, Gilroy, Santa Cruz, Koyna). Langkah pertama adalah menghitung jumlah perpotongan rekaman gempa dengan sumbu waktu (k) dalam rentang waktu yang telah ditentukan. Dalam tinjauan ini rentang waktu yang digunakan adalah 4 detik pada daerah percepatan maksimum. Selanjutnya menghitung rasio jumlah perpotongan garis accelerogram terhadap sumbu waktu suatu gempa

dengan variable gempa yang telah ditetapkan, sesuai dengan persamaan (3.49). Untuk memperjelas akan disajikan hasil perhitungan jumlah perpotongan rekaman gempa dengan sumbu waktu pada accelerogram yaitu pada Tabel 5.51 kolom 3 dan contoh hasil perhitungan rasio jumlah perpotongan dengan variabel tetap gempa Bucharest yaitu pada Tabel 5.51, kolom 4. Selengkapnya Tabel 5.51 disajikan sebagai berikut ini.

Tabel 5.51 Hasil perhitungan rasio perpotongan rekaman gempa dengan sumbu waktu

No.	Gempa	Jumlah Perpotongan Dgn. Sb. X	Tinjauan Gempa Bucharest	
			(k)	(1/k ²)
1	Tlabom	4	2	0.25
2	Mexico	6	1.5	0.4444444
3	Bucharest	8	1	1
4	Miyagi	16	2	0.25
5	Lolleo	18	2.25	0.1975309
6	Parkfield	18	2.25	0.1975309
7	Petrovac	18	2.25	0.1975309
8	Bar	19	2.375	0.1772853
9	Coalinga	20	2.5	0.16
10	Ulcinj	21	2.625	0.1451247
11	Coraltos	23	2.875	0.120983
12	Gilroy	28	3.5	0.0816327
13	Corint	31	3.875	0.0665973
14	Santa Cruz	50	6.25	0.0256
15	Koyna	62	7.75	0.0166493

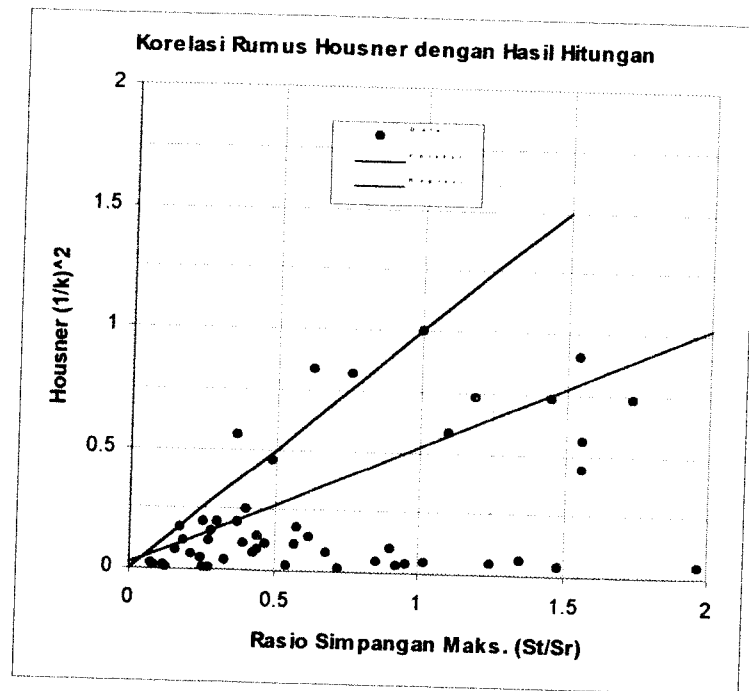
Sesuai dengan Persamaan (3.49), maka besarnya nilai $(1/k)^2$ merupakan rasio antara simpangan maksimum akibat gempa frekuensi lebih tinggi terhadap gempa dengan frekuensi lebih rendah. Dalam penelitian ini simpangan maksimum

yang ditinjau adalah simpangan maksimum yang terjadi pada struktur beton bertingkat 12, dengan rasio redaman sebesar 5 %. Dari hasil perhitungan respon struktur yang berupa simpangan relatif didapatkan hasil bahwa lantai 12 memberikan simpangan yang paling besar, sehingga dalam analisa dengan tinjauan rumus Housner diambil simpangan maksimum pada lantai 12. Contoh hasil perhitungan rasio simpangan maksimum dengan variabel tetap gempa Bucharest diberikan pada Tabel 5.52.

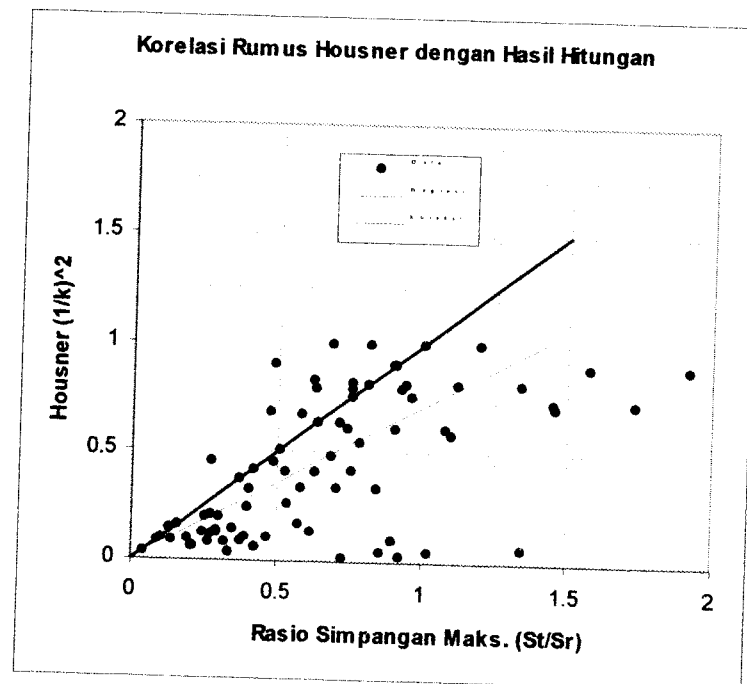
Tabel 5.52 Hasil perhitungan rasio simpangan maksimum

No.	Gempa	Simp. Relatif Maksimum Lt 12	Rasio Simp. ($1/k^2$)
1	Tlabom	32.2796	3.384385184
2	Mexico	70.2067	1.556070859
3	Bucharest	109.2466	1
4	Miyagi	43.5718	0.398838957
5	Lolleo	40.3343	0.369204167
6	Parkfield	27.6744	0.253320469
7	Petrovac	33.0476	0.302504609
8	Bar	63.3878	0.580226753
9	Coalinga	31.0305	0.284040876
10	Ulcinj	47.8897	0.438363299
11	Coraltos	29.9129	0.27381081
12	Gilroy	17.5436	0.160587149
13	Corint	23.4818	0.214943074
14	Santa Cruz	8.2469	0.075488848
15	Koyna	8.9289	0.081731605

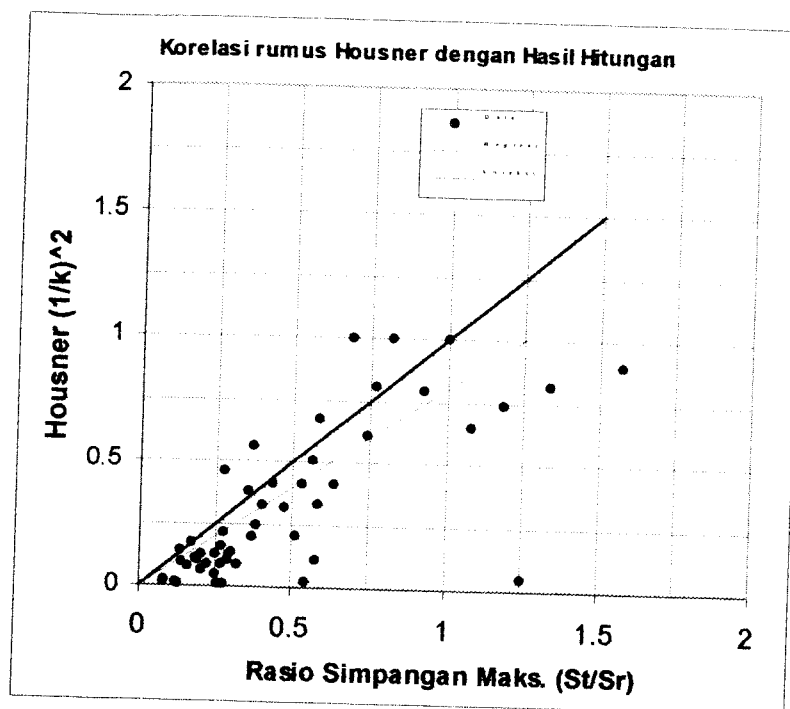
Sesuai dengan hasil perhitungan rasio simpangan maksimum, dan hasil perhitungan rasio jumlah perpotongan sesuai dengan persamaan Housner, dibuat suatu perbandingan kedua nilai rasio ($1/k^2$), yang akan ditampilkan dalam bentuk plot antara data yang didapat dari teori Housner dan data hasil hitungan.



Gambar 5.21 Plot antara rasio hasil hitungan dan rasio Housner dengan variabel tetap gempa frekuensi rendah.



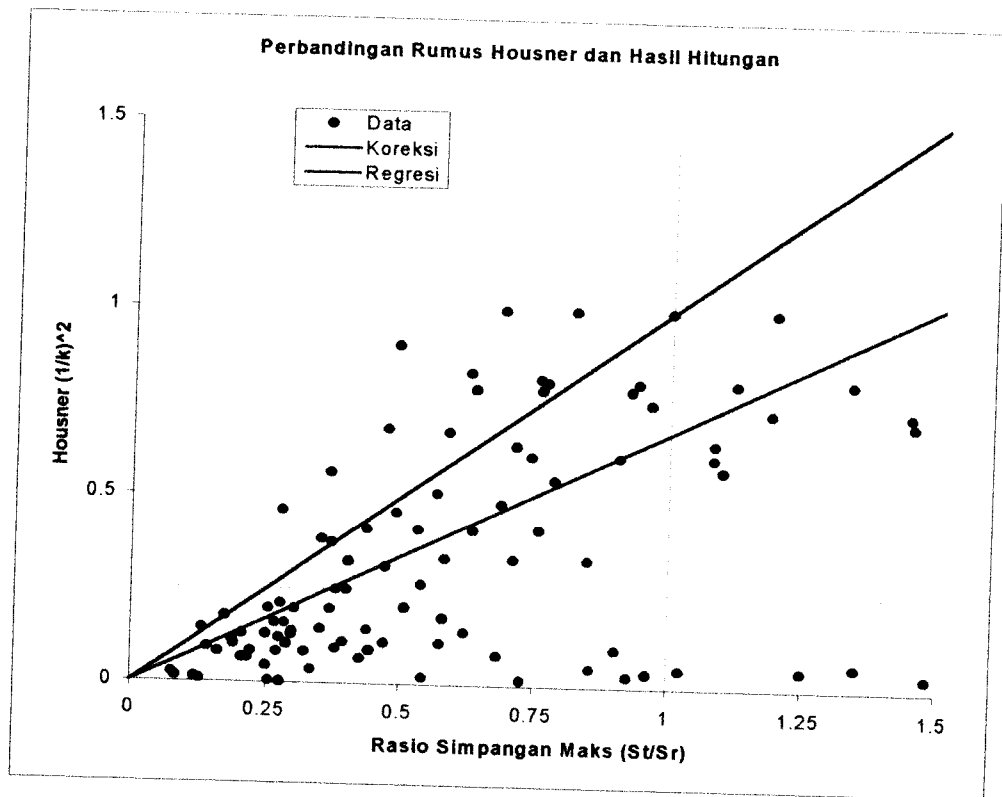
Gambar 5.22 Plot antara rasio hasil hitungan dan rasio Housner dengan variabel tetap gempa sedang.



Gambar 5.23 Plot antara rasio hasil hitungan dan rasio Housner dengan variabel tetap gempa frekuensi tinggi.

Dari Gambar 5.21, Gambar 5.22 dan Gambar 5.23 menunjukkan bahwa rasio jumlah perpotongan rekaman gempa dengan sumbu waktu dan rasio simpangan maksimum struktur tidak memberikan korelasi yang baik. Dari ketiga gambar diatas terlihat bahwa korelasi antara rasio simpangan dan rasio jumlah potongan dengan variabel tetap gempa frekuensi tinggi memberikan hubungan yang relatif lebih baik dibanding dengan variabel tetap gempa frekuensi menengah dan frekuensi rendah. Demikian juga korelasi antara rasio simpangan dan rasio jumlah potongan dengan variabel tetap gempa frekuensi sedang memberikan hubungan yang relatif lebih baik dibanding dengan variabel tetap gempa frekuensi rendah. Tetapi secara global tidak memberikan korelasi yang baik, hal ini disebabkan karena pada tinjauan diatas hanya dipakai lima belas

gempa dengan satu variabel tetap. Selanjutnya dicoba dengan lima belas data gempa, yang masing-masing menjadi variabel tetap, hasil seperti pada Gambar 5.24.



Gambar 5.24 Plot antara hasil hitungan dan rasio Housner

Dari Gambar 5.24 dapat disimpulkan bahwa rasio simpangan hasil perhitungan dengan rasio jumlah perpotongan, sesuai rumus Housner mempunyai korelasi yang kurang baik pada kelompok gempa dengan kandungan frekuensi rendah, dan cukup baik pada gempa dengan kandungan frekuensi menengah dan tinggi. Untuk mendapatkan hasil yang lebih akurat perlu dilakukan penelitian lanjut dengan data yang lebih banyak dan dengan tinjauan struktur yang bervariasi.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

Kesimpulan yang dapat diambil dari penelitian respon seismik struktur beton bertingkat banyak akibat beban gempa adalah sebagai berikut.

