

PERPUSTAKAAN FTSP UII	
HADIAH/BELE 18/9/00	
TGL. TERIMA :	03 JUL 2001
NO. JUDUL :	
NO. DIV. :	528/TA/STS
NO. INDIK. :	52000 3338001

**TUGAS AKHIR**

**RESPON SEISMIK STRUKTUR BANGUNAN BERTINGKAT  
DENGAN INTEGRASI PERSAMAAN DIFFERENSIAL  
SECARA LANGSUNG**

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



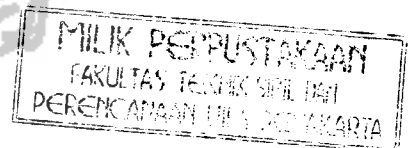
Disusun Oleh :  
**Yesri Elrian**

No. Mhs. : 94 310 0056  
NIRM : 940051013114120056

**Agung Febrianto**

No. Mhs. : 94 310 070  
NIRM : 940051013114120069

TA  
624.176.2  
ELR  
R  
00



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

## KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

*Assalamu 'alaikum Warahmatullahi 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 BANGUNAN BERTINGKAT DENGAN INTEGRASI PERSAMAAN DIFFERENSIAL SECARA LANGSUNG“ 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. Ir. H. Widodo, MSCE, Ph.D. selaku Dekan Pakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, sekaligus sebagai Dosen Pembimbing I,
2. Ir. H. Ilman Noor, MSCE. selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia,
3. Ir. H.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.

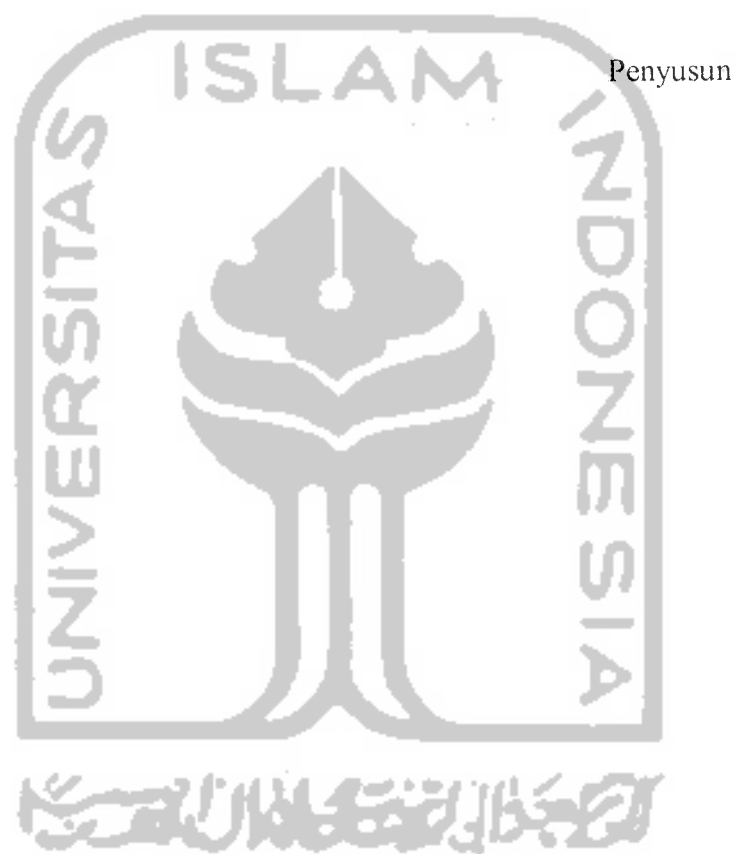
Penyusun menyadari bahwa penulisan Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna, mengingat keterbatasan ilmu, kemampuan dan pengalaman kami dalam penelitian dan penulisan Tugas Akhir ini. Untuk itu kritik dan saran yang sifatnya membangun sangat kami harapkan guna perbaikan dan pengembangan selanjutnya.

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, Desember 2000



## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL .....	i
HALAMAN PERSEMBAHAN .....	ii
HALAMAN PENGESAHAN .....	iii
KATA PENGANTAR .....	iv
DAFTAR ISI .....	vii
DAFTAR GAMBAR .....	xi
DAFTAR TABEL .....	xix
DAFTAR NOTASI .....	xx
INTISARI .....	xxii
<b>BAB I PENDAHULUAN</b> .....	<b>1</b>
1.1    Umum .....	1
1.2    Latar Belakang Masalah .....	2
1.3    Rumusan Masalah .....	7
1.4    Tujuan Penelitian .....	7
1.5    Manfaat Penelitian .....	7
1.6    Batasan Masalah .....	7
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b> .....	<b>9</b>
2.1    Pendahuluan .....	9
2.2    Permasalahan Yang Akan Diteliti .....	12

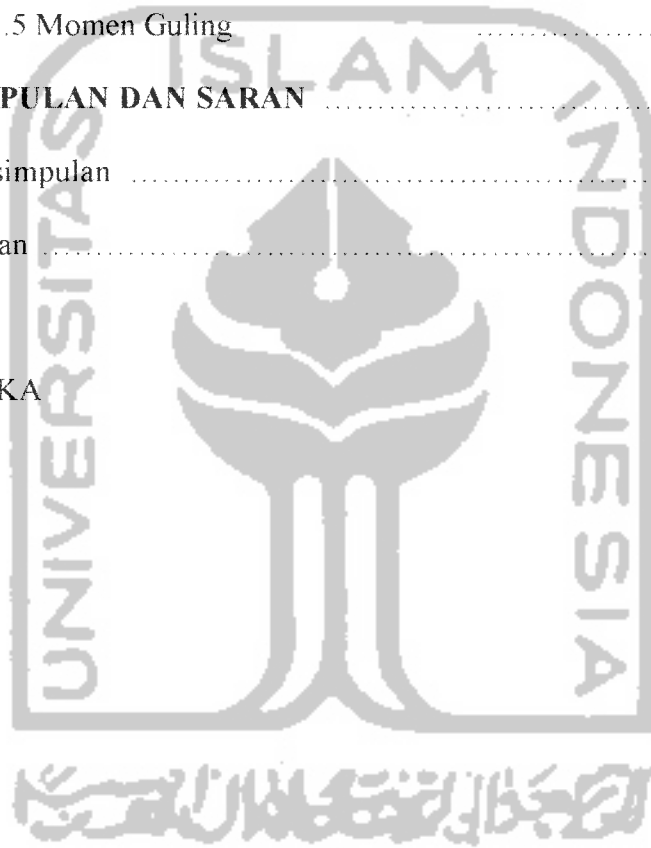
<b>BAB III LANDASAN TEORI</b>	13
3.1    Pendahuluan	13
3.2    Formulasi Persamaan Differensial Gerakan	13
3.2.1    Properti Struktur	13
3.2.1.1    Massa Struktur	13
3.2.1.2    Redaman	15
3.2.1.3    Kekakuan	19
3.3    Struktur Dengan Derajat Kebebasan Banyak	20
3.4    Getaran Bebas pada Struktur Derajat Kebebasan Banyak	23
3.4.1    Nilai Karakteristik (Eigenproblem)	23
3.4.1.a    Metode Polinomial	26
3.4.1.b    Metode Jacobi	30
3.5    Dekomposisi Matriks	32
3.6    Respon Tak Linier dari Sistem Berderajat Kebebasan Banyak	34
3.6.1    Metode Wilson- $\phi$	36
3.6.2    Algoritma untuk Solusi langkah demi langkah dari Sistem suatu Linier dengan Metode Integrasi Wilson- $\phi$	40
3.6.2.1    Pendahuluan	40
3.6.2.2    Untuk setiap selang waktu	41
<b>BAB IV METODE PENELITIAN</b>	43
4.1    Pengumpulan Data	43
4.1.1    Data Struktur	43
4.1.1.a    Data Struktur 6 lantai	44

4.1.1.b Data Struktur 12 Lantai	45
4.1.1.c Data Struktur 18 Lantai	47
4.1.2 Data Beban Gempa	48
4.2 Pengolahan Data	49
4.3 Pengujian	50
<b>BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN</b>	<b>51</b>
5.1 Pendahuluan	51
5.2 Perhitungan Pembebanan Struktur	51
5.2.1 Struktur 6 Lantai	51
5.2.2 Struktur 12 Lantai	54
5.2.3 Struktur 18 Lantai	54
5.3 Perhitungan Massa dan Kekakuan	54
5.3.1 Struktur 6 Lantai	54
5.3.2 Struktur 12 Lantai	56
5.3.3 Struktur 18 Lantai	56
5.4 Frekuensi Struktur	58
5.5 Kandungan Frekuensi Beban Gempa	59
5.6 Perhitungan Simpangan Relatif Tingkat	60
5.7 Perhitungan Simpangan Antar Tingkat ( <i>Inter Story Drift</i> )	70
5.8 Perhitungan Gaya Horisontal Tingkat	80
5.9 Perhitungan Gaya Geser Kumulatif Tingkat dan Gaya Geser Dasar	90
5.10 Perhitungan Momen Guling	104

5.11 Pembahasan .....	114
5.11.1 Simpangan Relatif Tingkat .....	114
5.11.2 Simpangan Antar Tingkat ( <i>Inter Story Drift</i> ) .....	117
5.11.3 Gaya Horizontal Kumulatif Tingkat .....	120
5.11.4 Gaya Geser Kumulatif Tingkat .....	125
5.11.5 Momen Guling .....	129
<b>BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN</b> .....	<b>133</b>
6.1 Kesimpulan .....	133
6.2 Saran .....	136

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN





## DAFTAR GAMBAR

1. <b>Gambar 1.1</b> Peta tampang tektonik .....	2
2. <b>Gambar 3.1</b> Model struktur MDOF .....	21
3. <b>Gambar 3.2</b> Struktur bangunan dan free body diagram .....	26
4. <b>Gambar 3.3.a</b> Definisi dari koefisien pengaruh redaman liat tak linier.....	35
5. <b>Gambar 3.3.b</b> Definisi dari koefisien pengaruh kekakuan tak linier .....	35
6. <b>Gambar 3.4</b> Anggapan tentang percepatan linier dalam suatu penambahan selang waktu .....	36
7. <b>Gambar 4.1</b> Denah Model struktur 6 lantai .....	44
8. <b>Gambar 4.2</b> Potongan portal E struktur 6 lantai .....	44
9. <b>Gambar 4.3</b> Denah Model struktur 12 lantai .....	45
10. <b>Gambar 4.4</b> Potongan portal E struktur 12 lantai .....	45
11. <b>Gambar 4.5</b> Denah Model struktur 18 lantai .....	47
12. <b>Gambar 4.5</b> Potongan portal E struktur 18 lantai .....	47
13. <b>Gambar 5.1</b> Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 lantai .....	61
14. <b>Gambar 5.2</b> Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai .....	62
15. <b>Gambar 5.3</b> Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 lantai .....	63

16. <b>Gambar 5.4</b> Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai .....	64
17. <b>Gambar 5.5</b> Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai .....	65
18. <b>Gambar 5.6</b> Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai .....	66
19. <b>Gambar 5.7</b> Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai .....	67
20. <b>Gambar 5.8</b> Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai .....	68
21. <b>Gambar 5.9</b> Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 18 lantai .....	69
22. <b>Gambar 5.10</b> Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 Lantai .....	71
23. <b>Gambar 5.11</b> Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai .....	72
24. <b>Gambar 5.12</b> Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 Lantai .....	73
25. <b>Gambar 5.13</b> Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai .....	74
26. <b>Gambar 5.14</b> Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai .....	75

27. <b>Gambar 5.15</b> Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 Lantai .....	76
28. <b>Gambar 5.16</b> Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 Lantai .....	77
29. <b>Gambar 5.17</b> Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai .....	78
30. <b>Gambar 5.18</b> Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 18 Lantai .....	79
31. <b>Gambar 5.19</b> Plot Gaya horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 Lantai .....	81
32. <b>Gambar 5.20</b> Plot Gaya Horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai .....	82
33. <b>Gambar 5.21</b> Plot Gaya Horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 Lantai .....	83
34. <b>Gambar 5.22</b> Plot Gaya horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 Lantai .....	84
35. <b>Gambar 5.23</b> Plot Gaya Horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai .....	85
36. <b>Gambar 5.24</b> Plot Gaya Horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 Lantai .....	86
37. <b>Gambar 5.25</b> Plot Gaya horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 Lantai .....	87

38. <b>Gambar 5.26</b> Plot Gaya Horizontal tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai .....	88
39. <b>Gambar 5.27</b> Plot Gaya Horizontal tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 18 Lantai .....	89
40. <b>Gambar 5.28</b> Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 lantai .....	91
41. <b>Gambar 5.29</b> Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai .....	92
42. <b>Gambar 5.30</b> Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 lantai .....	93
43. <b>Gambar 5.31</b> Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai .....	94
44. <b>Gambar 5.32</b> Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai .....	95
45. <b>Gambar 5.33</b> Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai .....	96
46. <b>Gambar 5.34</b> Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai .....	97
47. <b>Gambar 5.35</b> Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai .....	98
48. <b>Gambar 5.36</b> Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 18 lantai .....	99