1. Pola simpangan relatif maksimum berkebalikan dengan pola simpangan antar tingkat maksimum model struktur 12 lantai. Nilai simpangan relatif akan terus bertambah dari lantai 1 sampai lantai 12, sedangkan nilai simpangan antar tingkat akan terus berkurang dari lantai 1 sampai lantai 12 untuk setiap kasus pembebanan. Hal ini sesuai dengan pola goyangan untuk mode pertama.
2. Simpangan relatif maksimum tidak berpola sama dengan gaya geser tingkat. Hal ini disebabkan karena gaya geser dasar merupakan fungsi kekakuan struktur dan struktur mempunyai kekakuan yang tidak seragam.
3. Pengaruh massa yang tidak seragam masih memberikan pola-pola garis yang halus atau tidak patah pada grafik respon struktur, berlainan dengan akibat kekakuan yang tidak seragam yang memberikan pola-pola yang patah pada grafik respon struktur.

4. Gempa Bucharest menyebabkan respon struktur terbesar dari keseluruhan beban gempa, karena frekuensi struktur mendekati frekuensi gempa Bucharest.
5. Pada rasio A/V sama dengan 0.64222 g/m/det. sampai dengan 1.2191 g/m/det. menyebabkan respon struktur mempunyai nilai yang fluktuatif, ini berarti bahwa resonansi hanyalah merupakan suatu kecenderungan yang tidak berlaku secara linear.
6. Efek frekuensi semakin melemah untuk nilai frekuensi beban yang jauh dengan frekuensi struktur terutama untuk nilai rasio A/V dibawah 0.64222 g/m/det. dan diatas 1.2191 g/m/det.
7. Pada A/V rasio 0.8605, 0.86443 dan 0.88182 g/m/det respon menunjukkan nilai-nilai yang cukup jauh berbeda, disinyalir terdapat parameter gerakan tanah selain percepatan tanah maksimum, kandungan frekuensi dan durasi beban gempa yaitu pola rekaman percepatan tanah.
8. Percepatan tanah dengan magnitudo yang maksimum tidak menyebabkan respon struktur menjadi maksimum pada waktu yang sama, yaitu untuk nilai simpangan relatif, simpangan antar tingkat, gaya geser tingkat, gaya geser dasar.
9. Gempa dengan kandungan frekuensi tinggi cenderung menyebabkan respon yang relatif kecil dibanding dengan respon akibat gempa frekuensi rendah, hal ini sesuai dengan formula Housner. Korelasi

formula Housner relatif cukup baik untuk beban gempa dengan kandungan frekuensi sedang dan dan frekuensi tinggi.

6.2. Saran

Dari hasil penelitian dan kesimpulan-kesimpulan yang didapat, saran yang dapat disampaikan peneliti adalah :

1. Perlu diadakan penelitian lebih lanjut dengan menggunakan satu beban gempa yang telah diketahui karakteristik beban gempanya dengan model struktur yang divariasi (kekakuan, massa, rasio redaman) untuk meninjau efek resonansi.
2. Perlu diadakan penelitian dengan mengambil model struktur baja yang divariasi (baja dengan *bracing* yang bervariasi), yang dikenakan beban gempa dan ditinjau hubungan antara frekuensi struktur dengan frekuensi beban gempa dengan melihat respon yang terjadi.
3. Pada perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi perlu dipelajari tentang sejarah kejadian gempa yang pernah terjadi pada daerah dimana struktur tersebut akan dibangun, hal ini akan mengantisipasi efek resonansi.
4. Perlu diadakan penelitian untuk mencari nilai frekuensi beban dengan pendekatan selain A/V rasio.
5. Beban gempa berupa riwayat waktu mempunyai frekuensi yang merupakan gabungan dari beberapa macam frekuensi, oleh karena itu perlu diadakan penelitian lebih lanjut mengenai frekuensi yang dominan dari beban gempa yang dapat menyebabkan respon struktur menjadi besar.

6. Perlu diadakan penelitian tentang pola dan variasi frekuensi percepatan tanah yang cenderung menyebabkan respon struktur menjadi besar.
7. Perlu diadakan penelitian yang sama dengan menggunakan asumsi struktur berperilaku selain linier elastis (nonlinier elastis, linier inelastis, nonlinier inelastis).
8. Perlu diadakan penelitian mengenai hubungan antara kandungan frekuensi beban gempa dengan simpangan maksimum yang terjadi, dengan jumlah beban gempa yang relatif banyak dan dengan tinjauan struktur yang bervariasi, sebagai verifikasi formula Housner.
9. Perlu diadakan penelitian yang sama dengan menggunakan metode yang *unconditionally stable* untuk menghindari *computation error* atau dengan menggunakan metode selain *central difference*, dimana metode *central difference* bersifat *conditionally stable*.

DAFTAR PUSTAKA

- Chopra, A. K, 1995. **Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering**. Prentice Hall. Inc.
- Clough, R. W and J. Penzien, 1992. **Dynamics of Structures**. McGraw-Hill. Second Edition.
- Ditjen Cipta Karya, 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983**. Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1987. **Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung**. Yayasan Badan Penerbit PU.
- Ekasiswanto, R. 1999. **Pengantar Bahasa Indonesia**. Yogyakarta: Gajah Mada University Press.
- Famularsih, E, dan H .S. Wirogo, 1999. **Pengaruh Perubahan Kekakuan Terhadap Besarnya Gaya Geser Dasar Dan Momen Guling Pada Gedung Bertingkat Banyak**. *Tugas Akhir S-1*, Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan, UII, Yogyakarta.
- Gunadi dan A. Gusmadi, 1999. **Pengaruh Pemindahan Massa Lantai Terhadap Gaya Geser, Momen Guling Dan Simpangan Pada Gedung Bertingkat**. *Tugas Akhir S-1*, Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan, UII, Yogyakarta.
- Hanselman, D., and B. Littlefield 1997. **The Student Edition of Matlab**. Prentice Hall International Inc.
- Microsoft Corporation, 1985 – 1999. **Microsoft Exel 2000**. Copyright All Right Reserved.

Novitasari dan Suprapti, 1999. **Penempatan Posisi Efektif Redaman Tunggal Untuk Mengurangi Resiko 'Structural Pounding' Pada Bangunan Bertingkat Lima.** *Tugss Akhir S-1*, Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan, UII, Yogyakarta.

Paz, M, 1987. **Dinamika Struktur Teori dan Perhitungan.** Edisi kedua. Jakarta: Erlangga.

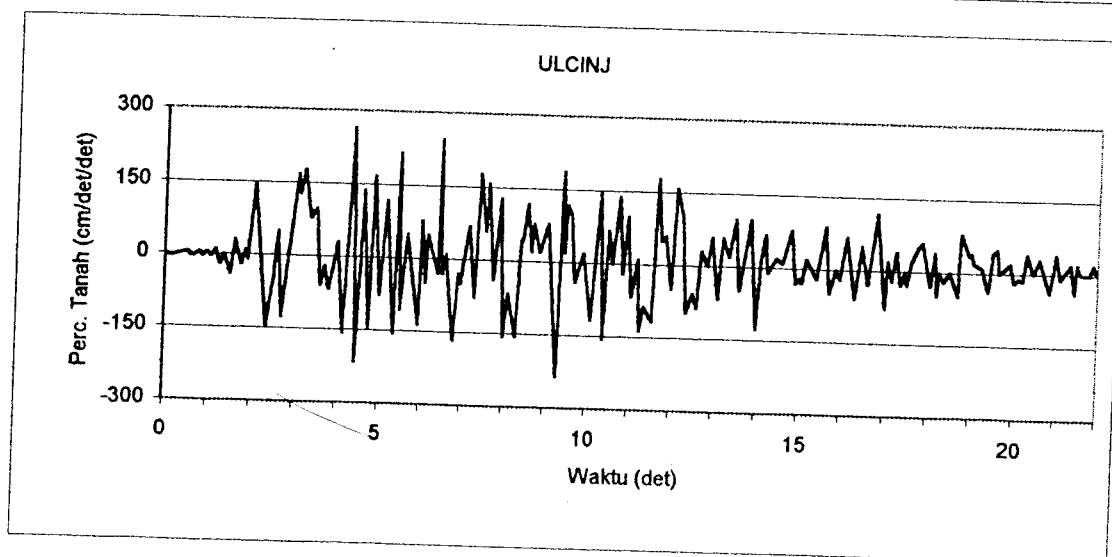
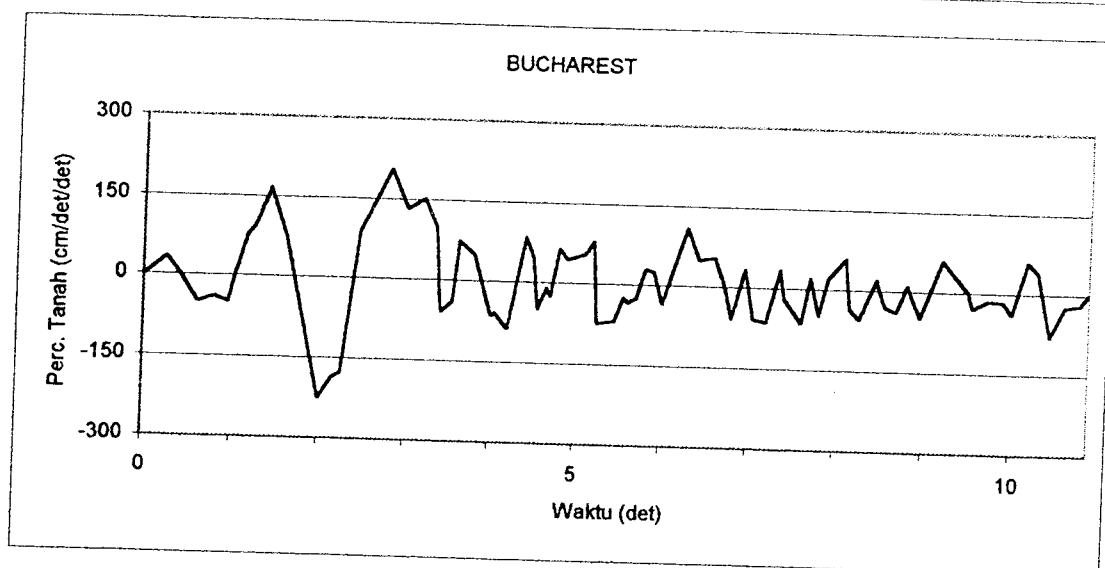
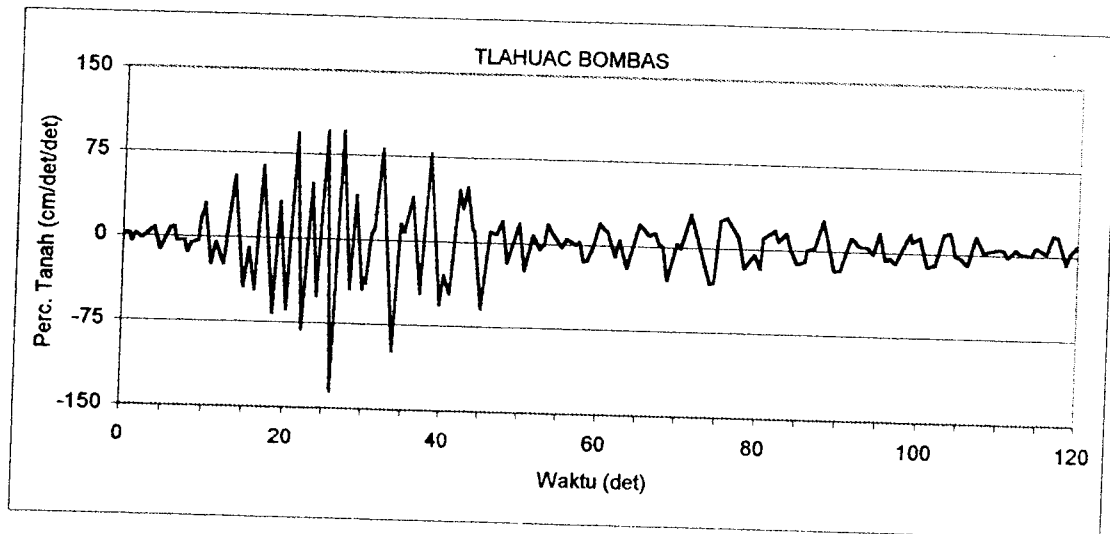
The Matlab Works, Inc. 1994 – 1999. **Matlab Versi 5.3 Realease II.** Copyright All Right Reserved.