49. <b>Gambar 5.37</b> Plot antara gaya geser dasar lawan waktu akibat 3 gempa struktur 6 lantai .....	101
50. <b>Gambar 5.38</b> Plot antara gaya geser dasar lawan waktu akibat 3 gempa struktur 12 lantai .....	102
51. <b>Gambar 5.39</b> Plot antara gaya geser dasar lawan waktu akibat 3 gempa struktur 18 lantai .....	103
52. <b>Gambar 5.40</b> Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 lantai .....	105
53. <b>Gambar 5.41</b> Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai .....	106
54. <b>Gambar 5.42</b> Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 lantai .....	107
55. <b>Gambar 5.43</b> Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai .....	108
56. <b>Gambar 5.44</b> Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai .....	109
57. <b>Gambar 5.45</b> Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai .....	110
58. <b>Gambar 5.46</b> Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai .....	111
59. <b>Gambar 5.47</b> Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai .....	112

60. <b>Gambar 5.48</b> Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 18 lantai .....	113
61. <b>Gambar 5.49</b> Plot antara simpangan relatif tingkat maksimum untuk 3 gempa .....	115
62. <b>Gambar 5.50</b> Plot simpangan antar tingkat maksimum untuk 3 gempa ...	118
63. <b>Gambar 5.51</b> Plot gaya horisontal maksimum untuk 3 gempa .....	123
64. <b>Gambar 5.52</b> Plot gaya geser kumulatif tingkat maksimum untuk 3 gempa .....	127
65. <b>Gambar 5.53</b> Plot momen guling maksimum untuk 3 gempa .....	130




## DAFTAR TABEL

1.	Tabel 3.1 Nilai-nilai $\xi$ yang disarankan .....	18
2.	Tabel 4.1 Data dimensi kolom 6 Lantai .....	44
3.	Tabel 4.2 Data dimensi balok 6 Lantai .....	45
4.	Tabel 4.3 Data dimensi kolom 12 Lantai .....	46
5.	Tabel 4.4 Data dimensi balok 12 Lantai .....	46
6.	Tabel 4.1 Data dimensi kolom 18 Lantai .....	48
7.	Tabel 4.2 Data dimensi balok 18 Lantai .....	48
8.	Tabel 5.1 Data pembebanan tiap lantai 6 Lantai .....	53
9.	Tabel 5.2 Data pembebanan tiap lantai 12 Lantai .....	54
10.	Tabel 5.3 Data pembebanan tiap lantai 18 Lantai .....	54
11.	Tabel 5.4 Hasil perhitungan massa 6 lantai .....	55
12.	Tabel 5.5 Hasil perhitungan kekakuan 6 Lantai .....	56
13.	Tabel 5.6 Hasil perhitungan massa 12 Lantai .....	56
14.	Tabel 5.7 Hasil perhitungan kekakuan 12 Lantai .....	56
15.	Tabel 5.8 Hasil perhitungan massa 18 Lantai .....	57
16.	Tabel 5.9 Hasil perhitungan kekakuan 18 Lantai .....	57
17.	Tabel 5.10 Data kandungan frekuensi beban gempa (A/V rasio) .....	59
18.	Tabel 5.11 Simpangan relatif maksimum struktur 6 Lantai .....	116

19. <b>Tabel 5.12</b>	Simpangan relatif maksimum struktur 12 Lantai .....	116
20. <b>Tabel 5.13</b>	Simpangan relatif maksimum struktur 18 Lantai .....	116
21. <b>Tabel 5.14</b>	Simpangan antar tingkat maksimum struktur 6 Lantai .....	119
22. <b>Tabel 5.15</b>	Simpangan antar tingkat maksimum struktur 12 Lantai .....	119
23. <b>Tabel 5.16</b>	Simpangan antar tingkat maksimum struktur 18 Lantai .....	119
24. <b>Tabel 5.17</b>	Gaya horisontal tingkat maksimum struktur 6 Lantai .....	124
25. <b>Tabel 5.18</b>	Gaya horisontal tingkat maksimum struktur 12 Lantai .....	124
26. <b>Tabel 5.19</b>	Gaya horisontal tingkat maksimum struktur 18 Lantai .....	124
27. <b>Tabel 5.20</b>	Gaya geser komulatif tingkat maksimum struktur 6 Lantai .....	128
28. <b>Tabel 5.21</b>	Gaya geser komulatif tingkat maksimum struktur 12 Lantai .....	128
29. <b>Tabel 5.22</b>	Gaya geser komulatif tingkat maksimum struktur 18 Lantai .....	128
30. <b>Tabel 5.23</b>	Momen guling Maksimum Struktur 6 Lantai .....	131
31. <b>Tabel 5.24</b>	Momen guling Maksimum Struktur 12 Lantai .....	131
32. <b>Tabel 5.25</b>	Momen guling Maksimum Struktur 18 Lantai .....	131
33. <b>Tabel 5.26</b>	Normalisasi percepatan tanah maksimum .....	132



## DAFTAR NOTASI



$a$	:	percepatan massa
$\{a\}_i$	:	suatu ordinat pada mode ke-i
$A_{k-l}$	:	matriks diagonal
$A^T$	:	matriks A tranpose
$A^{-1}$	:	invers matriks A
$b$	:	lebar kolom
$c$	:	redaman
$ C $	:	matrik redaman
$E$	:	Modulus elastisitas beton
$f$	:	frekuensi getar struktur
$F_j$	:	gaya horisontal tingkat
$F_{si}$	:	gaya elastis pada koordinat nodal i
$F_{Di}$	:	gaya redaman pada koordinat nodal I
$\bar{\Delta F}$	:	pertambahan beban efektif
$g$	:	percepatan grafitasi
$h$	:	tinggi kolom
$H$	:	tinggi tingkat
$i$	:	inersia

$k$	:	kekakuan
$k_c$	:	kekakuan kolom
$k_{ti}$	:	kekakuan tingkat ke-n
$k_{ctp}$	:	kekakuan kolom tepi
$k_{ctg}$	:	kekakuan kolom tengah
$k_i$	:	kekakuan tingkat
$[K]$	:	matrik kekakuan
$\bar{K}$	:	kekakuan efektif
$L^T$	:	matriks L tranpose
$m$	:	massa
$[M]$	:	matrik massa
$Mg$	:	momen guling
$p(t)$	:	gaya luar
$t$	:	waktu
$\Delta t$	:	perbedaan waktu
$U_i$	:	matriks ortogonal
$U_i^{-1}$	:	invers dari matriks ortogonal
$U_{k+1}$	:	matriks rotasi
$U_{k+1}^{-1}$	:	invers dari matriks rotasi
$U_{k+1}^T$	:	tranpose dari matriks rotasi
$Y_i$	:	simpangan relatif tingkat
$y$	:	simpangan antar tingkat
$\dot{y}$	:	kecepatan

$\ddot{y}$	:	percepatan
$\ddot{y}_g$	:	percepatan tanah
$\{y\}$	:	vektor simpangan
$\{\dot{y}\}$	:	vektor kecepatan
$\{\ddot{y}\}$	:	vektor percepatan
$\hat{\Delta}$	:	pertambahan/ <i>inkremental</i>
$\hat{\Delta}y$	:	pertambahan/ <i>inkremental</i> simpangan
$\hat{\Delta}\dot{y}$	:	pertambahan/ <i>inkremental</i> kecepatan
$\hat{\Delta}\ddot{y}$	:	pertambahan/ <i>inkremental</i> percepatan
$V$	:	gaya geser dasar
$f$	:	frekuensi getar struktur
$T$	:	periode getar struktur
$w$	:	berat
$\omega$	:	frekuensi sudut
$\tau$	:	pertambahan selang waktu
$\lambda$	:	harga eigen
$\xi$	:	rasio redaman
$\gamma$	:	berat jenis beton



## ABSTRAK

Perancangan struktur tahan gempa, pada prinsipnya adalah pengendalian simpangan struktur, yang meliputi *relative displacement* dan *inter story drift*. Representasi terbaik dari beban gempa adalah riwayat percepatan tanah (*Time History Acceleration*) dan dari riwayat percepatan tanah dapat diketahui kandungan frekuensi beban gempa. Pada kondisi beban yang sudah kompleks misalnya beban gempa, maka respon struktur tidak mungkin dihitung secara analitik, apalagi pada struktur dengan derajat kebebasan banyak baik pada respon *elastik* maupun *inelastik*. Untuk mengatasi kesulitan pemakaian cara analitik pada problema yang sudah kompleks, maka hitungan secara numerik sering dipakai. Proses perhitungan numerik yang digunakan adalah Metode Integrasi Wilson- $\theta$  dan menjadi pokok bahasan dalam penulisan Tugas Akhir ini.

Metode Integrasi Wilson- $\theta$  ini mempunyai dua pendekatan dasar yaitu: (1) percepatan dianggap bervariasi linier sepanjang selang waktu dan (2) karakteristik redaman dan kekakuan dari struktur dievaluasi pada awal selang waktu dan dianggap tetap konstan sepanjang selang waktu tersebut. Perhitungan yang dilakukan disajikan dalam bentuk Algoritma Untuk Solusi Langkah Demi Langkah Dari Sistem Suatu Linier Dengan Menggunakan Metode Integrasi Wilson- $\theta$  (*Algoritma For Step By Step Solution Of A Linier System Using The Wilson - $\theta$  Integration Method*). Proses perhitungan dengan menggunakan metode Wilson- $\phi$  tanpa melalui perhitungan mode shape atau dengan kata lain proses perhitungan dilakukan dengan Integrasi Persamaan Differensial secara Langsung Untuk menyelesaikan persamaan-persamaan dalam Metode Wilson- $\theta$  ini kami membuat program bantu dengan bahasa Microsoft Visual Basic 5.0 yang diberi nama NRMDOFS 2000. Di samping itu untuk memvisualisasikan grafik dari output program tersebut, digunakan Microsoft Excel.

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui pengaruh penggunaan beban gempa terhadap respon struktur yang mempunyai beda tingkat dan juga untuk mengetahui hubungan antara parameter gerakan tanah ( percepatan tanah, waktu, respon spektra dan frekuensi) dengan respon struktur. Dari tiga struktur yang kami gunakan yaitu struktur 6, 12, dan 18 lantai serta tiga beban gempa yang dibedakan menurut kandungan frekuensinya yaitu untuk frekuensi rendah dipakai gempa Bucharest, frekuensi sedang gempa Petrovac dan frekuensi tinggi gempa Koyna dapat kami ambil beberapa kesimpulan yaitu : (1) bahwa perbedaan penggunaan beban gempa terhadap struktur yang mempunyai beda tingkat akan menyebabkan respon struktur yang berbeda. (2) Pola simpangan relatif maksimum dan gaya geser dasar berkebalikan dengan pola simpangan antar tingkat. (3) Percepatan tanah dengan *magnitude* yang maksimum tidak menyebabkan respon struktur menjadi maksimum pada waktu yang sama. (4) Gempa dengan kandungan frekuensi tinggi cenderung menyebabkan respon yang relatif kecil dibandingkan dengan respon akibat gempa dengan frekuensi sedang dan tinggi. (5) Bahwa metode Integrasi Wilson- $\phi$  yang digunakan pada penelitian ini ternyata mampu menyelesaikan persamaan-persamaan yang tidak dapat diselesaikan dengan menggunakan persamaan differensial *uncoupling*.

## TUGAS AKHIR

# RESPON SEISMIK STRUKTUR BANGUNAN BERTINGKAT DENGAN INTEGRASI PERSAMAAN DIFFERENSIAL SECARA LANGSUNG

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

Disusun oleh:

Nama : Yesri ELrian  
No. Mhs : 94 310 056  
Nirm : 940051013114120056  
Nama : Agung Febriarto  
No. Mhs : 94 310 070  
Nirm : 940051013114120069

Telah Diperiksa dan Disetujui Oleh :

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

Ir. H. Ilman Noor, MSCE.  
Dosen Pembimbing II

21/12-2000  
tanggal  
tanggal 21/12-2000

# BAB I

## PENDAHULUAN

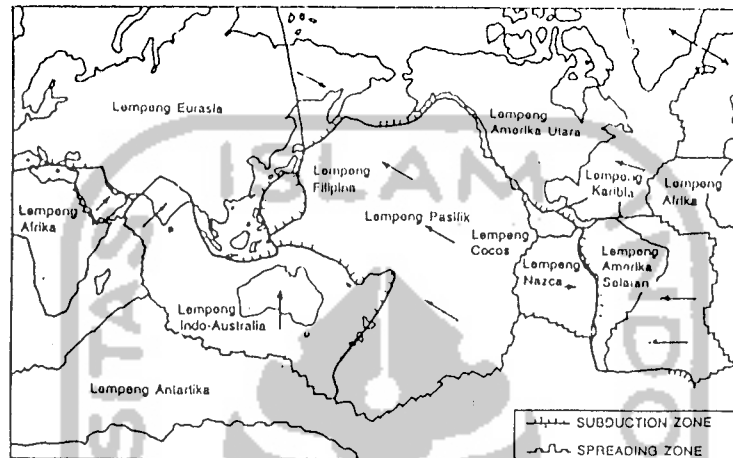
### 1.1 Umum

Tingkat pertumbuhan penduduk Indonesia yang cukup pesat dewasa ini menuntut antisipasi penyediaan sarana dan prasarana berupa perumahan dalam skala besar, perkantoran, pertokoan dan pelayanan umum yang sangat kompleks terutama untuk memenuhi tuntutan di daerah perkotaan yang mempunyai keterbatasan lahan.

Oleh karena itu timbul berbagai pemikiran untuk menanggulangi permasalahan tersebut, antara lain dengan pembangunan gedung berlantai banyak (*multistorey buildings*) yang dilengkapi dengan segala fasilitas pendukung guna memenuhi kebutuhan pemakai. Di kota-kota besar, khususnya Jakarta, pembangunan gedung-gedung di atas 15 lantai sudah menjadi hal biasa, karena keterbatasan lahan yang ada di sana menuntut agar segala aktifitas penduduk sekitar dapat terpenuhi.

Guna membangun gedung berlantai banyak tersebut diperlukan pengetahuan struktur yang cukup terutama mengantisipasi gaya angin dan gaya gempa yang pasti terjadi, mengingat Indonesia termasuk daerah dengan tingkat resiko gempa yang cukup tinggi. Hal ini disebabkan karena Indonesia berada di antara 4 lempeng sistem tektonik yang aktif yaitu:

1. Lempeng Eurasia
2. Lempeng Indo-Australia
3. Lempeng Filipina
4. Lempeng Pasifik



Gambar 1.1. Peta lempeng tektonik

Sejalan dengan perkembangan dunia konstruksi modern dewasa ini yang semakin pesat dan cenderung menuju ke arah pembangunan struktur gedung bertingkat banyak, maka sebagai seorang teknisi sipil harus ikut menyesuaikan diri dengan segala kemajuan yang ada. Untuk menjawab kecenderungan tersebut diperlukan pengetahuan analisis struktur yang cukup baik dan memadai guna mengantisipasi hal tersebut. Ilmu Teknik Sipil saat ini mempunyai banyak kemungkinan untuk terus dikembangkan. Analisa struktur dan desain dengan cara yang sistematis, cepat dan teliti semakin diperlukan.

## 1.2 Latar Belakang Masalah

Secara umum struktur bangunan gedung tidaklah selalu dapat dinyatakan di dalam suatu sistem yang mempunyai derajat kebebasan tunggal (SDOF).

Struktur bangunan gedung justru banyak yang mempunyai derajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom*, MDOF). Pada struktur gedung bertingkat banyak, umumnya massa struktur dapat digumpalkan ke dalam tempat-tempat tertentu misalnya digumpalkan pada tiap-tiap muka lantai tingkat. Dengan demikian struktur yang mempunyai derajat kebebasan tak terhingga akan menjadi struktur dengan derajat kebebasan terbatas.

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 non-struktural 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 *engineer*, 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.

## 1.2 Rumusan Masalah.

1. Bagaimana efek perbedaan penggunaan beban gempa terhadap struktur yang mempunyai beda jumlah tingkat.
2. Apakah terdapat hubungan antara parameter gerakan tanah (nilai maksimum percepatan tanah, respon spektra, durasi atau lamanya gempa serta kandungan frekuensi) dengan respon struktur.

## 1.3 Tujuan

Dengan memakai Metode Integrasi Secara Langsung menurut Wilson- $\phi$  maka tujuan penelitian dalam Tugas Akhir ini adalah :

1. Untuk mengetahui pengaruh penggunaan beban gempa terhadap respon struktur yang mempunyai beda tingkat.
2. Untuk mengetahui hubungan antara parameter gerakan tanah (nilai maksimum percepatan tanah, durasi atau lamanya gempa serta kandungan frekuensi) dengan respon struktur.

## 1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat yang dapat diperoleh dari penelitian ini adalah :

1. Dengan diketahuinya respon seismik akibat beberapa karakter gempa maka hasilnya dapat dipakai sebagai perbandingan dalam pemilihan beban gempa yang akan dipakai.
2. Dapat dipakai untuk penyelesaian problem dinamika pada struktur yang tidak dapat diselesaikan dengan persamaan *uncoupling*

### 1.5 Batasan Masalah

Beberapa batasan masalah yang dipakai dalam penyelesaian tugas akhir ini sebagai berikut:

1. Analisa struktur dilakukan hanya secara 2 dimensi.
2. Untuk mendiskripsikan massa struktur dipakai pendekatan sistem *diskretisasi* massa yaitu massa dianggap menggumpal pada tempat-tempat tertentu.
3. Untuk menghitung kekakuan struktur baik kekakuan balok maupun kekakuan kolom dengan prinsip *Shear Building*.
4. Hanya untuk struktur bangunan yang simetris.
5. Pembuatan program dengan Microsoft Visual Basic.
6. Beban yang bekerja berupa beban terbagi rata dan beban gempa.
7. Tidak melalui proses perhitungan *mode shapes*.
8. Percepatan tanah diambil dari data gempa yang sudah ada (terlampir).
9. Besarnya redaman pada analisis dihitung dengan alternatif kemungkinan ke-3 sedangkan pada verifikasi digunakan kemungkinan I (Ada di dalam landasan teori)
10. Perhitungan manual dalam menyelesaikan eigenproblem pada verifikasi menggunakan cara polinomial.

## 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

Dalam mendesain struktur bangunan, penguasaan ilmu tentang struktur sangat mutlak diperlukan. Penggunaan komputer diberbagai bidang dapat dirasakan manfaatnya. Untuk perancangan struktur bangunan gedung, pemakaian komputer sangat membantu memudahkan dan mempercepat perhitungan-perhitungan dengan teliti, yang apabila dilakukan dengan cara manual akan memerlukan waktu yang lama dengan tingkat ketelitian terbatas.

Banyak program bantu perhitungan struktur yang dapat digunakan seperti Mathlab, bahasa Borland Delphi, bahasa Microsoft Visual Basic, dan lain-lain. Dalam analisis ini kami menggunakan bahasa Microsoft Visual Basic untuk membuat program NRMDOFS 2000.

Penelitian-penelitian yang pernah dilaksanakan, menjadi acuan dalam tinjauan pustaka penelitian kami, 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. Eddi Wahyudi dan Hamdi (1995).**

Kedua peneliti ini mengambil topik *Analisa Dinamik pada Struktur Gedung Bertingkat Banyak*. Dalam penelitian ini kedua peneliti mencoba mencari

metode lain dalam perencanaan gedung bertingkat banyak yaitu dengan menggunakan analisa dinamik. Dengan menggunakan metode ini hasil yang diperoleh akan dianalisa dan dibandingkan dengan hasil perencanaan apabila digunakan metode analisis statik ekuivalen yang telah umum digunakan di Indonesia. Sistem pembahasan yang dilakukan akan dimulai dari metode analisis menggunakan derajat kebebasan tunggal (*single degree of freedom*) dan kemudian meningkat pada derajat kebebasan banyak (*multi freedom of freedom*).

Pada penelitian ini percepatan tanah tidak diperhitungkan, maka hasilnya selalu tetap, padahal semakin besar percepatan tanah, semakin besar pula gaya geser gempa yang terjadi, selain itu juga gaya geser yang dihasilkan oleh metode ini, tidak terdistribusi secara linier.

#### **4. Dhani Prasetyo dan Jayadi Windu Armita (2000).**

Kedua peneliti ini mengambil topik *Respon Seismik Struktur Beton Bertingkat Banyak Akibat Beban Gempa*. Pada penelitian ini kedua peneliti mencoba 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 serta 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.

Dalam penelitian ini kedua peneliti menggunakan model struktur dengan kekakuan, massa, rasio redaman yang sama, padahal dalam kenyataannya tidak semua struktur mempunyai kondisi seperti di atas.

## 2.2 Permasalahan yang akan diteliti

Berdasarkan tinjauan pustaka di atas, 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 serta momen guling 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 di mana 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, Perhitungan dalam penelitian ini menggunakan beberapa teori yang umum digunakan untuk analisa dinamik. Teori-teori tersebut diantaranya adalah sebagai berikut.

#### 3.2 Formulasi Persamaan Differensial Gerakan

##### 3.2.1 Properti Struktur

###### 3.2.1.1 Massa Struktur

Sebagaimana telah diketahui bahwa suatu struktur yang kontinyu kemungkinan mempunyai banyak derajat kebebasan karena banyaknya massa yang mungkin dapat ditentukan. Banyaknya derajat kebebasan yang umumnya

berasosiasi dengan jumlah massa tersebut akan menimbulkan kesulitan. Hal ini terjadi karena banyaknya persamaan differensial yang ada. Maka untuk itu diperlukan beberapa asumsi.

Terdapat dua pendekatan pokok yang umumnya dilakukan untuk mendiskripsikan massa struktur. Pendekatan pertama adalah sistem diskretisasi massa yaitu massa dianggap menggumpal pada tempat-tempat tertentu. Apabila prinsip bangunan geser (*shear building*) dipakai maka setiap massa hanya akan bergerak secara horisontal. Karena percepatan hanya terjadi pada struktur yang mempunyai massa maka matriks massa merupakan matrik diagonal. (Widodo, 1996)

Pendekatan yang kedua adalah menurut prinsip *consistent mass matrix* yang mana elemen struktur akan berdeformasi menurut bentuk fungsi (*shape function*). Apabila tiga derajat kebebasan (horisontal, vertikal dan rotasi) diperhitungkan pada setiap mode maka standar *consistent mass matrix* dapat diperoleh dengan *off diagonal matriks* tidak sama dengan nol sebagaimana *lumped mass*. Pada struktur yang massanya terdistribusi secara merata, misalnya analisa getaran balok atau cerobong, maka pemakaian prinsip *consistent mass matrix* menjadi lebih tepat. Namun demikian, pada struktur bangunan bertingkat banyak yang mana struktur umumnya terkonsentrasi pada masing-masing tingkat, maka prinsip *lumped mass* banyak dipakai dan cukup akurat. Besarnya massa tiap tingkat dapat dihitung dengan rumus

$$m_i = w/g \dots \dots \dots (3.1)$$

dimana  $m_i, w, g$  secara berurutan adalah massa, berat dan percepatan grafitasi.

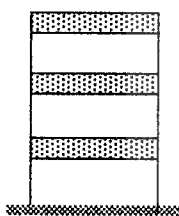
### 3.2.1.2 Redaman.

Redaman merupakan peristiwa pelepasan energi (*energy dissipation*) oleh struktur akibat adanya berbagai macam sebab. Beberapa penyebab itu diantaranya adalah pelepasan energi oleh adanya gerakan antara molekul di dalam material, pelepasan energi oleh gesekan alat penyambung maupun sistem dukungan, pelepasan energi akibat gesekan dengan udara dan pada *respon elastik* pelepasan energi juga terjadi akibat rotasi sendi plastik. Karena redaman berfungsi melepaskan energi, maka hal tersebut akan mengurangi respon struktur.

Jika menggunakan Modal Analysis (Deterministic Respon Spectra), yang dibutuhkan adalah nilai-nilai  $\xi_i$ ,  $i=1,2,\dots,s$ , untuk semua modes, dan para ahli mempunyai beberapa ide yang beralasan tentang nilai-nilai  $\xi$  untuk bermacam-macam struktur.

Apabila integrasi langsung digunakan pada persamaan gerakan, maka matrik damping diperlukan. Bentuk-bentuk matrik redaman :

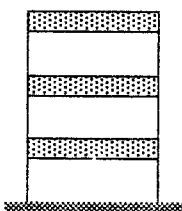
1. Kekuatan redaman proporsional untuk kecepatan mutlak, yaitu  $\{F_d\} \propto \{\dot{y}\}$



$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 & 0 & 0 \\ 0 & c_2 & 0 \\ 0 & 0 & c_3 \end{bmatrix}$$

Matrik redaman mempunyai bentuk yang sama dengan massa matrik.

2. Kekuatan damping proporsional dengan gerakan.



$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 & 0 \\ -c_1 & c_1 + c_2 & -c_2 \\ 0 & -c_2 & c_2 \end{bmatrix}$$

Damping matrik mempunyai bentuk sama dengan matrik kekakuan.