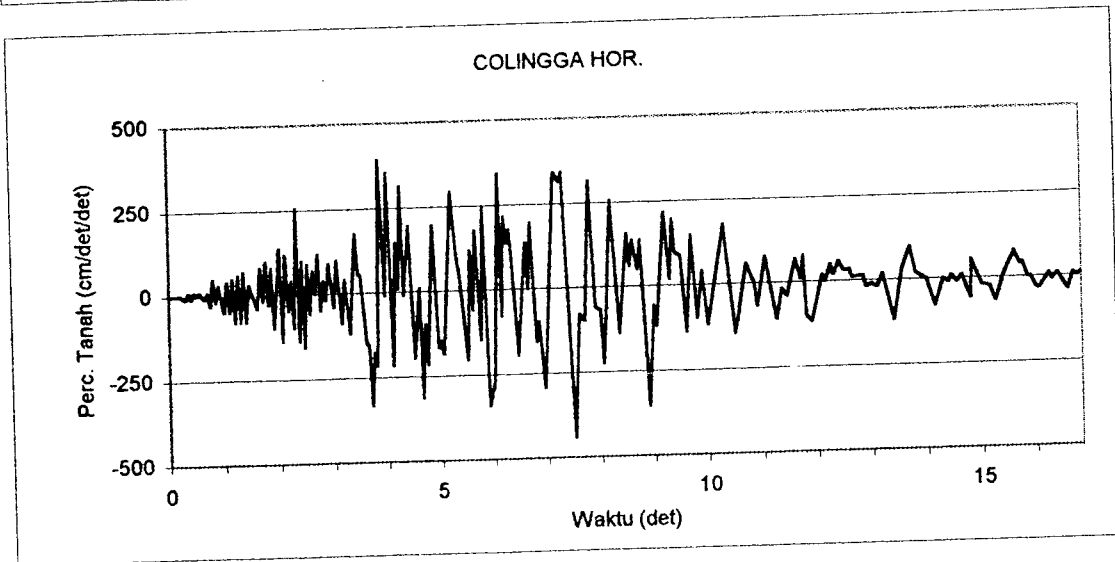
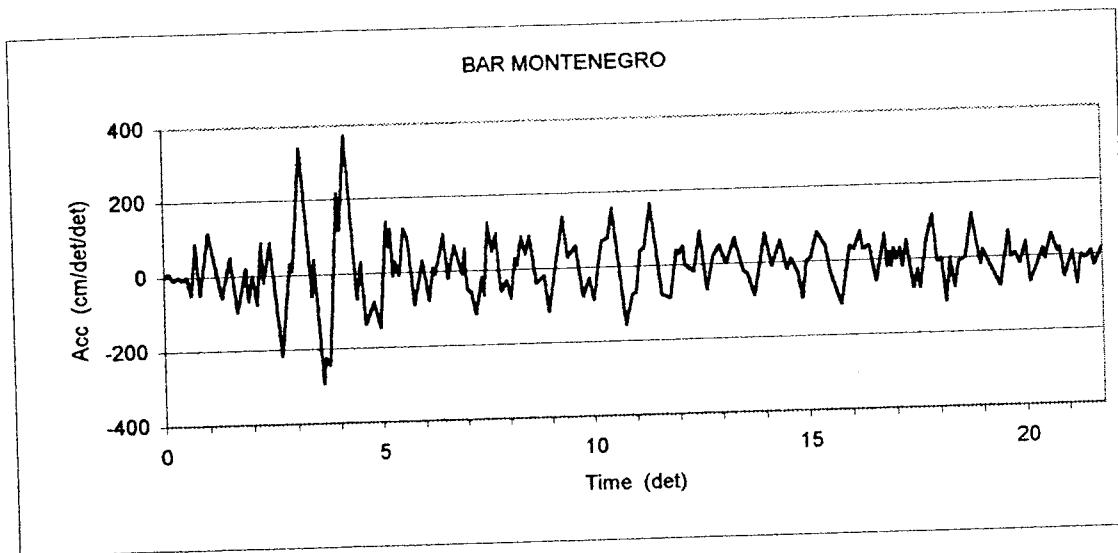
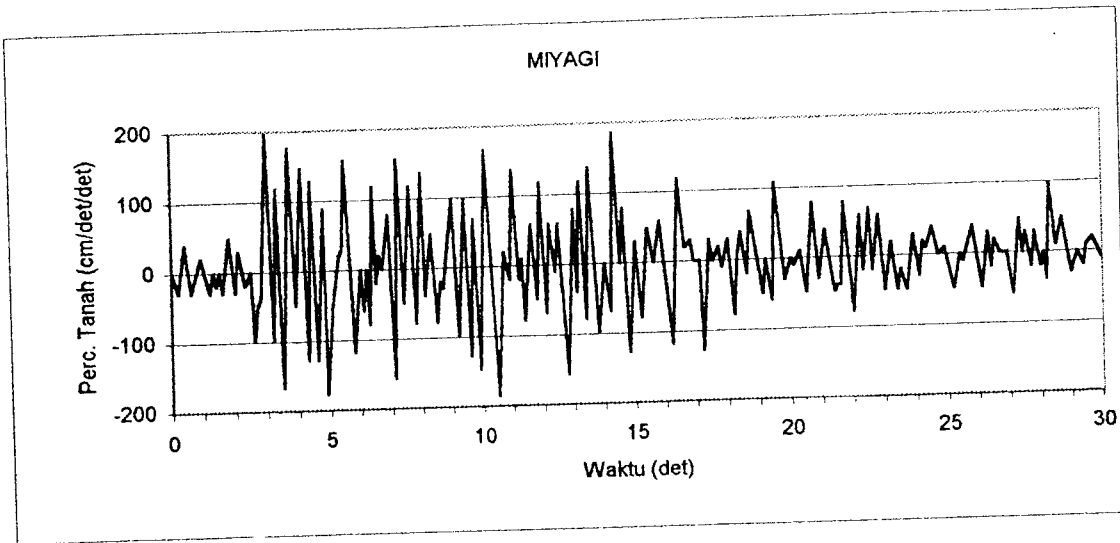
Widodo, 1997a. **Pengantar Teknik Gempa,** Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia.

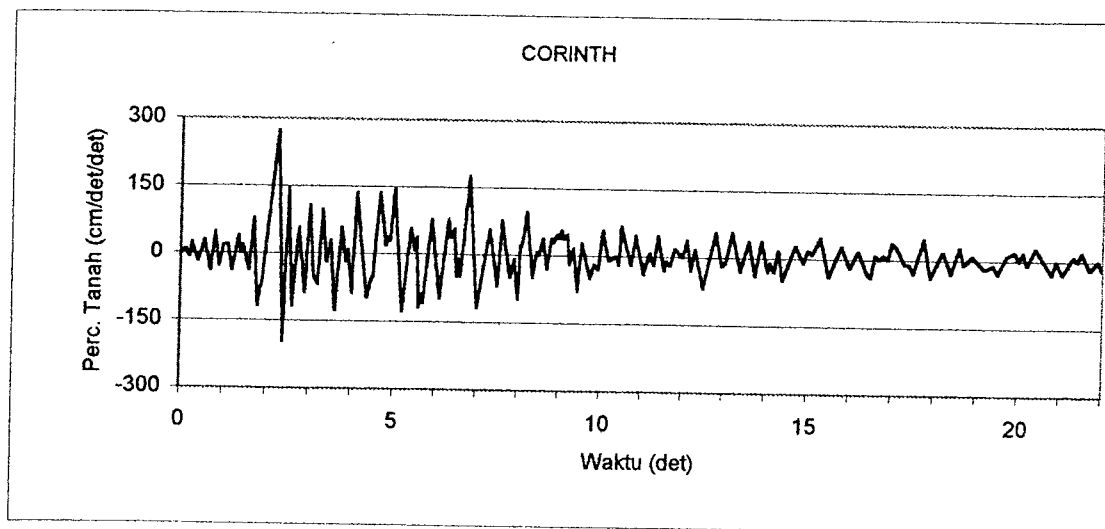
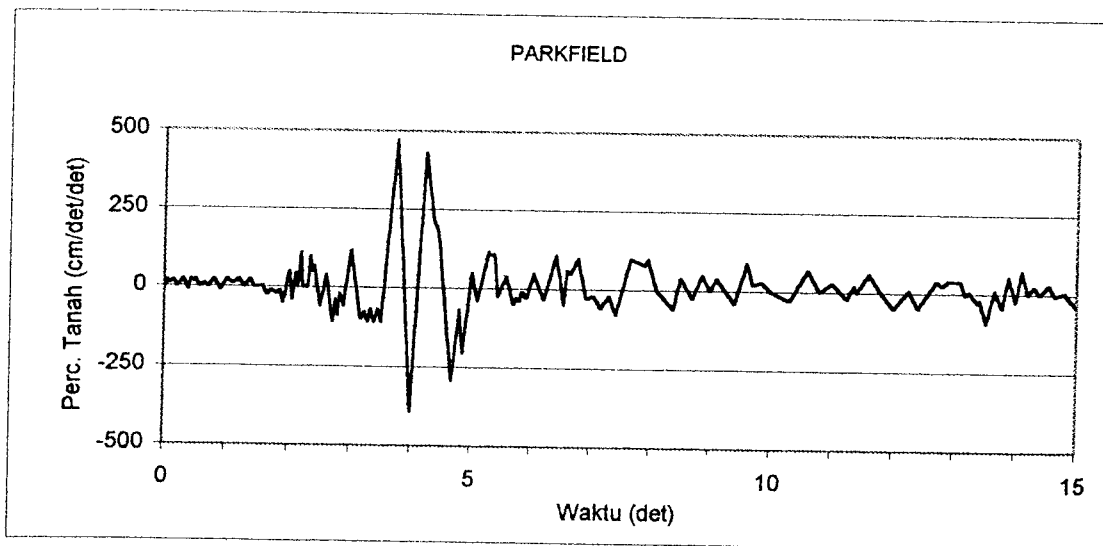
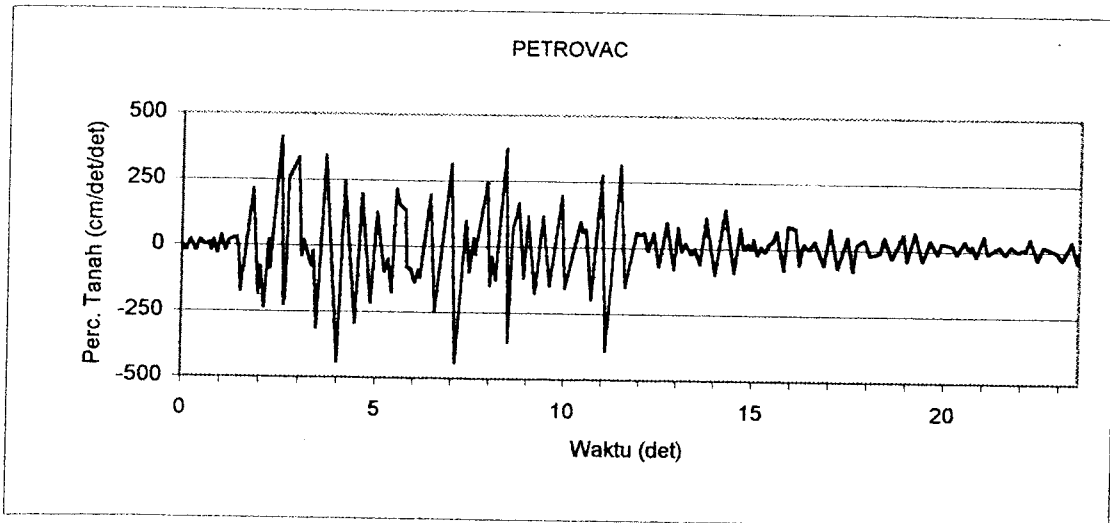
_____ (1997b). **Analisa Dinamika Struktur,** Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia.

LAMPYRA

Gambar-gambar Beban Gempa yang dipakai







```

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%% TUGAS AKHIR " RESPON SEISMIK STRUKTUR BETON BERTINGKAT BANYAK %%
%%                                AKIBAT BEBAN GEMPA ".                %%
%% OLEH : DHANI PRASETYO                                           %%
%%                                JAYADI WINDU ARMINTA                %%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%prog verifikasi sr,isd,ggt

```

```

m1=90.75396;
m2=90.75396;
m3=90.75396;
m4=90.75396;
m5=90.75396;
k1=80000;
k2=80000;
k3=80000;
k4=80000;
k5=80000;

```

```

m=[m1 0 0 0 0
   0 m2 0 0 0
   0 0 m3 0 0
   0 0 0 m4 0
   0 0 0 0 m5]; % matrik massa

```

```

k=[k1+k2 -k2 0 0 0
   -k2 k2+k3 -k3 0 0
   0 -k3 k3+k4 -k4 0
   0 0 -k4 k4+k5 -k5
   0 0 0 -k4 k5]; % matrik kekakuan

```

```

kkk=[k1 0 0 0 0
      0 k2 0 0 0
      0 0 k3 0 0
      0 0 0 k4 0
      0 0 0 0 k5 ];

```

```

ibuc; % data bucharest
q=5; % banyak tingkat
l=0.05; % rasio redaman 5%
tau=0.01; % kenaikan waktu
[s, l]=eig(k, m); % peny eigen problem
w=sqrt(l);
i=ones(q, 1);
omega=sort(ww*mi); % frekuensi sudut
or i=1:q;
ms(:, i)=[s(:, i)/s((i-1)*q+1)]; % mode shapes
nd;
st=ms(:, q:-1:1)'; % mode shapes setelah ditranspose
or i=1:q;
pf(i)=(mst(i, :)*m*mi)/(mst(i, :)*m*mst(i, :)); % partisipasi
akor