Beberapa kemungkinan atau cara untuk memperoleh redaman, yaitu:

a. Kemungkinan Pertama (I)

$$[C] = \alpha[M] \dots\dots\dots(3.2)$$

dimana  $\alpha$  adalah skalar.

$$[\phi^T [C] \mathbf{I} \phi] = \alpha[M^*] \dots\dots\dots(3.3)$$

Secara normal diasumsikan,

$$[\phi^T [C] \mathbf{I} \phi] = [C^*] = [2\xi\omega M^*] \dots\dots\dots(3.4)$$

$$2\xi_i \omega_i M_i^* = \alpha M_i^* \dots\dots\dots(3.5)$$

$$i = 1, 2, 3, \dots, n$$

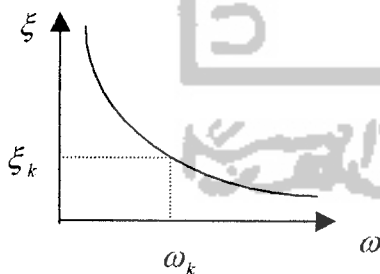
Untuk menghitung  $\alpha$   $\xi = \xi_k$ , dimana  $\omega = \omega_k$

$$\alpha = 2\xi_k \omega_k \dots\dots\dots(3.6)$$

Damping ratio untuk semua mode yang lain, dikhususkan

$$2\xi_i \omega_i M_i^* = 2\xi_k \omega_k M_i^* \dots\dots\dots(3.7)$$

$$\xi_i = \frac{\omega_k \xi_k}{\omega_i} \dots\dots\dots(3.8)$$



b. Kemungkinan II

$$[C] = \beta[K] \dots\dots\dots(3.9)$$

Orthogonalitas

$$[\phi^T [C] \mathbf{I} \phi] = [C^*] = \beta[K^*] = \beta[\omega^2 M^*] \dots\dots\dots(3.10)$$

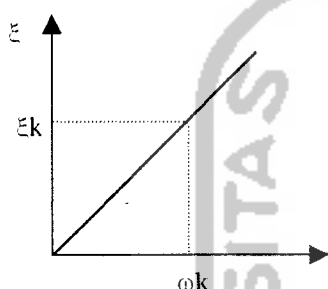
Untuk mencari nilai  $\beta$

$$2\xi_i \omega_i M_i^* = \beta \omega_i^2 M_i^* \dots \dots \dots (3.11)$$

untuk nilai  $i = 1, 2, 3, \dots, n$ , untuk mode  $k$ , maka  $\xi_k$  secara khusus

$$\beta = \frac{2\xi_k}{\omega_k} \dots \dots \dots (3.12)$$

Untuk semua mode yang lain,



$$2\xi_i \omega_i M_i^* = \frac{2\xi_k}{\omega_k} \omega_i^2 M_i^* \dots \dots \dots (3.13)$$

$$\xi_i = \xi_k \frac{\omega_i}{\omega_k} \dots \dots \dots (3.14)$$

c. Kemungkinan III (Solusi secara umum)

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \dots \dots \dots (3.15)$$

$$[C^*] = \alpha[M^*] + \beta[\omega^2 M^*] \dots \dots \dots (3.16)$$

$$2\xi_i \omega_i^* M_i^* = \alpha M_i^* + \beta \omega_i^2 M_i^* \dots \dots \dots (3.16)$$

$$2\xi_i \omega_i = \alpha + \beta \omega_i^2$$

Sekarang kita mempunyai dua variabel untuk dimanipulasi, dikhususkan

nilai  $\xi_k$  dan  $\xi_j$  untuk modes  $k$  dan  $j$ , maka

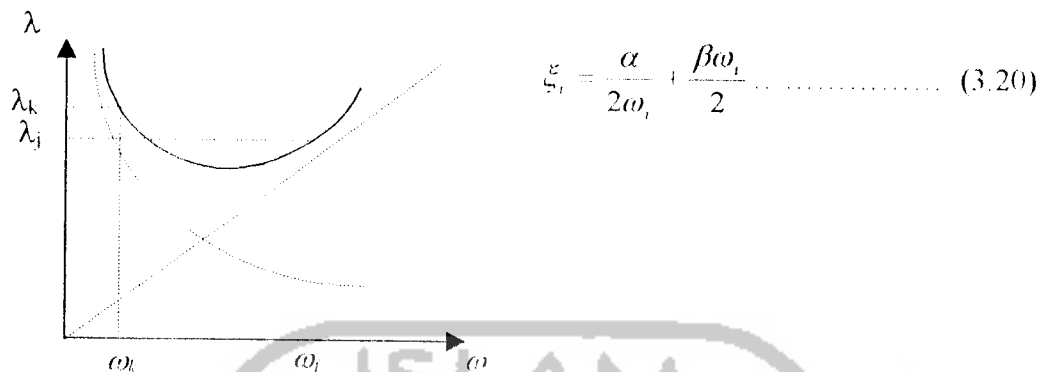
$$\begin{aligned} 2\xi_k \omega_k &= \alpha + \beta \omega_k^2 \\ 2\xi_j \omega_j &= \alpha + \beta \omega_j^2 \end{aligned} \dots \dots \dots (3.17)$$

Penyelesaian untuk dua persamaan simultan ini adalah,

$$\beta = 2(\xi_k \omega_k - \xi_j \omega_j) / (\omega_k^2 - \omega_j^2) \dots \dots \dots (3.18)$$

$$\alpha = 2\xi_k \omega_k - \beta \omega_k^2 \dots \dots \dots (3.19)$$

Untuk semua jenis mode lainnya,



Semua metode ini adalah merupakan kasus-kasus dari Caughey atau Rayleigh Damping. Prinsip dari Rayleigh Damping

Secara umum  $[C] = [M] \sum_{l, b}^{q, b-1} \alpha_l \left[ [M^{-1}] K \right]^l$  ..... (3.21)

Dimana: b adalah bilangan Integer -  $x \leq b \leq x$

q adalah nomor dari mode-mode untuk nilai-nilai  $\xi$ ,

Kemungkinan I, b = 0, q = 1

Kemungkinan II, b = 1, q = 1

Kemungkinan III, b = 0, q = 2

Kemungkinan-kemungkinan lainnya termasuk kombinasi  $km^{-1}km^{-1}k$ ,  $km^{-1}k$ ,  $k$ ,  $m$ ,  $mk^{-1}m$ ,  $mk^{-1}mk^{-1}m$ .

Tabel 3.1 Nilai-nilai  $\xi$  yang disarankan

Struktur	$\xi$
Beton Monolit	5 % - 10 %
Beton Bertulang	5 % - 10 %
Struktur Baja	1 % untuk amplitudo kecil. 4 % - 8% untuk amplitudo besar
Bangunan Kayu	10% - 20 %
Bangunan Batu	6% - 18 %

Untuk struktur dengan respon elastik, umumnya rasio redaman (damping ratio)  $\xi$  umumnya dianggap konstan. Pada mode yang lebih tinggi umumnya frekuensi sudut  $\omega$  akan lebih besar sehingga koefisien redaman akan membesar walaupun rasio redaman tetap.

Menurut hasil penelitian (Chopra, 1995) menunjukkan bahwa rasio redaman akan meningkat cukup signifikan pada mode-mode yang lebih tinggi.

### 3.2.1.3 Kekakuan

Pada prinsip bangunan geser (*shear building*) balok lantai tingkat dianggap tetap horisontal baik sebelum maupun sesudah terjadi penggoyangan. Adanya plat lantai yang menyatu secara kaku dengan balok diharapkan dapat membantu kekakuan balok sehingga anggapan tersebut tidak terlalu kasar, pada prinsip desain bangunan tahan gempa dikehendaki agar kolom lebih kuat dibanding balok, namun demikian rasio tersebut tidak selalu linier dengan kekakuannya. Dengan prinsip *shear building* ini maka memungkinkan pemakaian *lumped mass model*. Pada prinsip ini, kekakuan setiap kolom dapat dihitung dengan rumus standar.

Pada prinsipnya semakin kaku balok maka semakin besar kemampuannya dalam mengekang rotasi ujung kolom, sehingga akan menambah kekakuan kolom. Apabila kekakuan balok akan diperhitungkan, artinya balok dan plat lantai tidak kaku sempurna, maka kekakuan kolom berdasarkan rumus Muto (1975) ataupun Aydin dan Gonen (1994) dapat dipakai. Perhitungan balok akan lebih teliti apabila pengaruh plat lantai ikut diperhatikan sehingga diperhitungkan sebagai balok T.

Pada prinsip Muto, kekakuan joint juga dapat diperhitungkan sehingga hitungan kekakuan baik kekakuan balok maupun kolom menjadi lebih teliti.

Pada penelitian ini besarnya kekakuan tiap tingkat dihitung dengan prinsip Shear Building sebagai berikut :

$$k_t = 12 EI / H^3 \dots\dots\dots(3.22)$$

dimana  $I = bh^3/12$ , sehingga

$$k_t = E * bh^3 / 12H^3 \dots\dots\dots(3.23)$$

$E$  adalah modulus elastisitas bahan, modulus elastisitas dari beton bertulang diambil 200000 kg/cm<sup>2</sup>.

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

$$k_t = \Sigma k_c \dots\dots\dots(3.24)$$

dengan  $k_t$ , dan  $k_c$  adalah kekakuan tingkat dan kekakuan kolom, sehingga kekakuan tingkat ke- $i$  dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$k_{ti} = 2 * k_{ctp} + \sum_{j=1}^n k_{ctg} \dots\dots\dots(3.25)$$

dimana,  $k_{ti}$ ,  $k_{ctp}$ ,  $k_{ctg}$  adalah kekakuan tingkat ke- $i$ , kekakuan kolom tepi dan kekakuan kolom tengah.

### 3.3 Struktur dengan Derajat Kebebasan Banyak (MDOF)

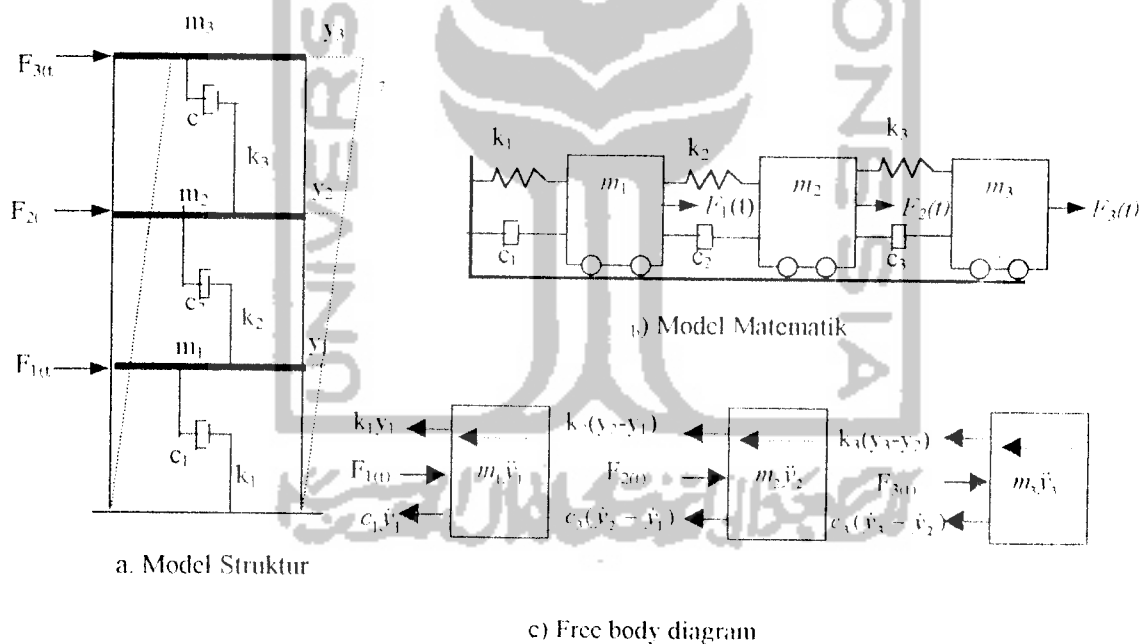
Untuk memperoleh persamaan differensial gerakan pada struktur bertingkat banyak maka dipakai anggapan dan pendekatan yaitu digunakan prinsip *shear building*. Untuk memperoleh persamaan differensial tersebut, maka dipakai



prinsip keseimbangan dinamik (*dynamic Equilibrium*) pada suatu massa yang ditinjau.

Pada gedung bangunan gedung bertingkat-3 seperti gambar 3.1, maka struktur akan mempunyai tiga derajat kebebasan, sehingga struktur yang mempunyai  $i$ -tingkat akan mempunyai  $i$ -derajat kebebasan dan mempunyai  $i$ -modes.

Untuk memperoleh persamaan differensial gerakan pada struktur MDOF umumnya disusun berdasarkan atas goyangan struktur menurut *first mode* atau mode pertama yaitu goyangan yang  $y_3, y_2, y_1$  modes.



Gambar 3.1. Model Struktur MDOF

Berdasarkan keseimbangan dinamik pada *free body* diagram gambar 3.1, maka akan diperoleh persamaan seperti di bawah ini

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

dengan menyusun persamaan di atas menurut paramater yang sama (percepatan, kecepatan, dan simpangan), maka persamaan (3.26) dapat ditulis menjadi matriks uraian seperti di bawah ini,

$$\begin{aligned}
 m_1 \ddot{y}_1 + (c_1 + c_2) \dot{y}_1 - c_2 \dot{y}_2 + (k_1 + k_2) y_1 - k_2 y_2 &= F_1(t) \\
 m_2 \ddot{y}_2 - c_2 \dot{y}_1 + (c_2 + c_3) \dot{y}_2 - c_3 \dot{y}_3 - k_2 y_1 + (k_2 + k_3) y_2 - k_3 y_3 &= F_2(t) \dots \dots (3.27) \\
 m_3 \ddot{y}_3 - c_3 \dot{y}_2 + c_3 \dot{y}_3 - k_3 y_2 + k_3 y_3 &= F_3(t)
 \end{aligned}$$

Selanjutnya persamaan (3.27) dapat ditulis dalam bentuk matriks ekspresi,

$$[M] \{\ddot{y}\} + [C] \{\dot{y}\} + [K] \{y\} = \{F(t)\} \dots \dots \dots (3.28)$$

yang mana matriks ekspresi di atas (matriks-matriks massa, redaman, dan kekakuan) masing-masing adalah,

$$\begin{aligned}
 [M] &= \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}, [C] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & c_3 & c_3 \end{bmatrix} \\
 [K] &= \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \dots \dots \dots (3.29)
 \end{aligned}$$

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

$$\{y\} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix}, \{\dot{y}\} = \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix}, \{\ddot{y}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix} \text{ dan } \{F(t)\} = \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \end{Bmatrix} \dots \dots \dots (3.30)$$

### 3.4 Getaran Bebas pada Struktur MDOF

Pada umumnya suatu struktur akan bergoyang apabila memperoleh pembebanan dari luar misalnya akibat beban angin maupun akibat gerakan tanah/gempa. Getaran-getaran seperti ini dikelompokkan sebagai getaran dipaksa atau *forced vibration system*. Membahas tentang getaran bebas pada struktur yang derajat kebebasan banyak akan diperoleh beberapa karakter struktur yang penting dan sangat bermanfaat pada analisa dinamika struktur. Pembahasan masalah ini masih diikuti dengan penyederhanaan permasalahan yaitu dengan menganggap struktur tidak mempunyai redaman (*undamped system*).

#### 3.4.1 Nilai karakteristik (Eigenproblem)

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

Pada getaran bebas untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak, maka persamaan differensial gerakannya seperti persamaan berikut, dengan nilai ruas kanan sama dengan nol :

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = 0 \quad \dots \dots \dots (3.31)$$

Seperti kita ketahui bahwa frekuensi sudut pada struktur dengan redaman (*damped frequency*) nilainya hampir sama dengan frekuensi sudut pada struktur tanpa redaman, apabila nilai damping ratio cukup kecil. Apabila hal ini diadopsi

untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak, maka nilai  $C=0$ , persamaan (3.31) menjadi,

$$[M]\{\ddot{y}\} + [K]\{y\} = \{0\} \dots\dots\dots (3.32)$$

Karena persamaan (3.32) adalah persamaan differensial pada struktur MDOF yang dianggap tidak mempunyai redaman, maka sebagaimana penyelesaian persamaan differensial yang sejenis, maka penyelesaian persamaan tersebut diharapkan dalam fungsi harmonik menurut bentuk,

$$\begin{aligned} Y &= \{a\}_i \sin(\omega t) \\ \dot{Y} &= \omega \{a\}_i \cos(\omega t) \\ \ddot{Y} &= -\omega^2 \{a\}_i \sin(\omega t) \end{aligned} \dots\dots\dots (3.33)$$

dimana  $\{a\}_i$  adalah suatu ordinat massa pada mode yang ke-i. Substitusi persamaan (3.33) ke dalam persamaan (3.32) selanjutnya akan diperoleh

$$\begin{aligned} -\omega^2 [M]\{a\}_i \sin(\omega t) + [K]\{a\}_i \sin(\omega t) &= 0 \\ \{[K] - \omega^2 [M]\}\{a\}_i &= 0 \end{aligned} \dots\dots\dots (3.34)$$

Persamaan (3.34) adalah suatu persamaan yang sangat penting dan biasa disebut persamaan *eigenproblem* atau karakteristik problem. Persamaan ini adalah persamaan simultan yang harus dicari penyelesaiannya. Persamaan simultan baik persamaan yang homogen maupun yang tidak homogen dapat diselesaikan dengan memakai dalil Cramer (1704-1752), seorang ahli matematika bangsa Swiss. Dalil tersebut menyatakan bahwa penyelesaian persamaan simultan yang homogen akan ada nilainya apabila determinan dari matriks yang merupakan koefisien dari vektor  $\{a\}_i$  adalah nol sehingga,

$$\{[K] - \omega^2 [M]\} = 0 \dots\dots\dots (3.35)$$

Jumlah *mode* pada struktur dengan derajat kebebasan banyak biasanya dapat dihubungkan dengan jumlah massa. *Mode* itu sendiri adalah jenis/pola/ragam getaran/goyangan suatu struktur bangunan. *Mode* ini hanya merupakan fungsi dari properti dinamik dari struktur yang bersangkutan (di dalam ini adalah hanya massa dan kekakuan tingkat) dan bebas dari pengaruh waktu dan frekuensi getaran. Dengan adanya hubungan antara jumlah mode dengan jumlah massa struktur, maka bangunan yang mempunyai 5-tingkat misalnya, akan mempunyai 5 derajat kebebasan dan akan mempunyai 5 jenis *mode* getaran dan akan mempunyai 5 nilai frekuensi sudut yang berhubungan langsung dengan jenis/nomor *mode*. Apabila jumlah derajat kebebasan adalah  $n$ , maka persamaan (3.35) akan menghasilkan suatu polinomial pangkat  $n$  yang selanjutnya akan menghasilkan  $\omega_i^2$  untuk  $i=1,2,3,\dots,n$ . Selanjutnya, substitusi masing-masing frekuensi sudut  $\omega_i$  kedalam persamaan (3.35) akan diperoleh nilai-nilai *mode shape*.

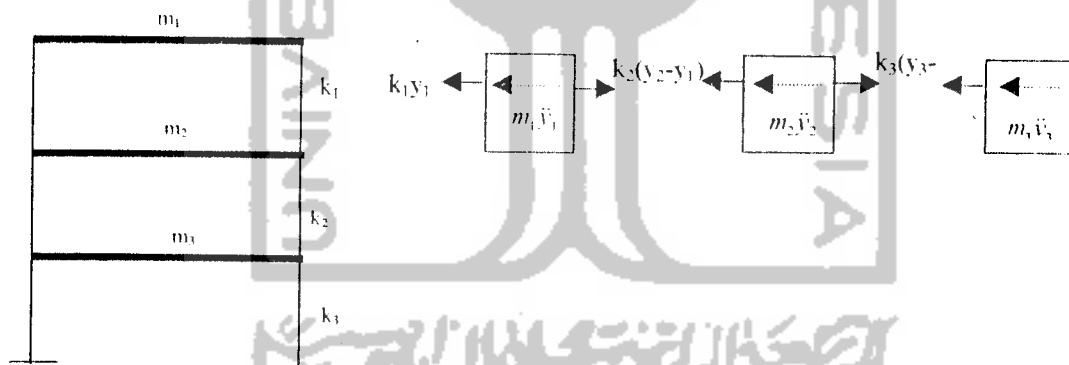
Untuk menghitung frekuensi sudut dan ordinat-ordinat mode shape untuk bangunan yang memiliki derajat kebebasan lebih dari dua, tidak dapat dicari hanya dengan menggunakan determinan (metode Cramer).

Terdapat banyak cara yang dapat dipakai untuk mencari nilai-nilai frekuensi sudut dan mode shape, mulai dari cara yang sederhana tetapi kurang berdaya guna sampai pada cara yang rumit tetapi mempunyai daya guna yang lebih baik. Oleh karena itu masing-masing cara mempunyai keuntungan dan kelemahan sendiri-sendiri. Beberapa cara yang dipakai untuk mencari nilai-nilai tersebut diantaranya adalah:

**3.4.1.a Metode Polinomial**

Metode ini pada dasarnya masih menggunakan persamaan *eigenproblem* sebagaimana dibahas sebelumnya. Untuk mencari *eigenvektor* (nilai-nilai frekuensi sudut) tidak lagi dipakai cara determinan. Cara yang dipakai adalah dengan mentransfer persamaan simultan *eigenproblem* menjadi suatu persamaan polinomial pangkat banyak. Akar-akar persamaan polinomial tersebutlah yang akan dicari yang seterusnya akan menghasilkan nilai-nilai *eigenvektor*. Pada metode ini kelihatan bahwa pada struktur dengan derajat kebebasan banyak, maka akan diperoleh persamaan polinomial yang berpangkat banyak pula.

Untuk membahas cara polinomial ini maka dapat ditinjau suatu struktur dengan rantai seperti pada gambar 3.2.



Gambar 3.2 Struktur bangunan dan free body diagram

Berdasarkan keseimbangan gaya-gaya pada *free body* diagram gambar 3.2, maka akan diperoleh persamaan differensial simultan gerakan di bawah ini

$$\begin{aligned}
 m_3 \ddot{y}_3 + c_1 \dot{y}_1 + k_3 y_3 - k_2 (y_2 - y_3) &= 0 \\
 m_2 \ddot{y}_2 + k_2 (y_2 - y_3) - k_1 (y_2 - y_1) &= 0, \dots \dots \dots (3.36) \\
 m_1 \ddot{y}_1 + k_1 (y_1 - y_2) &= 0
 \end{aligned}$$

maka persamaan (3.36) dapat ditulis menjadi persamaan yang lebih sederhana seperti di bawah ini,

$$\begin{aligned} m_3 \ddot{y}_3 + (k_3 + k_2) y_3 - k_2 y_2 &= 0 \\ m_2 \ddot{y}_2 - k_2 y_3 + (k_2 + k_1) y_2 - k_1 y_1 &= 0 \dots \dots \dots (3.37) \\ m_1 \ddot{y}_1 - k_1 y_2 + k_1 y_1 &= 0 \end{aligned}$$

Persamaan 3.37 dapat ditulis dalam bentuk matriks sebagai berikut :

$$\begin{bmatrix} m_3 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_3 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_1 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} (k_3 + k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_1) & -k_1 \\ 0 & k_1 & k_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_3 \\ y_2 \\ y_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \dots \dots \dots (3.38)$$

Untuk lebih jelasnya mengenai metode polinomial diambil contoh hitungan seperti struktur pada gambar 3.2.

Data struktur :  $m_1 = 1,0 \text{ kg det}^2/\text{cm}$  ;  $m_2 = 1,5 \text{ kgdet}^2/\text{cm}$  ;  $m_3 = 2,0 \text{ kgdet}^2/\text{cm}$

$k_1 = 600 \text{ kg/cm}^2$  ( 2 kolom) ;  $k_2 = 1200 \text{ kg/cm}^2$  (2 kolom)

$k_3 = 1800 \text{ kg/cm}^2$  (2 kolom)

Penyelesaian :

Misalnya dipakai, unit massa  $m = 1 \text{ kgdet}^2/\text{cm}$  dan unit kekakuan  $k = 600 \text{ kg/cm}$  maka matriks massa dan kekakuan menjadi:

$$[M] = \begin{bmatrix} 2m & 0 & 0 \\ 0 & 1,5m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix} \dots \dots \dots (3.39)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} 5k & -2k & 0 \\ -2k & 3k & -k \\ 0 & k & k \end{bmatrix} \dots \dots \dots (3.40)$$

Dengan memperhatikan matriks-matriks di atas maka persamaan eigenproblem yang dapat disusun adalah sebagai berikut:

$$\begin{bmatrix} 5k - 2\omega^2 m & -2k & 0 \\ -2k & 3k - 1.5\omega^2 m & -k \\ 0 & -k & k - \omega^2 m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_3 \\ \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (5.41)$$

Persamaan 5.41 dapat ditulis menjadi:

$$\begin{bmatrix} 5 - \frac{2\omega^2}{k/m} & -2 & 0 \\ -2 & 3 - 1.5 \frac{\omega^2}{k/m} & -1 \\ 0 & -1 & 1 - \frac{\omega^2}{k/m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_3 \\ \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (3.42)$$

apabila diambil suatu notasi  $\lambda = \frac{\omega^2}{k/m}$ , maka persamaan 3.42 menjadi

$$\begin{bmatrix} 5 - 2\lambda & -2 & 0 \\ -2 & 3 - 1.5\lambda & -1 \\ 0 & -1 & 1 - \lambda \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_3 \\ \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (3.43)$$

apabila persamaan 3.43 disederhanakan maka akan diperoleh,

$$\begin{aligned} (5 - 2\lambda)\phi_3 - 2\phi_2 &= 0 \\ -2\phi_3 + (3 - 1.5\lambda)\phi_2 - 1.6\phi_1 &= 0 \dots\dots\dots (3.44) \\ -\phi_2 + (1 - \lambda)\phi_1 &= 0 \end{aligned}$$