```

```

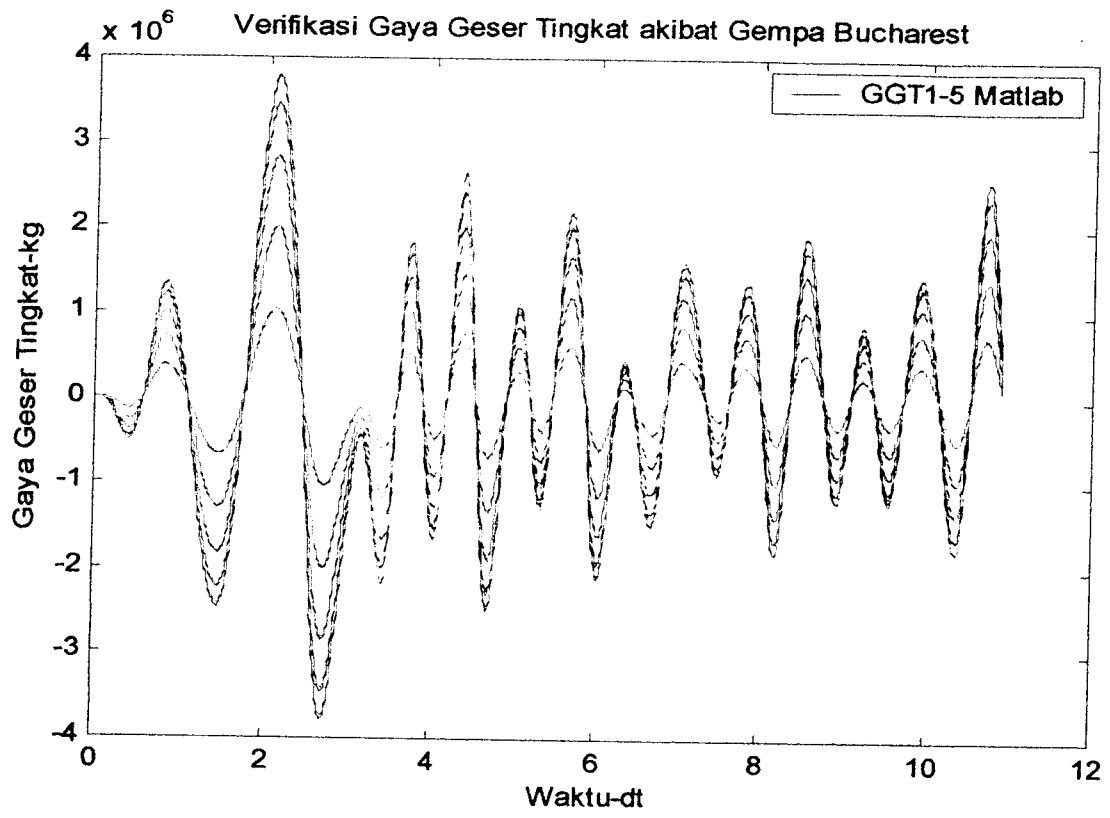
end;
aa=(w.^2)-mi*(2/t^2)
bb=(mi/t^2)-(d*w/t)
kk=(mi/t^2)+(d*w/t)

for i=1:q;
    for j=2:nb-2;
        g0(i,1)=0;
        g0(i,2)=(-bt(1))/kk(i);
        g0(i,j+1)=(-bt(j)-aa(i)*g0(i,j)-bb(i)*g0(i,j-1))/kk(i);
    end;
end;
gg0=g0';
for i=1:q;
    z0(:,i)=[gg0(:,i)*pf(i)]; % modal amplitudo buca
end;
y0=z0*mst; % simpangan tingkat buca
for i=1:q-1;
    yy0(:,i)=y0(:,i+1)-y0(:,i); % simpangan antar tingkat buca
end;
yy00=y0(:,1);
f0=y0*kkk; % gaya hor. tingkat
tt=(0:nb-2)*0.01;
ggt=[sum(f0')' sum(f0(:,2:5))' sum(f0(:,3:5))' sum(f0(:,4:5))'
f0(:,5)];
veril;
plot(t,dd,'k-',tt,y0,'g-');hold on;title('Verifikasi Simpangan
Relatif akibat Gempa Bucharest');
xlabel('Waktu-dt');ylabel('Simpangan Relatif-cm');
legend('lt1-5 Matlab');pause;close;disp('tekan ENTER untuk
lanjutkan');
veron1;
plot(t1,ee,'k-',tt,yy00,'g-',tt,yy0,'g-');hold
on;title('Verifikasi Simpangan antar Tingkat akibat Gempa
Bucharest');
xlabel('Waktu-dt');ylabel('Simpangan antar Tingkat');
legend('ISD 1-5 Matlab');pause;close;disp('tekan ENTER untuk
lanjutkan');
victor1;
plot(t2,ff,'k-',tt,ggt,'g-');hold on;title('Verifikasi Gaya Geser
tingkat akibat Gempa Bucharest');
xlabel('Waktu-dt');ylabel('Gaya Geser Tingkat-kg');
legend('GGT1-5 Matlab');pause;close;

```


s3	s4	s5	pf	Simpangan Relatif					[Y2-Y1] DELTA cm	Simpangan antar Tingkat				
				y1 cm	y2 cm	y3 cm	y4 cm	y5 cm		y1-0 cm	[Y3-Y2] cm	[Y4-Y3] cm	[Y5-Y4] cm	
1	1	1	0.3563	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0.2846	1.3097	1.919	0.3009	0	-0.000332	-0.000333	-0.000333	-0.000333	-0.000333	-0.000333	-2.38E-06	-5.97E-07	-1.82E-07	-9.75E-08
-0.919	0.7154	2.6825	0.2077	0	-0.001325	-0.001329	-0.00133	-0.001331	-0.001331	-0.001283	-4.22E-05	-3.73E-06	-1.21E-06	-5.59E-07
-0.5462	-0.3728	3.2287	0.1063	-0.001283	-0.003316	-0.003316	-0.00332	-0.003322	-0.003322	-0.003095	-0.000205	-1.58E-05	-4.37E-06	-1.84E-06
0.7635	-1.2036	3.5133	0.0289	-0.003095	-0.006564	-0.006618	-0.00663	-0.006635	-0.005935	-0.005935	-0.000629	-5.42E-05	-1.2E-05	-4.65E-06
				-0.005935	-0.011398	-0.011555	-0.011584	-0.011594	-0.0099	-0.0099	-0.001498	-0.00157	-2.9E-05	-1.01E-05
				-0.0099	-0.018047	-0.018439	-0.018504	-0.018524	-0.015032	-0.015032	-0.003015	-0.000391	-6.54E-05	-1.99E-05
				-0.015032	-0.026706	-0.027566	-0.027707	-0.027744	-0.021329	-0.021329	-0.005378	-0.00086	-0.000141	-3.71E-05
				-0.021329	-0.037515	-0.039214	-0.039504	-0.039572	-0.037299	-0.037299	-0.008752	-0.001699	-0.00029	-6.75E-05
				-0.037299	-0.050556	-0.053632	-0.054201	-0.054323	-0.072306	-0.072306	-0.013257	-0.003075	-0.00057	-0.000122
				-0.04691	-0.065863	-0.071026	-0.072088	-0.072306	-0.04691	-0.04691	-0.018953	-0.005163	-0.001062	-0.000218
				-0.057577	-0.083427	-0.09156	-0.093437	-0.093824	-0.057577	-0.057577	-0.02585	-0.008133	-0.001877	-0.000386
				-0.069298	-0.103217	-0.115346	-0.118497	-0.11917	-0.069298	-0.069298	-0.033919	-0.012129	-0.003151	-0.000674
				-0.082079	-0.125192	-0.142446	-0.14748	-0.148625	-0.082079	-0.082079	-0.043113	-0.017254	-0.005034	-0.001144
				-0.095933	-0.149313	-0.172878	-0.180562	-0.182446	-0.095933	-0.095933	-0.05338	-0.023565	-0.007684	-0.001885
				-0.110872	-0.175556	-0.206626	-0.21787	-0.220867	-0.110872	-0.110872	-0.064684	-0.03107	-0.011243	-0.002997
				-0.126902	-0.203908	-0.243651	-0.259484	-0.264082	-0.126902	-0.126902	-0.077006	-0.039743	-0.015833	-0.004598
				-0.144025	-0.234373	-0.283906	-0.305437	-0.31224	-0.144025	-0.144025	-0.090349	-0.049533	-0.021531	-0.006803
				-0.162234	-0.266962	-0.327345	-0.355718	-0.365434	-0.162234	-0.162234	-0.104728	-0.060383	-0.028373	-0.009716
				-0.18152	-0.301684	-0.37393	-0.410279	-0.423692	-0.18152	-0.18152	-0.120164	-0.072245	-0.036349	-0.013413
				-0.201873	-0.338549	-0.423636	-0.469042	-0.486971	-0.201873	-0.201873	-0.136676	-0.085088	-0.045406	-0.017929
				-0.223282	-0.377552	-0.476447	-0.531911	-0.55516	-0.223282	-0.223282	-0.154269	-0.098895	-0.055464	-0.023249
				-0.24574	-0.41868	-0.532345	-0.598771	-0.628076	-0.24574	-0.24574	-0.17294	-0.113665	-0.066425	-0.029306
				-0.269242	-0.461911	-0.591311	-0.669495	-0.705478	-0.269242	-0.269242	-0.192669	-0.1294	-0.078184	-0.035982
				-0.293783	-0.507212	-0.653304	-0.743941	-0.787071	-0.293783	-0.293783	-0.21343	-0.146092	-0.090637	-0.043129
				-0.319358	-0.554547	-0.718262	-0.821949	-0.872528	-0.319358	-0.319358	-0.235189	-0.163716	-0.103686	-0.050579
				-0.345112	-0.603017	-0.785239	-0.902476	-0.960645	-0.345112	-0.345112	-0.257905	-0.182221	-0.117238	-0.058169
				-0.370279	-0.651731	-0.853259	-0.984458	-1.050218	-0.370279	-0.370279	-0.281452	-0.201528	-0.131199	-0.06576
				-0.394231	-0.699802	-0.921323	-1.066798	-1.140052	-0.394231	-0.394231	-0.305571	-0.221521	-0.145475	-0.073253
				-0.416505	-0.746363	-0.988405	-1.148373	-1.228968	-0.416505	-0.416505	-0.329858	-0.242041	-0.159969	-0.080594
				-0.436805	-0.790592	-1.05346	-1.228036	-1.315811	-0.436805	-0.436805	-0.353787	-0.262869	-0.174575	-0.087775

GI - 1 kg	Gaya Lantai					GH-1 kg	Gaya Geser Tingkat			GH-4 kg	GH-5 kg
	GI - 2 kg	GI - 3 kg	GI - 4 kg	GI - 5 kg	GH-2 kg		GH-3 kg	GH-4 kg	GH-5 kg		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-26.39184	-26.58188	-26.62962	-26.64418	-26.65198	-132.8995	-106.5077	-79.92578	-53.29616	-26.65198	0	
-102.6464	-106.0199	-106.3184	-106.4152	-106.4599	-527.8597	-425.2133	-319.1934	-212.8751	-106.4599	0	
-247.6383	-264.0186	-265.2801	-265.6293	-265.7767	-1308.343	-1060.705	-796.6861	-531.406	-265.7767	0	
-474.7773	-525.1279	-529.4641	-530.4268	-530.7989	-2590.595	-2115.818	-1590.69	-1061.226	-530.7989	0	
-792.0094	-911.8784	-924.4287	-926.7522	-927.5578	-4482.627	-3690.617	-2778.739	-1854.31	-927.5578	0	
-1202.577	-1443.794	-1475.085	-1480.318	-1481.906	-7083.68	-5881.103	-4437.309	-2962.224	-1481.906	0	
-1706.292	-2136.506	-2205.269	-2216.531	-2219.499	-10484.1	-8777.805	-6641.299	-4436.03	-2219.499	0	
-2301.001	-3001.193	-3137.152	-3160.357	-3165.759	-14765.46	-12464.46	-9463.268	-6326.117	-3165.759	0	
-2983.95	-4044.505	-4290.523	-4336.095	-4345.827	-20000.9	-17016.95	-12972.45	-8681.922	-4345.827	0	
-3752.799	-5269.022	-5682.073	-5767.033	-5784.464	-26255.39	-22502.59	-17233.57	-11551.5	-5784.464	0	
-4606.189	-6674.163	-7324.794	-7474.987	-7505.905	-33586.04	-28979.85	-22305.69	-14980.89	-7505.905	0	
-5543.845	-8257.373	-9227.661	-9479.734	-9533.619	-42042.23	-36498.39	-28241.01	-19013.35	-9533.619	0	
-6566.339	-10015.35	-11395.66	-11798.41	-11889.96	-51665.72	-45099.38	-35084.03	-23688.37	-11889.96	0	
-7674.653	-11945.06	-13830.24	-14444.93	-14595.69	-62490.57	-54815.92	-42870.86	-29040.62	-14595.69	0	
-8869.735	-14044.45	-16530.08	-17429.56	-17669.36	-74543.18	-65673.45	-51629	-35098.92	-17669.36	0	
-10152.16	-16312.65	-19492.1	-20758.71	-21126.57	-87842.2	-77690.04	-61377.39	-41885.28	-21126.57	0	
-11521.97	-18749.87	-22712.49	-24434.97	-24979.23	-102398.5	-90876.56	-72126.69	-49414.2	-24979.23	0	
-12978.72	-21356.93	-26187.57	-28457.44	-29234.73	-118215.4	-105236.7	-83879.74	-57692.17	-29234.73	0	
-14521.63	-24134.76	-29914.39	-32822.29	-33895.33	-135288.4	-120766.8	-96632.01	-66717.62	-33895.33	0	
-16149.84	-27083.89	-33890.9	-37523.37	-38957.7	-153605.7	-137455.9	-110372	-76481.08	-38957.7	0	
-17862.56	-30204.12	-38115.72	-42552.86	-44412.81	-173148.1	-155285.5	-125081.4	-86965.67	-44412.81	0	
-19659.19	-33494.4	-42587.64	-47901.66	-50246.12	-193889	-174229.8	-140735.4	-98147.78	-50246.12	0	
-21539.32	-36952.87	-47304.87	-53559.61	-56438.2	-215794.9	-194255.6	-157302.7	-109997.8	-56438.2	0	
-23502.61	-40577	-52264.34	-59515.32	-62965.66	-238824.9	-215322.3	-174745.3	-122481	-62965.66	0	
-25548.62	-44363.72	-57460.98	-65755.89	-69802.21	-262931.4	-237382.8	-193019.1	-135558.1	-69802.21	0	
-27608.98	-48241.39	-62819.08	-72198.09	-76851.61	-287719.2	-260110.2	-211868.8	-149049.7	-76851.61	0	
-29622.33	-52138.51	-68260.74	-78756.63	-84017.46	-312795.7	-283173.3	-231034.8	-162774.1	-84017.46	0	
-31538.45	-55984.17	-73705.85	-85343.87	-91204.14	-337776.5	-306238	-250253.9	-176548	-91204.14	0	
-33320.41	-59709.07	-79072.38	-91869.88	-98317.43	-362289.2	-328968.8	-269259.7	-190187.3	-98317.43	0	
-34944.41	-63247.35	-84276.83	-98242.85	-105264.9	-385976.3	-351031.9	-287784.5	-203507.7	-105264.9	0	




```

%% TUGAS AKHIR " RESPON SEISMIK STRUKTUR BETON BERTINGKAT BANYAK
%% AKIBAT BEBAN GEMPA ".
%% OLEH : DHANI PRASETYO
%% JAYADI WINDU ARMINTA
%% file prog121%

```

```

m1=97.27216;
m5=97.27216;
m6=97.27216;
m7=97.27216;
m8=97.27216;
m9=97.27216;
m2=100.38139;
m3=100.38139;
m4=100.38139;
m10=93.75739;
m11=93.75739;
m12=75.34498;
k1=82946.91624;
k2=196614.9126;
k3=196614.9126;
k4=196614.9126;
k5=130969.841;
k6=130969.841;
k7=130969.841;
k8=130969.841;
k9=130969.841;
k10=130969.841;
k11=62846.64272;
k12=62846.64272;
m=[m1 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
    0 m2 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
    0 0 m3 0 0 0 0 0 0 0 0 0
    0 0 0 m4 0 0 0 0 0 0 0 0
    0 0 0 0 m5 0 0 0 0 0 0 0
    0 0 0 0 0 m6 0 0 0 0 0 0
    0 0 0 0 0 0 m7 0 0 0 0 0
    0 0 0 0 0 0 0 m8 0 0 0 0
    0 0 0 0 0 0 0 0 m9 0 0 0
    0 0 0 0 0 0 0 0 0 m10 0 0
    0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 m11 0
    0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 m12]; % matrik massa
k=[k1+k2 -k2 0 0 0 0 0 0 0 0 0
    -k2 k2+k3 -k3 0 0 0 0 0 0 0 0
    0 -k3 k3+k4 -k4 0 0 0 0 0 0 0
    0 0 -k4 k4+k5 -k5 0 0 0 0 0 0

```

```

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%% TUGAS AKHIR " RESPON SEISMIK STRUKTUR BETON BERTINGKAT BANYAK %%
%%                                AKIBAT BEBAN GEMPA ".                                %%
%% OLEH : DHANI PRASETYO                                                                %%
%%                                JAYADI WINDU ARMINTA                                    %%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%program utama%
prog121;
dbuc;          % file input data gempa bucharest bt,nb,g,gg,y,yy
dkoy;          % file input data gempa koyna      kt,nk,g1,gg1,y1,yy1
dpark;         % file input data gempa parkfield pt,np,g2,gg2,y2,yy2
dglroy;
dcoral;
dcolhor;
dstacruz;
dtla;
dulcinj;
dbar;
dpetro;
dmiyag;
dcorint;
dmex;
dlol;
[s,1]=eig(k,m);          % peny.eigen problem
s1=[s(:,11) s(:,12) s(:,10) s(:,9) s(:,8) s(:,7) s(:,6) s(:,5)
s(:,4) s(:,3) s(:,2) s(:,1)];
ww=sqrt(1);             % matrik freq.sudut
mi=ones(q,1);
w=sort(ww*mi);         % frekuensi sudut
for i=1:q;
    ms(:,i)=[s1(:,i)/s1((i-1)*q+1)]; % mode shapes
end;
mst=ms';
% mst=ms(:,q:-1:1)'; % mode shapes setelah ditranspose
for i=1:q;
    pf(i)=(mst(i,:)*m*mi)/(mst(i,:)*m*mst(i,:)'); % partisipasi
faktor
end;
aa=(w.^2)-mi*(2/t^2);
bb=(mi/t^2)-(d*w/t);
kk=(mi/t^2)+(d*w/t);

% untuk data bucharest
for i=1:q;
    for j=2:nb-2;
        g0(i,1)=0;
        g0(i,2)=(-bt(1))/kk(i);
        g0(i,j+1)=(-bt(j)-aa(i)*g0(i,j)-bb(i)*g0(i,j-1))/kk(i);
    end;
end;

```

```

end;
gg0=g0';
for i=1:q;
    z0(:,i)=[gg0(:,i)*pf(i)]; % modal amplitudo buca
end;
y0=z0*mst; % simpangan tingkat buca
for i=1:q-1;
    yy0(:,i)=y0(:,i+1)-y0(:,i); % simpangan antar tingkat buca
end;
yy00=y0(:,1);
f0=y0*kkk; % gaya hor. tingkat
v0=sum(f0'); % Ggd

% untuk data koyna
for i=1:q;
    for j=2:nk-2;
        g1(i,1)=0;
        g1(i,2)=(-kt(1))/kk(i);
        g1(i,j+1)=(-kt(j)-aa(i)*g1(i,j)-bb(i)*g1(i,j-1))/kk(i);
    end;
end;
ggl=g1';
for i=1:q;
    z1(:,i)=[ggl(:,i)*pf(i)]; % modal amplitudo koy
end;
y1=z1*mst; % simpangan tingkat koy
for i=1:q-1;
    yy1(:,i)=y1(:,i+1)-y1(:,i); % simpangan antar tingkat koy
end;
yy11=y1(:,1);
f1=y1*kkk; % gaya horisontal tingkat
v1=sum(f1');

% untuk data park
for i=1:q;
    for j=2:np-2;
        g2(i,1)=0;
        g2(i,2)=(-pt(1))/kk(i);
        g2(i,j+1)=(-pt(j)-aa(i)*g2(i,j)-bb(i)*g2(i,j-1))/kk(i);
    end;
end;
gg2=g2';
for i=1:q;
    z2(:,i)=[gg2(:,i)*pf(i)]; % modal amplitudo park
end;
y2=z2*mst; % simpangan tingkat park
for i=1:q-1;
    yy2(:,i)=y2(:,i+1)-y2(:,i); % simpangan antar tingkat park
end;

```

```

yy22=y2(:,1);
f2=y2*kkk;
v2=sum(f2');

%data glroy
for i=1:q;
    for j=2:ng-2;
        g3(i,1)=0;
        g3(i,2)=(-gt(1))/kk(i);
        g3(i,j+1)=(-gt(j)-aa(i)*g3(i,j)-bb(i)*g3(i,j-1))/kk(i);
    end;
end;
gg3=g3';
for i=1:q;
    z3(:,i)=[gg3(:,i)*pf(i)]; % modal amplitudo
end;
y3=z3*mst; % simpangan tingkat
for i=1:q-1;
    yy3(:,i)=y3(:,i+1)-y3(:,i); % simpangan antar tingkat
end;
yy33=y3(:,1);
f3=y3*kkk;
v3=sum(f3');

%data coral
for i=1:q;
    for j=2:nc-2;
        g4(i,1)=0;
        g4(i,2)=(-ct(1))/kk(i);
        g4(i,j+1)=(-ct(j)-aa(i)*g4(i,j)-bb(i)*g4(i,j-1))/kk(i);
    end;
end;
gg4=g4';
for i=1:q;
    z4(:,i)=[gg4(:,i)*pf(i)]; % modal amplitudo
end;
y4=z4*mst; % simpangan tingkat
for i=1:q-1;
    yy4(:,i)=y4(:,i+1)-y4(:,i); % simpangan antar tingkat
end;
yy44=y4(:,1);
f4=y4*kkk;
v4=sum(f4');

%data colhor
for i=1:q;
    for j=2:nch-2;
        g5(i,1)=0;
        g5(i,2)=(-cht(1))/kk(i);

```



```

        yy7(:,i)=y7(:,i+1)-y7(:,i);      % simpangan antar tingkat
    end;
    yy77=y7(:,1);
    f7=y7*kkk;
    v7=sum(f7');

%data ulcinj
    for i=1:q;
        for j=2:nu-2;
            g8(i,1)=0;
            g8(i,2)=(-ut(1))/kk(i);
            g8(i,j+1)=(-ut(j)-aa(i)*g8(i,j)-bb(i)*g8(i,j-1))/kk(i);
        end;
    end;
    gg8=g8';
    for i=1:q;
        z8(:,i)=[gg8(:,i)*pf(i)];      % modal amplitudo
    end;
    y8=z8*mst;                          % simpangan tingkat
    for i=1:q-1;
        yy8(:,i)=y8(:,i+1)-y8(:,i);    % simpangan antar tingkat
    end;
    yy88=y8(:,1);
    f8=y8*kkk;
    v8=sum(f8');

%data bar-montenegro
    for i=1:q;
        for j=2:nbr-2;
            g9(i,1)=0;
            g9(i,2)=(-brt(1))/kk(i);
            g9(i,j+1)=(-brt(j)-aa(i)*g9(i,j)-bb(i)*g9(i,j-1))/kk(i);
        end;
    end;
    gg9=g9';
    for i=1:q;
        z9(:,i)=[gg9(:,i)*pf(i)];      % modal amplitudo
    end;
    y9=z9*mst;                          % simpangan tingkat
    for i=1:q-1;
        yy9(:,i)=y9(:,i+1)-y9(:,i);    % simpangan antar tingkat
    end;
    yy99=y9(:,1);
    f9=y9*kkk;
    v9=sum(f9');

%data petro
    for i=1:q;
        for j=2:npe-2;

```



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
Jl. Kaliurang Km. 14,4 Telp. 95330 Yogyakarta

Proposal 1 bl
 TA 3 bl
[Signature]

KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

No.	Nama	No. Mhs.	N.I.R.M.	Bidang Studi
1	INDYAH PRANITA	12011001001		SI
2	INDAH MAINDI ARNITA	12011001002		SI

JUDUL TUGAS AKHIR :
 KEMAMPUAN SINKRONISASI
 (ANALISA FREKUENSI)

Dosen Pembimbing I :
 Dosen Pembimbing II :

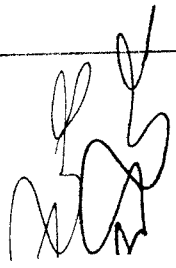


1

3 x 4



Yogyakarta,
 Dekan.
[Signature]

CATATAN - KONSULTASI

No.	Tanggal	Konsultasi ke :	KETERANGAN	Paraf
19/1/2008			<p>Proposal dijabarkan</p> <p>→ Dapat seminar proposal SMA Kabupaten.</p>	
I	22/01/2008	Pusat	<p>→ Peneliti case & cari ke BPP, melalui smpk smpk.</p>	
VI	23/04/2008		<p>Sudah dapat Sidg dg pedoman</p>	
17/4/2008				


```

    g10(i,1)=0;
    g10(i,2)=(-pet(1))/kk(i);
    g10(i,j+1)=(-pet(j)-aa(i)*g10(i,j)-bb(i)*g10(i,j-1))/kk(i);
end;
end;
gg10=g10';
for i=1:q;
    z10(:,i)=[gg10(:,i)*pf(i)]; % modal amplitudo
end;
y10=z10*mst; % simpangan tingkat
for i=1:q-1;
    yy10(:,i)=y10(:,i+1)-y10(:,i); % simpangan antar tingkat
end;
yy101=y10(:,1);
f10=y10*kkk;
v10=sum(f10');

%data miyagi
for i=1:q;
    for j=2:nm-2;
        g11(i,1)=0;
        g11(i,2)=(-mt(1))/kk(i);
        g11(i,j+1)=(-mt(j)-aa(i)*g11(i,j)-bb(i)*g11(i,j-1))/kk(i);
    end;
end;
gg11=g11';
for i=1:q;
    z11(:,i)=[gg11(:,i)*pf(i)]; % modal amplitudo
end;
y11=z11*mst; % simpangan tingkat
for i=1:q-1;
    yy111(:,i)=y11(:,i+1)-y11(:,i); % simpangan antar tingkat
end;
yy1111=y11(:,1);
f11=y11*kkk;
v11=sum(f11');

%data corint
for i=1:q;
    for j=2:ncr-2;
        g12(i,1)=0;
        g12(i,2)=(-crt(1))/kk(i);
        g12(i,j+1)=(-crt(j)-aa(i)*g12(i,j)-bb(i)*g12(i,j-1))/kk(i);
    end;
end;
gg12=g12';
for i=1:q;
    z12(:,i)=[gg12(:,i)*pf(i)]; % modal amplitudo
end;