Sebagaimana dijelaskan sebelumnya bahwa penyelesaian persamaan simultan homogen tidaklah memberikan nilai-nilai yang pasti, tetapi hasil-hasil yang diperoleh hanya merupakan perbandingan antara yang satu dengan yang lain. Oleh karena itu dengan mengambil nilai,



$$\phi_3 = 1 \dots \dots \dots (3.54)$$

Dengan mensubstitusikan nilai persamaan 3.54 ke dalam baris pertama persamaan 3.53 akan diperoleh

$$\phi_2 = (2,5 - \lambda) \dots \dots \dots (3.55)$$

Selanjutnya substitusi persamaan 3.54 dan 3.55 ke dalam baris ke-2 persamaan 3.53 maka akan diperoleh

$$\phi_1 = 1,5\lambda^2 - 6,75\lambda + 5,5 \dots \dots \dots (3.56)$$

Selanjutnya substitusi persamaan 3.54 dan 3.55 ke dalam baris ke-3 persamaan 3.53, setelah disusun akan diperoleh

$$1,5\lambda^3 - 8,25\lambda^2 + 11,25\lambda - 3 = 0 \dots \dots \dots (3.57)$$

Persamaan 3.57 adalah persamaan polinomial pangkat 3 dan nilai yang akan dicari adalah nilai-nilai  $\lambda$  yang merupakan akar persamaan tersebut. Setelah dicari dengan coba-coba atau menggunakan komputer, maka akan diperoleh akar-akarnya berikut nilai percepatan sudut :

$$\begin{aligned} \lambda_1 = 0,3515, \text{ maka } \rightarrow \omega_3 &= \sqrt{0,3515 * \frac{600}{1}} = 14,5224 \text{ rad / det} \\ \lambda_1 = 1,6066, \text{ maka } \rightarrow \omega_2 &= \sqrt{1,6066 * \frac{600}{1}} = 31,0500 \text{ rad / det} \dots \dots \dots (3.58) \\ \lambda_1 = 3,5419, \text{ maka } \rightarrow \omega_1 &= \sqrt{3,5419 * \frac{600}{1}} = 46,0992 \text{ rad / det} \end{aligned}$$

Kelemahan-kelemahan yang terdapat pada metode ini diantaranya, yaitu :

1. Kita akan kesulitan mencari koefesien persamaan-persamaan polinomial apabila tingkat yang kita cari terlalu tinggi.

2. Kita akan kesulitan mencari akar-akar persamaan yang jumlahnya tergantung pada jumlah DOF.

### 3.4.1.b Metode Jacobi

Metode solusi dasar Jacobi telah dikembangkan untuk menyelesaikan masalah-masalah matriks yang riil dan simetris. Metode tersebut diusulkan selama satu abad yang lalu dan telah digunakan secara luas. Metode Jacobi ini berusaha mentransformasi suatu matriks  $A$  menjadi matriks diagonal  $A_{k+1}$ . Dalam keadaan ini elemen-elemen diagonal utama matriks  $A_{k+1}$  adalah serupa ortogonal (*schular orthogonal*), sehingga harga-harga eigen dari matriks  $A_{k+1}$  adalah juga harga-harga eigen dari matriks  $A$ . Andaikata  $A_0 = A$  dan  $U_j$  adalah matriks ortogonal yang memenuhi hubungan

$$U_1 = U_1^{-1} * A_0 * U_1 \dots\dots\dots (3.59)$$

$$A_2 = U_2^{-1} * A_1 * U_2 \dots\dots\dots (3.60)$$

atau dalam bentuk umum

$$\begin{aligned} A_{k+1} &= U_{k+1}^{-1} * A_k * U_{k+1} \dots\dots\dots (3.61) \\ A_{k+1} &= U_{k+1}^{-1} * A * U_{k+1} \end{aligned}$$

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

Matriks  $A_{k+1}$  dan matriks  $A$  adalah serupa ortogonal maka dapat disimpulkan bahwa harga-harga eigen dari matriks  $A_{k+1}$  sama dengan harga-harga eigen dari matriks  $A$ . Karena matriks  $A_{k+1}$  (untuk  $k \rightarrow \infty$ ) telah menjadi matriks

diagonal berarti bahwa harga-harga eigen terletak pada elemen-elemen diagonalnya. Masalahnya sekarang adalah bagaimana mentransformasi matriks  $A$  menjadi matriks diagonal  $A_{k+1}$ . Jacobi memperkenalkan cara mentransformasikan tersebut yang sering disebut matriks rotasi. Matriks rotasi  $A_{k+1}$  adalah sebuah matriks diagonal yang diubah menjadi

$$U_{k+1} = \begin{matrix} & \begin{matrix} i & j \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \cos \alpha & -\sin \alpha & \dots & 0 \\ 0 & \sin \alpha & \cos \alpha & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \end{matrix} \end{matrix} \quad (3.62)$$

maksudnya, mula-mula kita punya matriks diagonal, kemudian elemen-elemen untuk baris ke  $i$  dan  $j$  maupun kolom ke  $i$  dan  $j$  diganti dengan  $\cos \alpha$  dan  $\sin \alpha$ . Seperti pada persamaan berikut:

$$\begin{matrix} U_{ii} = \cos \alpha & U_{ij} = -\sin \alpha \\ U_{ji} = \sin \alpha & U_{jj} = \cos \alpha \end{matrix} \quad (3.63)$$

Sudut  $\alpha$  dicari dari persamaan

$$\operatorname{tg} 2\alpha = 2 \frac{a_{ij}^{(k)}}{a_{ii}^{(k)} - a_{jj}^{(k)}} \quad (3.64)$$

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

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

$$A_{k+1} = \begin{bmatrix} a_{11}^{(k)} & 0 & - & 0 \\ 0 & a_{22}^{(k)} & - & 0 \\ - & - & - & - \\ 0 & 0 & - & a_{mm}^{(k)} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.65)$$

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

$$\lambda_1 = a_{11}^{(k)} \quad \lambda_2 = a_{22}^{(k)} \quad \lambda_n = a_{nn}^{(k)} \dots\dots\dots (3.66)$$

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

$$U_k = U_1 * U_2 * \dots\dots\dots U_k \dots\dots\dots (3.67)$$

Untuk menghindari kesulitan dalam mendapatkan  $\alpha$ , maka penentuan  $\cos \alpha$  dan  $\sin \alpha$  dari  $\tan 2\alpha$  dicari sebagai berikut.

$$\cos \alpha = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[ 1 + \frac{q}{\sqrt{p^2 + q^2}} \right] \text{ dengan } q > 0 \dots\dots\dots (3.68)$$

$$\sin \alpha = \frac{1}{2} * \frac{\sin 2\alpha}{\cos \alpha} = \frac{p}{2 \cos \alpha \sqrt{p^2 + q^2}} \dots\dots\dots (3.69)$$

### 3.5 Dekomposisi Matriks

Cara menghitung matriks dekomposisi banyak cara, salah satunya dengan menggunakan metode Cholesky. Metode Cholesky ini memanfaatkan teknik dekomposisi  $A = L*U$ , akan tetapi karena untuk matriks simetris.

$$A = A^T \dots\dots\dots (3.70)$$

$$\text{maka, } L*U = (L*U)^T \text{ atau } L*U = U^T * L^T \dots\dots\dots (3.71)$$

yang berarti  $L = U^T$  dan  $U = L^T$ , jadi dekomposisi

$$A = L*U = L*L^T \dots \dots \dots (3.72)$$

Dekomposisi dari matriks A menjadi  $L*L^T$  dapat dilakukan dengan cara yang lebih cepat daripada dekomposisi  $L*U$ . sebagai contoh :

$$A = L*L^T$$

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{21} & a_{31} & a_{41} \\ a_{21} & a_{22} & a_{32} & a_{42} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{43} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11} & 0 & 0 & 0 \\ d_{21} & d_{22} & 0 & 0 \\ d_{31} & d_{32} & d_{33} & 0 \\ d_{41} & d_{42} & d_{43} & d_{44} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} d_{11} & d_{21} & d_{31} & d_{41} \\ 0 & d_{22} & d_{32} & d_{42} \\ 0 & 0 & d_{33} & d_{43} \\ 0 & 0 & 0 & d_{44} \end{bmatrix} \dots \dots (3.73)$$

Dari persamaan matriks 3.50 yang harus dicari adalah elemen-elemen  $d_{ij}$  untuk  $i = 2,4$  dan  $j = 1,3$ . Sehingga penyelesaian persamaan matriks 3.50

$$\begin{aligned} a_{11} &= d_{11}^2, a_{21} = d_{21} * d_{11}, a_{31} = d_{31} * d_{11}, a_{41} = d_{41} * d_{11}, a_{22} = d_{21}^2 + d_{22}^2, \\ a_{33} &= d_{31}^2 + d_{32}^2 + d_{33}^2, a_{44} = d_{41}^2 + d_{42}^2 + d_{43}^2 + d_{44}^2, a_{32} = d_{31} * d_{21} + d_{32} * d_{22} \\ a_{42} &= d_{41} * d_{21} + d_{42} * d_{22}, a_{43} = d_{41} * d_{31} + d_{42} * d_{32} + d_{43} * d_{33} \end{aligned}$$

atau

$$\begin{aligned} d_{11} &= \sqrt{a_{11}}, d_{21} = a_{21} / d_{11}, d_{31} = a_{31} / d_{11}, d_{41} = a_{41} / d_{11}, d_{22} = \sqrt{(a_{22} - d_{21}^2)} \\ d_{32} &= (a_{32} - d_{31} * d_{21}) / d_{22}, d_{42} = (a_{42} - d_{41} * d_{21}) / d_{22}, d_{43} = (a_{43} - d_{41} * d_{31}) / d_{22} \\ d_{33} &= \sqrt{(a_{33} - d_{31}^2 - d_{32}^2)}, d_{44} = \sqrt{(a_{44} - d_{41}^2 - d_{42}^2 - d_{43}^2)} \end{aligned}$$

Dalam bentuk umum dapat dituliskan

$$d_{ii} = \frac{a_{ii}}{d_{11}}, \text{ untuk } i = 1, n$$

$$d_{ij} = \frac{1}{d_{jj}} * \left[ a_{ij} - \sum_{k=1}^{j-1} d_{ik} * d_{jk} \right] \text{ untuk } i = 3, n \text{ dan } j = 2, n-1 \dots \dots \dots (3.74)$$

$$d_{ii} = \sqrt{a_{ii} - \sum_{k=1}^{i-1} d_{ik}^2} \text{ untuk } i = 1, n$$

### 3.6 Respon tak Linier dari Sistem Berderajat Kebebasan Banyak.

Untuk menyelesaikan sistem berderajat-kebebasan banyak tak linier dengan menggunakan metode Wilson- $\theta$ . Metode ini merupakan modifikasi dari metode percepatan linier langkah demi langkah. Modifikasi yang terdapat pada metode Wilson -  $\theta$  memungkinkan dicapainya stabilitas numerik (*numerical stability*) dari suatu solusi tanpa melihat besarnya selang waktu yang dipilih, dengan alasan inilah metode ini dikatakan stabil tak bersyarat (*unconditionally stable*).

Anggapan dasar dari metode Wilson- $\theta$  adalah percepatan yang bervariasi secara linier dalam selang waktu  $t$  sampai  $t + \theta\Delta t$ , dimana  $\theta \geq 1,0$ . Harga dari faktor  $\theta$  ditentukan untuk mendapatkan suatu proses numerik yang mempunyai stabilitas maksimum dari suatu solusi yang tepat. Telah dibuktikan oleh Wilson bahwa untuk  $\theta \geq 1,38$ , teori ini mutlak tidak stabil.

Persamaan-persamaan yang menyatakan kondisi keseimbangan inkremental untuk sebuah sistem berderajat kebebasan banyak dapat dijabarkan sebagai matriks-matriks ekuivalen dari persamaan inkremental untuk sistem berderajat kebebasan tunggal. Jadi dengan memperhatikan kondisi-kondisi keseimbangan dinamis yang didefinisikan pada saat  $t_i$  dan  $t_i + \tau$ ,  $\tau = \theta\Delta t$ , kita dapatkan persamaan inkremental,

$$M\hat{\Delta}y_i + C(\dot{y})\hat{\Delta}y_i + K(y)\hat{\Delta}y_i = \hat{\Delta}F_i \quad \dots \dots \dots (3.75)$$

di mana tanda *circumflex* diatas  $\Delta$  menyatakan pertambahan/inkremental yang berhubungan dengan pertambahan selang waktu  $\tau = \theta\Delta t$ . Jadi :

$$\hat{\Delta}y_i = y_i(t_i + \tau) - y_i(t_i) \dots\dots\dots (3.76)$$

$$\hat{\Delta}\dot{y}_i = \dot{y}_i(t_i + \tau) - \dot{y}_i(t_i) \dots\dots\dots (3.77)$$

$$\hat{\Delta}\ddot{y}_i = \ddot{y}_i(t_i + \tau) - \ddot{y}_i(t_i) \dots\dots\dots (3.78)$$

dan

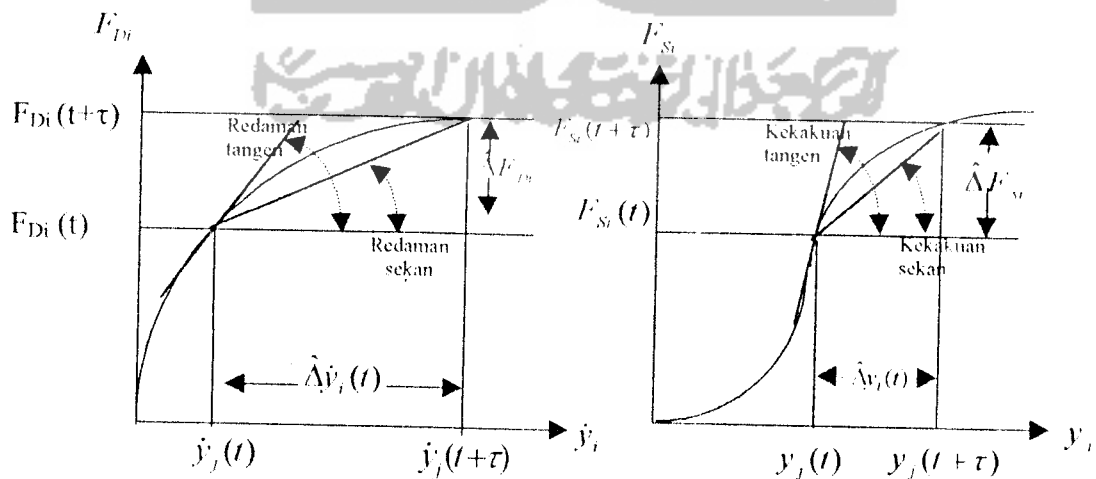
$$\hat{\Delta}F_i = F(t_i + \tau) - F(t_i) \dots\dots\dots (3.79)$$