```

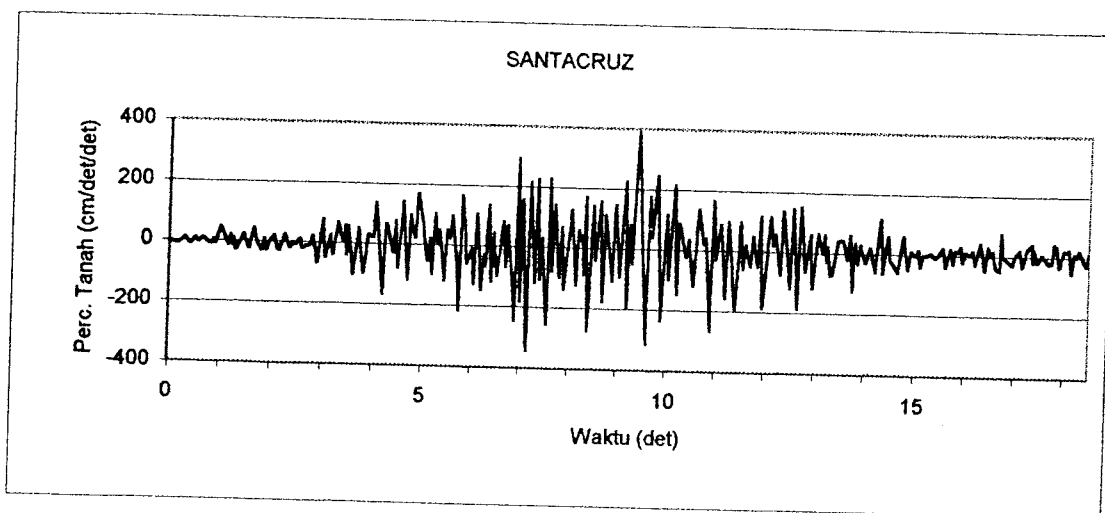
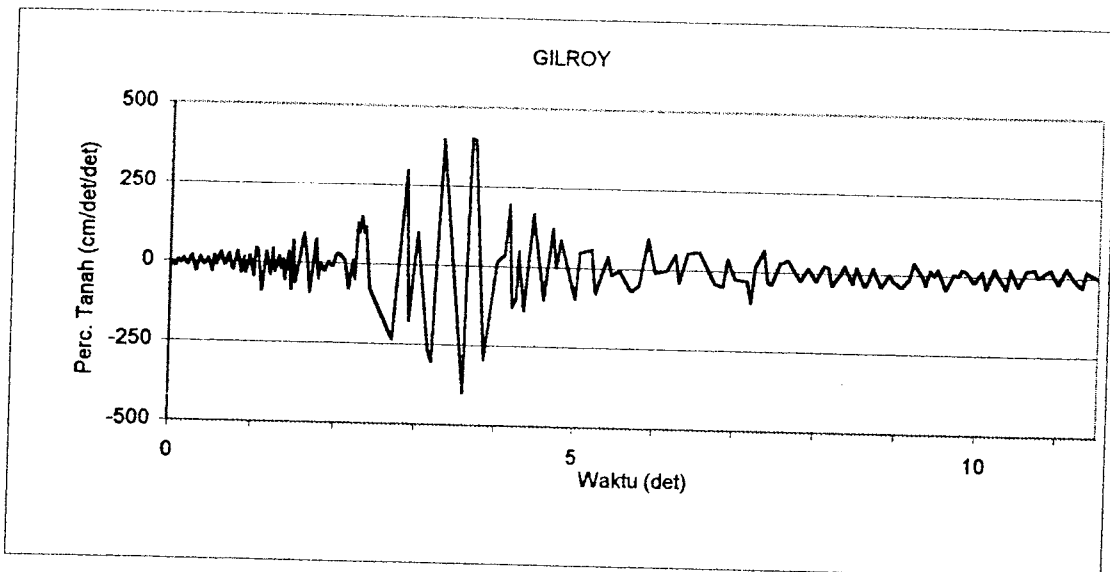
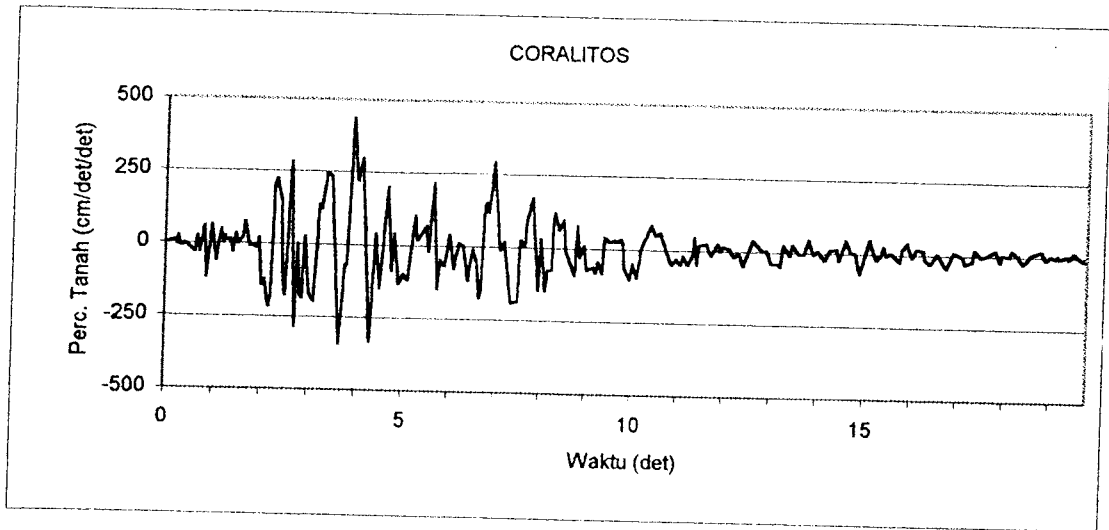
```

y12=z12*mst;
for i=1:q-1; % simpangan tingkat
    yy12(:,i)=y12(:,i+1)-y12(:,i); % simpangan antar tingkat
end;
yy121=y12(:,1);
f12=y12*kkk;
v12=sum(f12');

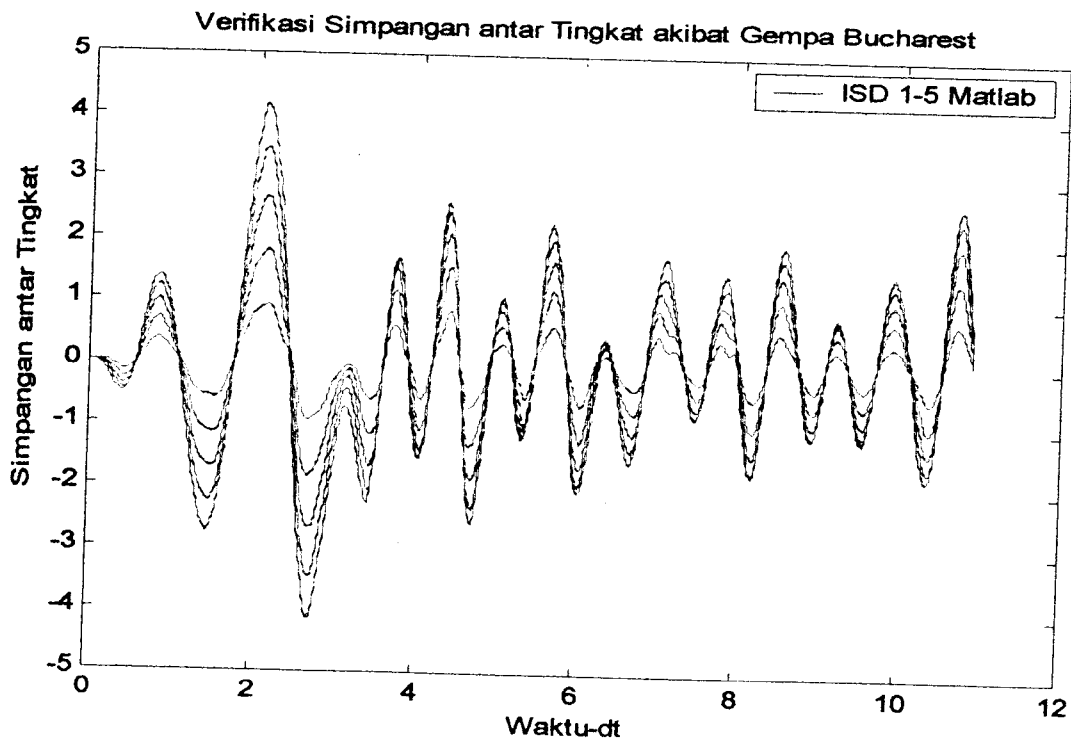
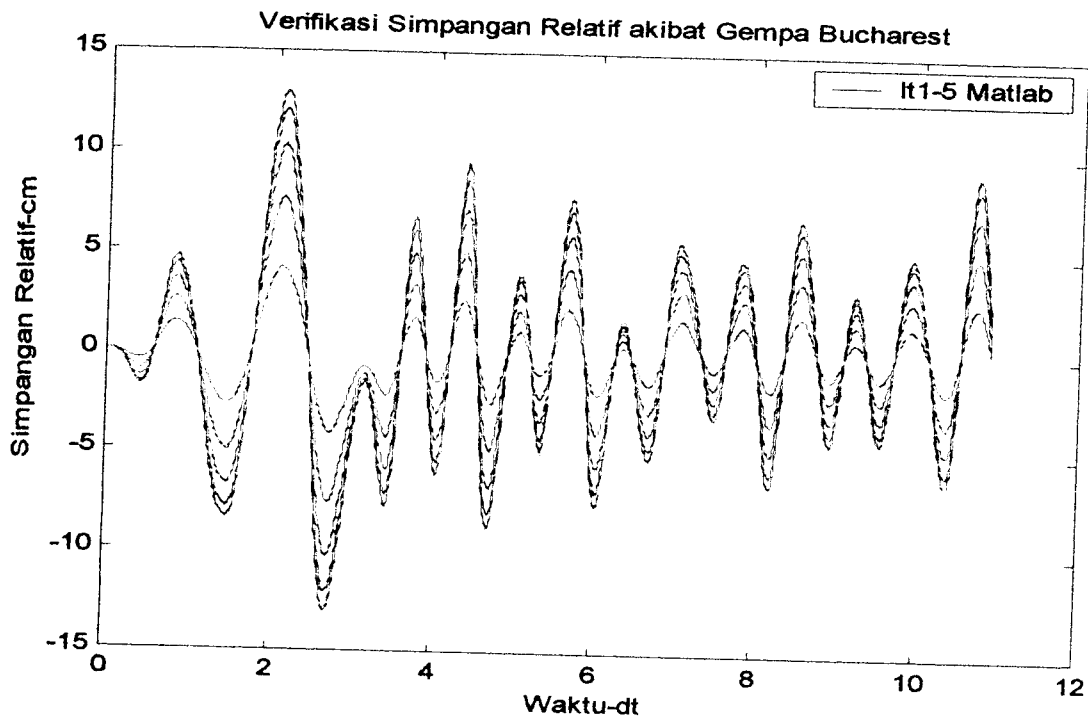
%data gempa Mexico
for i=1:q;
    for j=2:nmex-2;
        g13(i,1)=0;
        g13(i,2)=(-mext(1))/kk(i);
        g13(i,j+1)=(-mext(j)-aa(i)*g13(i,j)-bb(i)*g13(i,j-1))/kk(i);
    end;
end;
gg13=g13';
for i=1:q;
    z13(:,i)=[gg13(:,i)*pf(i)]; % modal amplitudo
end;
y13=z13*mst; % simpangan tingkat
for i=1:q-1;
    yy13(:,i)=y13(:,i+1)-y13(:,i); % simpangan antar tingkat
end;
yy131=y13(:,1);
f13=y13*kkk;
v13=sum(f13');

%data lolleo
for i=1:q;
    for j=2:nlol-2;
        g14(i,1)=0;
        g14(i,2)=(-lolt(1))/kk(i);
        g14(i,j+1)=(-lolt(j)-aa(i)*g14(i,j)-bb(i)*g14(i,j-1))/kk(i);
    end;
end;
gg14=g14';
for i=1:q;
    z14(:,i)=[gg14(:,i)*pf(i)]; % modal amplitudo
end;
y14=z14*mst; % simpangan tingkat
for i=1:q-1;
    yy14(:,i)=y14(:,i+1)-y14(:,i); % simpangan antar tingkat
end;
yy141=y14(:,1);
f14=y14*kkk;
v14=sum(f14');

```



Gambar verifikasi untuk struktur lima lantai dengan beban gempa Bucharest dengan cara manual dan program Matlab. Hasil berupa gambar simpangan relatif, simpangan antar tingkat dan gaya geser tingkat.



```

0 0 0 -k5 k5+k6 -k6 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 -k6 k6+k7 -k7 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 -k7 k7+k8 -k8 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 -k8 k8+k9 -k9 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0 -k9 k9+k10 -k10 0 0
0 0 0 0 0 0 0 0 -k10 k10+k11 -k11 0
0 0 0 0 0 0 0 0 0 -k11 k11+k12 -k12
0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 -k12 k12];% matrik kekakuan
kkk=[k1 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
0 k2 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0 k3 0 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 k4 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 k5 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 k6 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 k7 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0 k8 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0 0 k9 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0 0 0 k10 0 0
0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 k11 0
0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 k12]; % MATRIK KEKAKUAN UNTUK GGT
q=12; % BANYAK TINGKAT
d=0.05; % RASIO REDAMAN
t=0.01; % TIME INCREMENT
[s,l]=eig(k,m);

```

```
tt0=(0:nb-2)*0.01; %[a1,b1]=size(yy0);          % t-utk simp,isd dsb.
buca
tt1=(0:nk-2)*0.01; %[a2,b2]=size(yy1);          % t koy
tt2=(0:np-2)*0.01; %[a3,b3]=size(yy2) ;        % t park
tt3=(0:ng-2)*0.01;
tt4=(0:nc-2)*0.01;
tt5=(0:nch-2)*0.01;
tt6=(0:ns-2)*0.01;
tt7=(0:nt-2)*0.01;
tt8=(0:nu-2)*0.01;
tt9=(0:nbr-2)*0.01;
tt10=(0:npe-2)*0.01;
tt11=(0:nm-2)*0.01;
tt12=(0:ncr-2)*0.01;
tt13=(0:nmex-2)*0.01;
tt14=(0:nlol-2)*0.01;
%plotrd;
%plotisd;
plotgg;
%plotth
```

```
=====
% Band Pass Filtering for general purpose, by Ir.H.Sarwidi,Msc,PhD
% File's name: "filsf.m"
% Input: fl (low cut), fh (high cut), and mi (magnitude in time domain),
% OUTPUT: mo (in the time domain)
% -----

% only for dt=0.01; % discrete time (= 0.01 sec or 100 data per second)
dt=0.01;dur=1/dt;
% dt=0.01;dur=1/dt;
nd=length(mi);
stf=nd/dur;
nfl=ceil(fl*stf); nfh=floor(fh*stf);

clear fi;
fi=fft(mi);
    for i=1:nfl; fi(i)=0; end
    for i=nd-nfl:nd; fi(i)=0; end
    for i=nfh:nd-nfh; fi(i)=0; end

clear mo
mo=real(ifft(fi));

% Making time in second from the data in discrete (time domain)
% Input: mi (acc, vel, or dis), dt (increment, usually is 0.01 sec)
% Output: itime (in second)

clear nt itime
nt=length(mi); dt=0.01;
    for i=1:nt
        itime(i)=(i-1)*dt;
    end
itime=itime';
```