Dengan menulis persamaan 3.79 dianggap bahwa, kekakuan dan redaman yang didapat untuk setiap selang waktu, lebih merupakan harga-harga awal dari tangen sehubungan dengan lengkungan yang terlihat pada gambar 3.3, daripada hanya kemiringan garis sekan yang menggambarkan proses interaksi. Jadi koefisien kekakuan didefinisikan sebagai

$$k_{ij} = \frac{dF_{si}}{dy_j} \dots\dots\dots (3.80)$$

dan koefisien redaman sebagai

$$c_{ij} = \frac{dF_{Di}}{d\dot{y}_j} \dots\dots\dots (3.81)$$

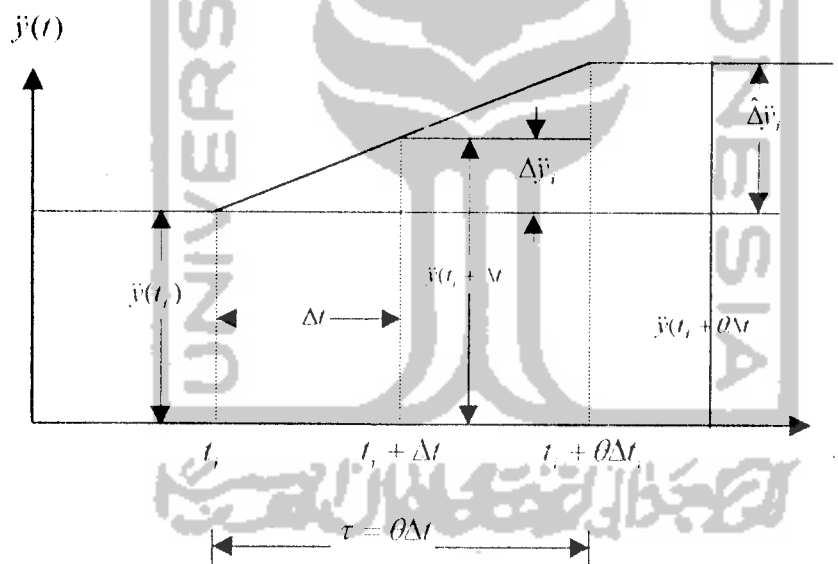


Gambar 3.3 Definisi dari koefisien pengaruh, (a). Redaman linier tak linier  $C_{ij}$ , (b). Kekakuan tak linier  $C_{ij}$ .

di mana  $F_{s_i}$  dan  $F_{d_i}$  adalah gaya elastis dan gaya redaman pada koordinat nodal  $i$  dan  $y_j$  serta  $\dot{y}_j$  adalah perpindahan dan kecepatan pada koordinat nodal  $j$ .

**3.6.1 Metode Wilson- $\theta$**

Seperti yang telah dikatakan sebelumnya, integrasi dari persamaan gerak tak linier dengan menggunakan metoda percepatan linier langkah demi langkah dengan bentuk pengembangan oleh Wilson, didasarkan pada anggapan bahwa percepatan dapat dinyatakan sebagai fungsi linier selama selang waktu  $\tau = \theta\Delta t$  seperti terlihat pada gambar (3.4).



Gambar 3.4. Anggapan tentang percepatan linier dalam suatu pertambahan selang waktu.

Dari gambar 3.4, dapat ditulis suatu bentuk linier untuk percepatan dalam suatu pertambahan selang waktu sebagai

$$\ddot{y}(t) = \ddot{y}_i + \frac{\Delta\ddot{y}_i}{\tau}(t - t_i) \dots\dots\dots(3.82)$$



dimana  $\hat{\Delta}y_i$  diberikan oleh persamaan  $\hat{\Delta}y_i = y_i(t_i + \tau) - y_i(t_i)$ . Dengan mengintegrasikan persamaan 3.82 sebanyak dua kali, akan menghasilkan

$$y_i(t) = y_i + \dot{y}_i(t-t_i) + \frac{1}{2} \frac{\hat{\Delta}y_i}{\tau} (t-t_i)^2 \dots\dots\dots(3.83)$$

dan

$$y_i(t) = y_i + \dot{y}_i(t-t_i) + \frac{1}{2} \ddot{y}_i(t-t_i)^2 + \frac{1}{6} \frac{\hat{\Delta}y_i}{\tau} (t-t_i)^3 \dots\dots\dots(3.84)$$

dengan mengevaluasi persamaan (3.83) dan (3.84) pada akhir dari suatu selang waktu yaitu  $t = t_i + \tau$ , didapat

$$\hat{\Delta}y_i = \dot{y}_i \tau + \frac{1}{2} \hat{\Delta}y_i \tau \dots\dots\dots(3.85)$$

dan

$$\hat{\Delta}y_i = \dot{y}_i \tau + \frac{1}{2} \ddot{y}_i \tau^2 + \frac{1}{6} \hat{\Delta}y_i \tau^2 \dots\dots\dots(3.86)$$

di mana  $\hat{\Delta}y_i$  dan  $\hat{\Delta}y_i$  didefinisikan oleh persamaan  $\hat{\Delta}y_i = y_i(t_i + \tau) - y_i(t_i)$  dan  $\hat{\Delta}y_i = y_i(t_i + \tau) - y_i(t_i)$ . Sekarang telah diselesaikan persamaan (3.81) untuk suatu pertambahan percepatan (*incremental acceleration*)  $\hat{\Delta}y_i$ , kemudian disubstitusikan ke dalam persamaan (3.80), maka didapatkan

$$\hat{\Delta}y_i = \frac{6}{\tau^2} \hat{\Delta}y_i - \frac{6}{\tau} \dot{y}_i - 3\ddot{y}_i \dots\dots\dots(3.87)$$

dan

$$\hat{\Delta}y_i = \frac{3}{\tau} \hat{\Delta}y_i - 3\dot{y}_i - \frac{\tau}{2} \ddot{y}_i \dots\dots\dots(3.88)$$

akhirnya, dengan mensubstitusikan persamaan 3.87 dan 3.88 ke dalam persamaan gerak inkremental yaitu  $M\hat{\Delta}\ddot{y}_i + C(\dot{y})\hat{\Delta}\dot{y}_i + K(y)\hat{\Delta}y_i = \hat{\Delta}F_i$ , akan dihasilkan sebuah persamaan untuk pertambahan perpindahan (*incremental displacement*)  $\hat{\Delta}y_i$ , yang dapat ditulis sebagai

$$\bar{K}_i \hat{\Delta}y_i = \bar{\Delta}F_i \dots \dots \dots (3.89)$$

di mana

$$\bar{K}_i = K_i + \frac{6}{\tau^2} M + \frac{3}{\tau} C_i \dots \dots \dots (3.90)$$

dan

$$\bar{\Delta}F_i = \hat{\Delta}F_i + M \left( \frac{6}{\tau} \dot{y}_i + 3\ddot{y}_i \right) + C_i \left( 3\dot{y}_i + \frac{\tau}{2} \ddot{y}_i \right) \dots \dots \dots (3.91)$$

Persamaan (3.89) mempunyai bentuk yang sama seperti persamaan keseimbangan statis inkremental dan dapat diselesaikan untuk mendapatkan pertambahan perpindahan  $\hat{\Delta}y_i$  dengan hanya menyelesaikan persamaan linier dari suatu sistem. Untuk mendapatkan pertambahan percepatan  $\hat{\Delta}\ddot{y}_i$  selama suatu selang waktu, perlu kita substitusikan harga  $\hat{\Delta}y_i$  yang didapat dari solusi persamaan  $\bar{K}_i \hat{\Delta}y_i = \bar{\Delta}F_i$ , ke dalam persamaan  $\hat{\Delta}\ddot{y}_i = \frac{6}{\tau^2} \hat{\Delta}y_i - \frac{6}{\tau} \dot{y}_i - 3\ddot{y}_i$ .

Pertambahan percepatan  $\hat{\Delta}\ddot{y}_i$  untuk selang waktu normal  $\Delta t$ , didapat dengan interpolasi linier. Jadi

$$\Delta\ddot{y} = \frac{\hat{\Delta}\ddot{y}}{\theta} \dots \dots \dots (3.92)$$

Untuk menghitung pertambahan kecepatan  $\hat{\Delta}j_i$  dan pertambahan perpindahan  $\hat{\Delta}y_i$  sehubungan dengan selang waktu  $\tau$  dalam persamaan (3.85) dan (3.86), yaitu

$$\Delta j_i = j_i \Delta t + 1/2 \Delta j_i \Delta t \quad \dots \dots \dots (3.93)$$

dan

$$\Delta y_i = j_i \Delta t + 1/2 j_i \Delta t^2 + 1/6 \Delta j_i \Delta t^2 \quad \dots \dots \dots (3.94)$$

Akhirnya, perpindahan  $y_{i+1}$  dan kecepatan  $j_{i+1}$  pada akhir dari selang waktu normal, dihitung dengan

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y_i \quad \dots \dots \dots (3.95)$$

dan

$$j_{i+1} = j_i + \Delta j_i \quad \dots \dots \dots (3.96)$$

maka percepatan awal untuk selang waktu berikutnya dihitung dari kondisi keseimbangan dinamis pada waktu  $t + \Delta t$ , jadi

$$\ddot{y}_{i+1} = M^{-1} [E_{i+1} - C_{i+1} \dot{y}_{i+1} - K_{i+1} y_{i+1}] \quad \dots \dots \dots (3.97)$$

di mana perkalian  $C_{i+1} \dot{y}_{i+1}$  serta  $K_{i+1} y_{i+1}$  menyatakan vektor-vektor gaya redaman dan gaya kekakuan pada akhir selang waktu  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$ . Bila vektor perpindahan, kecepatan dan percepatan telah ditentukan pada waktu  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$ , maka proses perhitungan diulangi untuk mendapatkan besaran-besaran tersebut di atas pada selang waktu berikutnya  $t_{i+2} = t_{i+1} + \Delta t$  dan proses ini dilanjutkan sampai dengan waktu akhir yang diinginkan.

Percepatan linier langkah demi langkah ini mempunyai dua pendekatan dasar yaitu:

- (1) Percepatan dianggap bervariasi linier sepanjang selang waktu
- (2) Karakteristik redaman dan kekakuan dari struktur dievaluasi pada awal selang waktu dan dianggap tetap konstan sepanjang selang waktu tersebut.

Algoritma dari proses iterasi suatu sistem linier dengan metode wilson- $\theta$  dan penggunaan metode ini akan dibahas pada bagian berikut ini.

### 3.6.2 Algoritma Untuk Solusi Langkah Demi Langkah Dari Sistem Suatu Linier Dengan Menggunakan Metode Integrasi Wilson- $\theta$ (Algoritma For Step By Step Solution Of A Linier System Using The Wilson - $\theta$ Integration Method).

#### 3.6.2.1 Pendahuluan

1. Susunlah matriks kekakuan  $K$ , matrik massa  $M$  dan matrik redaman  $C$  dari sistem.
2. Tentukan harga-harga awal untuk perpindahan  $y_0$ , kecepatan  $\dot{y}_0$ , dan gaya  $F_0$ .
3. Hitung percepatan awal  $\ddot{y}_0$  dari  $M\ddot{y}_0 = F_0 - C\dot{y}_0 - Ky_0$ .
4. Pilih suatu selang waktu  $\Delta t$ , faktor  $\theta$  (biasanya diambil sebesar 1,4) dan hitung konstanta-konstanta  $\tau, a_1, a_2, a_3$ , dan  $a_4$  dari hubungan-hubungan berikut,  $\tau = \theta\Delta t$ ;  $a_1 = \frac{3}{\tau}$ ;  $a_2 = \frac{6}{\tau}$ ;  $a_3 = \frac{\tau}{2}$ ;  $a_4 = \frac{6}{\tau^2}$ .
5. Susunlah matriks kekakuan efektif  $\bar{K}$ , yaitu

$$\bar{K} = K + a_4M + a_1C. \dots\dots\dots(3.90)$$

### 3.6.2.2 Untuk setiap selang waktu.

1. Dengan interpolasi linier, hitunglah pertambahan beban  $\hat{\Delta F}_i$  untuk selang waktu  $t_i$  sampai dengan  $t_i + \tau$ , dari hubungan berikut ini.

$$\hat{\Delta F}_i = F_{t+1} + (F_{t+2} - F_{t+1})(\theta - 1) - F_i \dots \dots \dots (3.98)$$

2. Hitung pertambahan beban efektif  $\overline{\Delta F}_i$  untuk selang waktu  $t_i$  sampai dengan  $t_i + \tau$  dari hubungan berikut ini

$$\overline{\Delta F}_i = \hat{\Delta F}_i + (a_2 M + 3C)\dot{y}_i + (3M + a_3 C)\ddot{y}_i \dots \dots \dots (3.91)$$

3. Selesaikan bentuk berikut ini untuk mendapatkan pertambahan perpindahan  $\hat{\Delta y}_i$ .

$$\overline{K} \hat{\Delta y}_i = \overline{\Delta F}_i \dots \dots \dots (3.89)$$

4. Hitung pertambahan percepatan untuk pertambahan selang waktu  $\tau$ , dari hubungan berikut ini

$$\hat{\Delta \ddot{y}}_i = a_4 \hat{\Delta y}_i - a_2 \dot{y}_i - 3\ddot{y}_i \dots \dots \dots (3.87)$$

5. Hitung pertambahan percepatan untuk selang waktu normal dari  $\Delta \ddot{y} = \frac{\hat{\Delta \ddot{y}}}{\theta}$ .