0	-1.9661	3.9323	-1.9661	0	0	0
0	0	-1.9661	3.2758	-1.3097	0	0
0	0	0	-1.3097	2.6194	-1.3097	0
0	0	0	0	-1.3097	2.6194	-1.3097
0	0	0	0	0	-1.3097	2.6194
0	0	0	0	0	0	-1.3097
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0

Columns 8 through 12

0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
-1.3097	0	0	0	0	0
2.6194	-1.3097	0	0	0	0
-1.3097	2.6194	-1.3097	0	0	0
0	-1.3097	1.9382	-0.6285	0	0
0	0	-0.6285	1.2569	-0.6285	0
0	0	0	-0.6285	0.6285	0

s = mode shapes

Columns 1 through 7

-0.0841	0.2147	0.2581	0.3060	-0.3549	0.2933	-0.3488
-0.1187	0.2871	0.3140	0.3073	-0.2507	0.1394	-0.0799
-0.1518	0.3344	0.3032	0.1762	0.0386	-0.1506	0.2874
-0.1832	0.3525	0.2281	-0.0309	0.2994	-0.2936	0.3009
-0.2270	0.3333	0.0427	-0.3218	0.3590	-0.0776	-0.2349
-0.2669	0.2717	-0.1559	-0.4109	0.0330	0.2486	-0.3500
-0.3022	0.1755	-0.3063	-0.2424	-0.3285	0.2216	0.1617
-0.3323	0.0570	-0.3622	0.0781	-0.3371	-0.1203	0.3839
-0.3568	-0.0687	-0.3063	0.3496	0.0163	-0.2912	-0.0814
-0.3751	-0.1857	-0.1559	0.4020	0.3523	-0.0484	-0.4009
-0.4003	-0.3821	0.2543	0.0048	0.2923	0.5958	0.3753
-0.4117	-0.4808	0.5068	-0.3984	-0.3983	-0.4606	-0.1985

Columns 8 through 12

0.2954	0.2878	0.3416	0.2466	0.2941
-0.0550	-0.1837	-0.3343	-0.2873	-0.5941
-0.3142	-0.2646	-0.1820	-0.0542	0.6281

-0.0520	0.2170	0.4212	0.3236	-0.3809
0.4711	0.2474	-0.2397	-0.4063	0.1354
-0.1431	-0.4874	-0.0368	0.4417	-0.0482
-0.4119	0.2852	0.2987	-0.4257	0.0171
0.3136	0.1757	-0.4423	0.3602	-0.0061
0.2820	-0.4772	0.4106	-0.2529	0.0021
-0.4304	0.3458	-0.2163	0.1161	-0.0006
0.1719	-0.0873	0.0430	-0.0207	0.0001
-0.0593	0.0219	-0.0089	0.0039	-0.0000

l =

1.0e+003 *

Columns 1 through 7

6.9576	0	0	0	0	0	0
0	5.2291	0	0	0	0	0
0	0	4.8523	0	0	0	0
0	0	0	4.1642	0	0	0
0	0	0	0	3.2503	0	0
0	0	0	0	0	2.4112	0
0	0	0	0	0	0	1.9132
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0

Columns 8 through 12

0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
1.4462	0	0	0	0
0	0.8442	0	0	0
0	0	0.4156	0	0
0	0	0	0.0231	0
0	0	0	0	0.1713

w = frekuensi sudut

4.8081
13.0878

20.3856
29.0546
38.0294
43.7400
49.1036
57.0117
64.5307
69.6583
72.3128
83.4125

Lampiran - 4

pf = partisipasi faktor

0.2740
0.2413
0.1444
0.0983
0.0772
0.0406
0.0436
0.0230
0.0170
0.0203
0.0099
0.0103

aa =

1.0e+004 *

-1.9977
-1.9829
-1.9584
-1.9156
-1.8554
-1.8087
-1.7589
-1.6750
-1.5836
-1.5148
-1.4771
-1.3042

bb =

1.0e+003 *

9.9760
9.9346
9.8981
9.8547
9.8099
9.7813
9.7545
9.7149
9.6773
9.6517
9.6384
9.5829

kk =

1.0e+004 *

1.0024
1.0065
1.0102
1.0145
1.0190
1.0219
1.0246
1.0285
1.0323
1.0348
1.0362
1.0417

y0 = simpangan relatif

Columns 1 through 7

0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
-0.0003	-0.0003	-0.0003	-0.0003	-0.0003	-0.0003	-0.0003
-0.0013	-0.0013	-0.0013	-0.0013	-0.0013	-0.0013	-0.0013
-0.0031	-0.0033	-0.0033	-0.0033	-0.0033	-0.0033	-0.0033
-0.0060	-0.0065	-0.0066	-0.0066	-0.0066	-0.0066	-0.0066
-0.0101	-0.0113	-0.0115	-0.0116	-0.0116	-0.0116	-0.0116
-0.0155	-0.0178	-0.0183	-0.0185	-0.0185	-0.0185	-0.0185
-0.0223	-0.0262	-0.0273	-0.0276	-0.0277	-0.0278	-0.0278
-0.0305	-0.0366	-0.0387	-0.0393	-0.0395	-0.0396	-0.0397
-0.0402	-0.0491	-0.0527	-0.0538	-0.0542	-0.0544	-0.0545
-0.0515	-0.0637	-0.0694	-0.0714	-0.0722	-0.0724	-0.0726

-0.2266	-0.0718	-0.0508	-0.0333	-0.0286	-0.0144	-0.0062
-0.2542	-0.0817	-0.0590	-0.0397	-0.0357	-0.0191	-0.0088
-0.2834	-0.0923	-0.0677	-0.0467	-0.0436	-0.0247	-0.0121
-0.3142	-0.1035	-0.0771	-0.0543	-0.0524	-0.0311	-0.0162
-0.3466	-0.1153	-0.0872	-0.0626	-0.0621	-0.0384	-0.0212
-0.3804	-0.1279	-0.0979	-0.0715	-0.0728	-0.0465	-0.0270
-0.4157	-0.1410	-0.1092	-0.0810	-0.0844	-0.0555	-0.0336
-0.4516	-0.1548	-0.1212	-0.0911	-0.0969	-0.0655	-0.0411
-0.4873	-0.1692	-0.1338	-0.1019	-0.1104	-0.0763	-0.0495
-0.5223	-0.1838	-0.1470	-0.1133	-0.1248	-0.0881	-0.0587
-0.5559	-0.1985	-0.1607	-0.1254	-0.1401	-0.1008	-0.0688
-0.5879	-0.2130	-0.1748	-0.1380	-0.1563	-0.1145	-0.0799
-0.6179	-0.2270	-0.1890	-0.1511	-0.1735	-0.1290	-0.0918
-0.6457	-0.2402	-0.2031	-0.1646	-0.1915	-0.1445	-0.1046
-0.6711	-0.2526	-0.2168	-0.1782	-0.2103	-0.1608	-0.1183
-0.6941	-0.2641	-0.2298	-0.1919	-0.2298	-0.1780	-0.1329
-0.7144	-0.2747	-0.2421	-0.2052	-0.2497	-0.1960	-0.1483
-0.7320	-0.2842	-0.2534	-0.2181	-0.2699	-0.2146	-0.1645
-0.7468	-0.2926	-0.2638	-0.2302	-0.2899	-0.2338	-0.1815
-0.7587	-0.2999	-0.2732	-0.2416	-0.3095	-0.2534	-0.1991
-0.7678	-0.3061	-0.2816	-0.2521	-0.3282	-0.2730	-0.2173

Columns 8 through 12

0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0001	-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0001	-0.0001	-0.0000	-0.0001	-0.0000
-0.0002	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0000
-0.0003	-0.0002	-0.0001	-0.0001	-0.0000
-0.0004	-0.0002	-0.0001	-0.0002	-0.0001
-0.0005	-0.0003	-0.0002	-0.0002	-0.0001
-0.0008	-0.0004	-0.0002	-0.0003	-0.0001
-0.0012	-0.0006	-0.0003	-0.0003	-0.0001
-0.0017	-0.0008	-0.0004	-0.0004	-0.0002
-0.0025	-0.0011	-0.0006	-0.0006	-0.0002
-0.0037	-0.0016	-0.0008	-0.0007	-0.0003
-0.0053	-0.0023	-0.0010	-0.0010	-0.0004
-0.0074	-0.0032	-0.0014	-0.0012	-0.0005
-0.0102	-0.0045	-0.0020	-0.0016	-0.0006

-0.0138	-0.0063	-0.0027	-0.0021	-0.0007
-0.0181	-0.0086	-0.0037	-0.0028	-0.0009
-0.0232	-0.0116	-0.0051	-0.0038	-0.0012
-0.0292	-0.0153	-0.0070	-0.0051	-0.0016
-0.0361	-0.0198	-0.0093	-0.0068	-0.0021
-0.0438	-0.0250	-0.0123	-0.0091	-0.0027
-0.0523	-0.0311	-0.0158	-0.0122	-0.0036
-0.0616	-0.0379	-0.0201	-0.0161	-0.0048
-0.0718	-0.0455	-0.0250	-0.0210	-0.0064
-0.0828	-0.0538	-0.0306	-0.0271	-0.0085
-0.0947	-0.0629	-0.0368	-0.0343	-0.0111
-0.1073	-0.0727	-0.0437	-0.0429	-0.0144
-0.1208	-0.0832	-0.0513	-0.0527	-0.0183
-0.1350	-0.0944	-0.0595	-0.0638	-0.0231
-0.1499	-0.1063	-0.0683	-0.0762	-0.0286
-0.1655	-0.1189	-0.0777	-0.0897	-0.0349

GGT = gaya geser tingkat

1.0e+006 *

Columns 1 through 7

0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
-0.0005	-0.0005	-0.0004	-0.0004	-0.0003	-0.0003	-0.0002
-0.0021	-0.0020	-0.0017	-0.0015	-0.0012	-0.0010	-0.0009
-0.0052	-0.0050	-0.0043	-0.0037	-0.0030	-0.0026	-0.0022
-0.0104	-0.0099	-0.0087	-0.0074	-0.0061	-0.0052	-0.0043
-0.0182	-0.0173	-0.0151	-0.0129	-0.0106	-0.0091	-0.0075
-0.0289	-0.0276	-0.0241	-0.0205	-0.0169	-0.0145	-0.0121
-0.0431	-0.0413	-0.0361	-0.0308	-0.0253	-0.0217	-0.0181
-0.0612	-0.0587	-0.0515	-0.0439	-0.0362	-0.0310	-0.0258
-0.0836	-0.0803	-0.0706	-0.0602	-0.0497	-0.0426	-0.0354
-0.1106	-0.1063	-0.0938	-0.0802	-0.0661	-0.0567	-0.0472
-0.1426	-0.1373	-0.1215	-0.1040	-0.0859	-0.0736	-0.0613
-0.1800	-0.1734	-0.1538	-0.1320	-0.1091	-0.0936	-0.0780
-0.2230	-0.2151	-0.1913	-0.1645	-0.1362	-0.1169	-0.0973
-0.2719	-0.2625	-0.2340	-0.2017	-0.1673	-0.1436	-0.1197
-0.3269	-0.3159	-0.2823	-0.2439	-0.2028	-0.1742	-0.1452
-0.3884	-0.3757	-0.3365	-0.2914	-0.2427	-0.2087	-0.1740
-0.4564	-0.4418	-0.3966	-0.3442	-0.2874	-0.2474	-0.2063
-0.5313	-0.5147	-0.4630	-0.4028	-0.3371	-0.2904	-0.2424
-0.6132	-0.5944	-0.5358	-0.4671	-0.3919	-0.3381	-0.2824
-0.7022	-0.6812	-0.6151	-0.5375	-0.4520	-0.3905	-0.3264
-0.7986	-0.7750	-0.7012	-0.6140	-0.5176	-0.4477	-0.3746
-0.9023	-0.8762	-0.7941	-0.6968	-0.5888	-0.5100	-0.4272
-1.0135	-0.9847	-0.8939	-0.7860	-0.6657	-0.5774	-0.4842
-1.1323	-1.1008	-1.0008	-0.8816	-0.7484	-0.6501	-0.5458

-1.2588	-1.2243	-1.1148	-0.9839	-0.8370	-0.7282	-0.6120
-1.3916	-1.3542	-1.2349	-1.0919	-0.9309	-0.8110	-0.6825
-1.5295	-1.4891	-1.3600	-1.2046	-1.0292	-0.8979	-0.7566
-1.6712	-1.6279	-1.4890	-1.3213	-1.1313	-0.9884	-0.8339
-1.8154	-1.7692	-1.6209	-1.4410	-1.2364	-1.0818	-0.9140
-1.9608	-1.9120	-1.7546	-1.5627	-1.3438	-1.1774	-0.9961
-2.1062	-2.0550	-1.8889	-1.6856	-1.4526	-1.2747	-1.0799
-2.2506	-2.1970	-2.0228	-1.8087	-1.5622	-1.3730	-1.1648
-2.3926	-2.3370	-2.1553	-1.9311	-1.6718	-1.4715	-1.2502
-2.5314	-2.4738	-2.2854	-2.0518	-1.7805	-1.5697	-1.3355
-2.6658	-2.6065	-2.4121	-2.1700	-1.8876	-1.6668	-1.4203
-2.7949	-2.7342	-2.5344	-2.2848	-1.9923	-1.7621	-1.5038
-2.9178	-2.8558	-2.6515	-2.3952	-2.0937	-1.8549	-1.5855
-3.0336	-2.9706	-2.7625	-2.5006	-2.1913	-1.9447	-1.6649
-3.1415	-3.0778	-2.8666	-2.6001	-2.2841	-2.0305	-1.7412

Columns 8 through 12

0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
-0.0002	-0.0001	-0.0001	-0.0000	-0.0000
-0.0007	-0.0005	-0.0003	-0.0002	-0.0001
-0.0017	-0.0013	-0.0009	-0.0004	-0.0002
-0.0034	-0.0026	-0.0017	-0.0008	-0.0004
-0.0060	-0.0045	-0.0030	-0.0015	-0.0007
-0.0096	-0.0072	-0.0048	-0.0023	-0.0012
-0.0144	-0.0108	-0.0071	-0.0035	-0.0018
-0.0206	-0.0154	-0.0102	-0.0050	-0.0025
-0.0283	-0.0212	-0.0140	-0.0069	-0.0034
-0.0377	-0.0282	-0.0187	-0.0091	-0.0046
-0.0490	-0.0366	-0.0243	-0.0119	-0.0059
-0.0623	-0.0466	-0.0308	-0.0151	-0.0076
-0.0778	-0.0581	-0.0385	-0.0189	-0.0094
-0.0956	-0.0715	-0.0474	-0.0232	-0.0116
-0.1160	-0.0867	-0.0575	-0.0282	-0.0141
-0.1390	-0.1040	-0.0689	-0.0338	-0.0169
-0.1649	-0.1234	-0.0817	-0.0401	-0.0200
-0.1938	-0.1450	-0.0961	-0.0471	-0.0235
-0.2258	-0.1690	-0.1120	-0.0549	-0.0274
-0.2611	-0.1954	-0.1295	-0.0635	-0.0317
-0.2999	-0.2245	-0.1488	-0.0729	-0.0365
-0.3422	-0.2562	-0.1698	-0.0833	-0.0416
-0.3881	-0.2907	-0.1928	-0.0945	-0.0473
-0.4379	-0.3282	-0.2176	-0.1067	-0.0534
-0.4915	-0.3685	-0.2445	-0.1199	-0.0600
-0.5486	-0.4116	-0.2732	-0.1341	-0.0671
-0.6088	-0.4572	-0.3036	-0.1490	-0.0746
-0.6718	-0.5049	-0.3355	-0.1648	-0.0825
-0.7371	-0.5545	-0.3687	-0.1812	-0.0907

-0.2676	-0.2680	-0.2682	-0.2685	-0.2686
-0.3173	-0.3179	-0.3182	-0.3186	-0.3187
-0.3728	-0.3736	-0.3740	-0.3744	-0.3746
-0.4342	-0.4353	-0.4359	-0.4364	-0.4367
-0.5018	-0.5034	-0.5041	-0.5049	-0.5052
-0.5758	-0.5780	-0.5791	-0.5800	-0.5804
-0.6563	-0.6595	-0.6610	-0.6622	-0.6627
-0.7436	-0.7481	-0.7501	-0.7517	-0.7523
-0.8376	-0.8440	-0.8467	-0.8488	-0.8495
-0.9386	-0.9472	-0.9509	-0.9538	-0.9547
-1.0455	-1.0571	-1.0623	-1.0660	-1.0672
-1.1576	-1.1729	-1.1799	-1.1850	-1.1866
-1.2741	-1.2939	-1.3032	-1.3100	-1.3121
-1.3940	-1.4190	-1.4313	-1.4404	-1.4432
-1.5165	-1.5476	-1.5634	-1.5756	-1.5793
-1.6408	-1.6787	-1.6988	-1.7149	-1.7197
-1.7659	-1.8114	-1.8364	-1.8575	-1.8639
-1.8911	-1.9449	-1.9755	-2.0026	-2.0110
-2.0153	-2.0782	-2.1150	-2.1494	-2.1605
-2.1377	-2.2105	-2.2542	-2.2971	-2.3114
-2.2575	-2.3407	-2.3920	-2.4447	-2.4630
-2.3737	-2.4681	-2.5275	-2.5913	-2.6144
-2.4853	-2.5916	-2.6599	-2.7361	-2.7647
-2.5916	-2.7104	-2.7882	-2.8779	-2.9128

ISD = simpangan antar tingkat

Columns 1 through 7

0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
-0.0003	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0013	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0031	-0.0002	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0060	-0.0005	-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0101	-0.0012	-0.0002	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0155	-0.0023	-0.0005	-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0223	-0.0039	-0.0012	-0.0003	-0.0001	-0.0000	-0.0000
-0.0305	-0.0061	-0.0022	-0.0006	-0.0002	-0.0001	-0.0000
-0.0402	-0.0088	-0.0036	-0.0011	-0.0004	-0.0002	-0.0001
-0.0515	-0.0122	-0.0056	-0.0020	-0.0008	-0.0003	-0.0001
-0.0644	-0.0162	-0.0082	-0.0034	-0.0014	-0.0004	-0.0002
-0.0789	-0.0208	-0.0114	-0.0052	-0.0024	-0.0007	-0.0003
-0.0951	-0.0261	-0.0152	-0.0075	-0.0039	-0.0013	-0.0005
-0.1128	-0.0320	-0.0196	-0.0104	-0.0061	-0.0021	-0.0008
-0.1323	-0.0386	-0.0246	-0.0138	-0.0090	-0.0033	-0.0012
-0.1534	-0.0459	-0.0302	-0.0178	-0.0126	-0.0050	-0.0018
-0.1761	-0.0539	-0.0365	-0.0224	-0.0171	-0.0074	-0.0028
-0.2005	-0.0625	-0.0433	-0.0275	-0.0225	-0.0105	-0.0042

-0.0644	-0.0806	-0.0888	-0.0922	-0.0936	-0.0940	-0.0944
-0.0789	-0.0997	-0.1111	-0.1163	-0.1187	-0.1194	-0.1197
-0.0951	-0.1211	-0.1363	-0.1438	-0.1477	-0.1490	-0.1499
-0.1128	-0.1448	-0.1644	-0.1748	-0.1809	-0.1830	-0.1837
-0.1323	-0.1709	-0.1955	-0.2093	-0.2183	-0.2215	-0.2227
-0.1534	-0.1993	-0.2295	-0.2473	-0.2599	-0.2650	-0.2668
-0.1761	-0.2300	-0.2664	-0.2888	-0.3060	-0.3133	-0.3162
-0.2005	-0.2630	-0.3063	-0.3339	-0.3563	-0.3668	-0.3711
-0.2266	-0.2983	-0.3491	-0.3824	-0.4111	-0.4255	-0.4317
-0.2542	-0.3359	-0.3949	-0.4345	-0.4702	-0.4893	-0.4981
-0.2834	-0.3757	-0.4434	-0.4901	-0.5337	-0.5584	-0.5705
-0.3142	-0.4177	-0.4949	-0.5492	-0.6016	-0.6327	-0.6489
-0.3466	-0.4619	-0.5491	-0.6117	-0.6738	-0.7122	-0.7333
-0.3804	-0.5083	-0.6062	-0.6776	-0.7504	-0.7969	-0.8239
-0.4157	-0.5567	-0.6660	-0.7470	-0.8313	-0.8868	-0.9205
-0.4516	-0.6064	-0.7276	-0.8198	-0.9157	-0.9811	-1.0223
-0.4873	-0.6565	-0.7903	-0.8922	-1.0026	-1.0789	-1.1284
-0.5223	-0.7061	-0.8531	-0.9664	-1.0912	-1.1793	-1.2380
-0.5559	-0.7544	-0.9152	-1.0405	-1.1806	-1.2814	-1.3503
-0.5879	-0.8009	-0.9757	-1.1136	-1.2699	-1.3844	-1.4643
-0.6179	-0.8448	-1.0338	-1.1849	-1.3584	-1.4874	-1.5792
-0.6457	-0.8859	-1.0890	-1.2536	-1.4451	-1.5895	-1.6941
-0.6711	-0.9238	-1.1406	-1.3188	-1.5291	-1.6899	-1.8082
-0.6941	-0.9582	-1.1881	-1.3799	-1.6097	-1.7877	-1.9206
-0.7144	-0.9891	-1.2311	-1.4364	-1.6861	-1.8821	-2.0304
-0.7320	-1.0162	-1.2696	-1.4877	-1.7575	-1.9722	-2.1367
-0.7468	-1.0394	-1.3032	-1.5334	-1.8233	-2.0572	-2.2387
-0.7587	-1.0587	-1.3318	-1.5735	-1.8829	-2.1363	-2.3354
-0.7678	-1.0738	-1.3555	-1.6076	-1.9358	-2.2088	-2.4261

Columns 8 through 12

0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
-0.0003	-0.0003	-0.0003	-0.0003	-0.0003
-0.0013	-0.0013	-0.0013	-0.0013	-0.0013
-0.0033	-0.0033	-0.0033	-0.0033	-0.0033
-0.0066	-0.0066	-0.0066	-0.0066	-0.0066
-0.0116	-0.0116	-0.0116	-0.0116	-0.0116
-0.0186	-0.0186	-0.0186	-0.0186	-0.0186
-0.0278	-0.0278	-0.0278	-0.0278	-0.0279
-0.0397	-0.0397	-0.0397	-0.0398	-0.0398
-0.0545	-0.0546	-0.0546	-0.0546	-0.0546
-0.0726	-0.0727	-0.0727	-0.0728	-0.0728
-0.0943	-0.0944	-0.0945	-0.0945	-0.0945
-0.1199	-0.1200	-0.1201	-0.1202	-0.1202
-0.1497	-0.1499	-0.1500	-0.1501	-0.1502
-0.1841	-0.1843	-0.1844	-0.1846	-0.1847
-0.2233	-0.2236	-0.2238	-0.2240	-0.2240

-0.8044	-0.6057	-0.4030	-0.1983	-0.0993
-0.8731	-0.6582	-0.4383	-0.2159	-0.1081
-0.9429	-0.7116	-0.4744	-0.2339	-0.1171
-1.0134	-0.7657	-0.5110	-0.2522	-0.1264
-1.0840	-0.8200	-0.5479	-0.2709	-0.1358
-1.1543	-0.8744	-0.5849	-0.2896	-0.1453
-1.2239	-0.9283	-0.6217	-0.3084	-0.1548
-1.2923	-0.9814	-0.6582	-0.3272	-0.1643
-1.3590	-1.0335	-0.6941	-0.3457	-0.1738
-1.4235	-1.0841	-0.7291	-0.3639	-0.1831

Tabel perbandingan hasil perhitungan respon struktur dengan 3 metode

* Tabel hasil hitungan simpangan relatif tingkat maksimum dengan 3 metode

Lt.	Simpangan Relatif Maksimum		
	Metode		
	SRSS (cm)	Upperbound (cm)	A. Dinamik (cm)
1	22.59721253	24.00876722	23.3114
2	31.86697116	33.65518094	32.7677
3	40.75683935	42.72743242	41.7403
4	49.16126412	51.14909538	50.1372
5	60.90484629	62.70149316	61.7502
6	71.60058334	73.20418044	72.2305
7	81.06812748	82.32693685	81.4263
8	89.14888426	89.84055919	89.2042
9	95.70341216	96.43424248	95.4531
10	100.6181089	101.8269489	100.0904
11	107.3951465	109.5719349	106.4066
12	110.4655147	113.4421626	109.2466

* Tabel hasil hitungan simpangan antar tingkat maksimum dengan 3 metode

Lt.	Simpangan Antar Tingkat Maksimum		
	Metode		
	SRSS (cm)	Upperbound (cm)	A. Dinamik (cm)
1	22.5972125	24.00876722	23.3114
2	9.26975864	9.646413716	9.4563
3	8.88986819	9.072251489	8.9726
4	8.40442477	8.421662956	8.3969
5	11.7435822	11.55239778	11.613
6	10.6957371	10.50268727	10.4803
7	9.46754413	9.122756412	9.1959
8	8.08075678	7.513622338	7.7828
9	6.55452791	6.593683296	6.2616
10	4.91469672	5.392706426	4.6606
11	6.77703761	7.744985991	6.3754
12	3.07036825	3.870227678	2.8725

* Tabel hasil hitungan simpangan relatif tingkat maksimum dengan 3 metode

Lt.	Gaya Geser Tingkat Maksimum		
	Metode		
	SRSS (x 10 ⁷ kg)	Upperbound (x 10 ⁷ kg)	A. Dinamik (x 10 ⁷ kg)
1	10.48706504	10.7396307	10.55
2	10.29962814	10.54048538	10.356
3	9.67307596	9.878774337	9.7122
4	8.87173572	9.038689298	8.8916
5	7.905151955	8.033021806	7.9058
6	7.107482151	7.211821347	7.097
7	6.16973045	6.25306736	6.151
8	5.107982473	5.174832777	5.0846
9	3.940400954	3.998192402	3.9163
10	2.686974886	2.735194661	2.6662
11	1.369181114	1.401568731	1.3553
12	0.694238674	0.712945906	0.68658