6. Hitung pertambahan kecepatan  $\Delta \dot{y}_i$  dan pertambahan perpindahan  $\Delta y_i$  dari waktu  $t_i$  sampai dengan  $t_i + \Delta t$ , dari hubungan berikut ini,

$$\Delta \dot{y}_i = \ddot{y}_i \Delta t + \frac{1}{2} \Delta \ddot{y}_i \Delta t, \dots \dots \dots (3.93)$$

$$\Delta y_i = \dot{y}_i \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{y}_i \Delta t^2 + \frac{1}{6} \Delta \ddot{y}_i \Delta t^2 \dots \dots \dots (3.94)$$

7. Hitung perpindahan dan kecepatan pada waktu  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$  dengan menggunakan

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y \dots\dots\dots(3.95)$$

$$\dot{y}_{i+1} = \dot{y}_i + \Delta \dot{y}_i \dots\dots\dots(3.96)$$

8. Hitung percepatan  $\ddot{y}_{i+1}$  pada waktu  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$  langsung dari persamaan keseimbangan dari gerak, yaitu

$$M\ddot{y}_{i+1} = F_{i+1} - C\dot{y}_{i+1} - Ky_{i+1} \dots\dots\dots(3.97)$$



## 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.

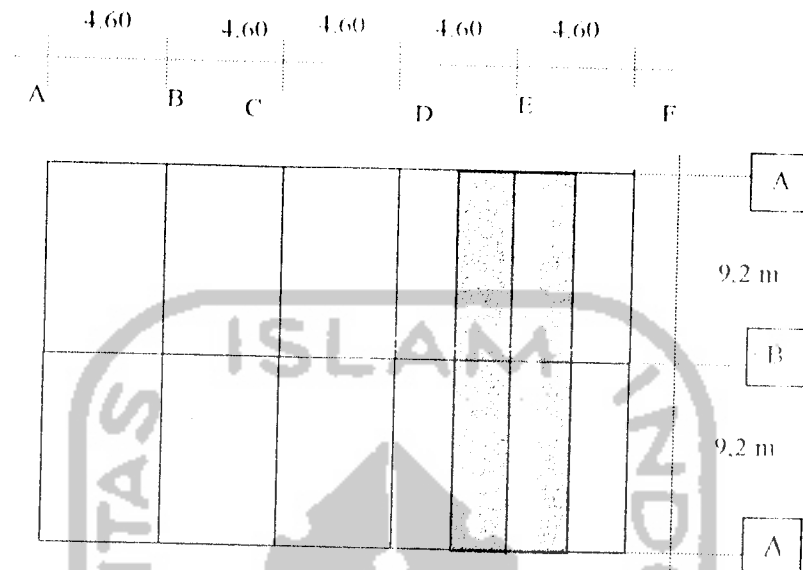
#### 4.1 Pengumpulan Data

Pada penelitian ini data-data yang diperlukan meliputi data struktur dan data beban gempa. Data struktur diambil dari suatu model struktur *shear building* 6, 12, dan 18 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.

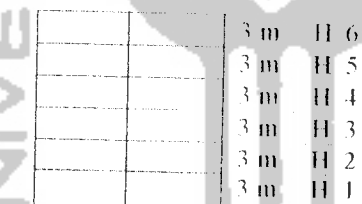
##### 4.1.1 Data Struktur

Struktur yang ditinjau merupakan suatu model *shear building* 6, 12 dan 18 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 sampai dengan 4.6. Sesuai dengan bahan penyusunnya maka modulus elastisitas ( $E$ ) beton diambil sebesar 200000 kg/cm<sup>2</sup> dan berat jenis ( $\gamma$ ) beton diambil sebesar 2400 kg/m<sup>3</sup>.

#### 4.1.1.a Data Struktur untuk gedung 6 lantai.



Gambar 4.1 Denah Model Struktur



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	KA1,2,3,4,5,6	30/30
2	KB1,2,3,4,5,6	35/35

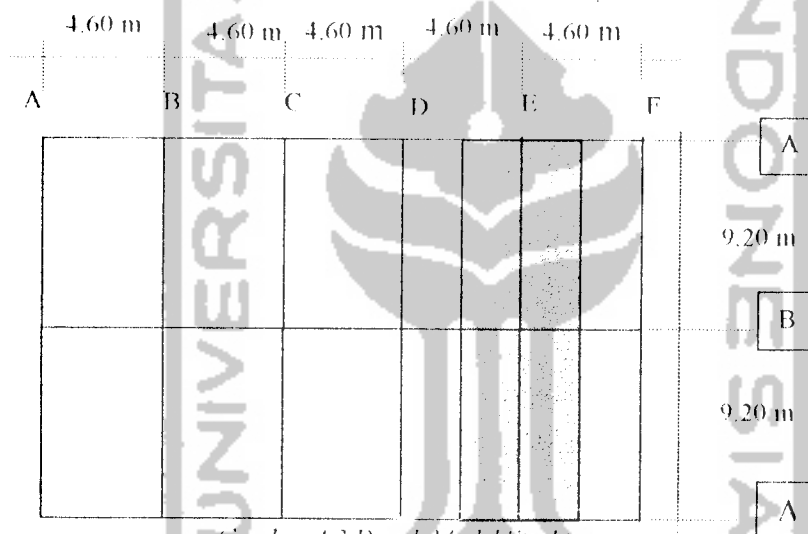


Dimensi balok yang digunakan dalam model struktur ditentukan secara langsung, lebih lengkapnya seperti tersaji pada Tabel 4.2.

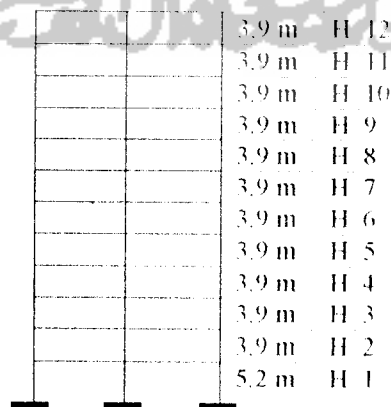
Tabel 4.2 Data dimensi balok

No.	Balok	Dimensi (cm)
1	Lt 1,2,3,4,5,6	30/50

#### 4.1.1.b Data Struktur untuk gedung 12 lantai.



Gambar 4.3 Denah Model Struktur



Gambar 4.4 Pomangan Portal E



Dimensi kolom yang digunakan dalam model struktur ditentukan secara langsung, lebih lengkapnya seperti tersaji pada Tabel 4.3

**Tabel 4.3** Data dimensi kolom

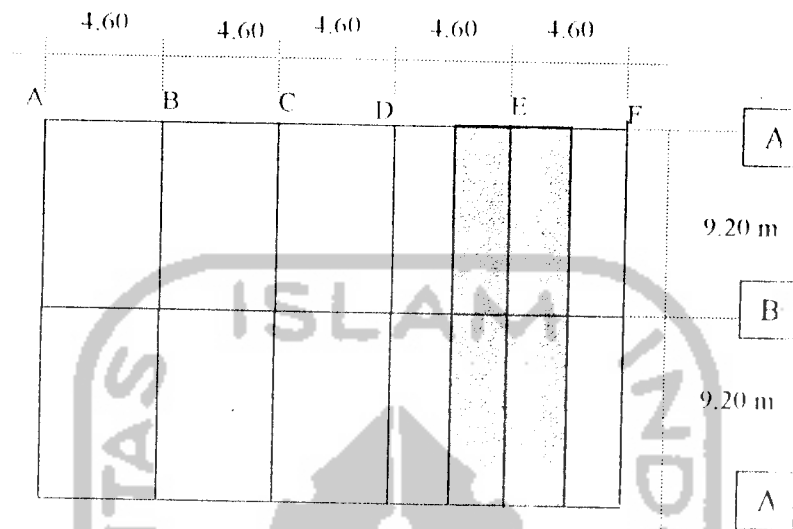
No.	Kolom	Dimensi (cm)
1	KA1,2,3,4	40/75
2	KA5,6,7,8,9,10	40/65
3	KA11,12	40/50
4	KB1,2,3,4	40/85
5	KB5,6,7,8,9,10	40/75
6	KB11,12	40/60

Dimensi balok yang digunakan dalam model struktur ditentukan secara langsung, lebih lengkapnya seperti tersaji pada Tabel 4.4.

**Tabel 4.4** 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

#### 4.1.1.c Data struktur 18 lantai



Gambar 4.5 Denah Model Struktur

	4 m	H 18
	4 m	H 17
	4 m	H 16
	4 m	H 15
	4 m	H 14
	4 m	H 13
	4 m	H 12
	4 m	H 11
	4 m	H 10
	4 m	H 9
	4 m	H 8
	4 m	H 7
	4 m	H 6
	4 m	H 5
	4 m	H 4
	4 m	H 3
	4 m	H 2
	6.5 m	H 1

Gambar 4.6 Potongan Portal F

Dimensi kolom yang digunakan dalam model struktur ditentukan secara langsung, lebih lengkapnya seperti tersaji pada Tabel 4.5

lawan waktu untuk semua beban gempa yang digunakan disajikan pada Lampiran.

#### 4.2. Pengolahan Data

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

1. menghitung pembebanan struktur ( $q$ ),
2. menghitung masa balok dengan prinsip "lumped mass" ( $m$ ),
3. menghitung kekakuan struktur ( $k$ ),
4. membuat persamaan diferensial gerakan,
5. menghitung frekuensi sudut ( $\omega$ ),
6. menghitung frekuensi ( $f$ ),
7. menghitung waktu getar alami ( $T$ ),
8. menghitung redaman ( $c$ ),
9. menghitung percepatan awal ( $\ddot{y}_0$ ),
10. menghitung konstanta-konstanta  $a_1, a_2, a_3, a_4$ ,
11. menghitung kekakuan efektif ( $\bar{k}$ )
12. menghitung gaya efektif  $\bar{\Delta}F$
13. menghitung  $\hat{\Delta}y, \hat{\Delta}\dot{y}, \hat{\Delta}\ddot{y}$
14. menghitung  $\{v\}, \{i\}, \{j\}$ .
15. Menghitung simpangan antar tingkat (Interstorey Drift)
16. Menghitung gaya horisontal tingkat ( $F$ )
17. Menghitung gaya geser tingkat ( $V_t$ )
18. Menghitung gaya geser dasar ( $V_d$ )
19. Menghitung Momen guling ( $M_g$ )

Pengolahan data dilakukan dengan menggunakan komputer NRMDOFS 2000 yang kami ciptakan dengan software Microsoft Visual Basic untuk

## BAB V

### ANALISIS DAN PEMBAHASAN

#### 5.1 Pendahuluan

Perhitungan dinamik menggunakan fasilitas yang tersedia pada program NRMDOFS 2000 yang dibuat dengan bahasa Microsoft Visual Basic, dengan cara mengaplikasikan tahapan perhitungan manual. *Input* dalam analisa adalah berupa massa, kekakuan, selang waktu ( $\Delta t$ ),  $T$  maksimum, jumlah tingkat, tinggi tingkat, data percepatan tanah. Perhitungan analisa dinamik meliputi perhitungan simpangan, kecepatan, percepatan, *Interstorey Drift*, gaya horisontal tingkat, gaya geser kumulatif tingkat, gaya geser dasar, dan momen guling yang semuanya merupakan respon struktur akibat beban dinamik berupa percepatan tanah

#### 5.2 Perhitungan Pembebanan Struktur

##### 5.2.1. Struktur 6 lantai

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 4.2). Beban merata termasuk di dalamnya 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 PPTGIUG 1983 diperoleh data

- a. Beban hidup ( $q_l$ ) pada atap gedung : 100 kg/m<sup>2</sup>.
- b. Beban hidup ( $q_l$ ) pada lantai gedung : 250 kg/m<sup>2</sup>.

Sehingga beban hidup yang bekerja pada portal E ( Gambar 4 2) dapat dihitung dengan rumus :

$$W_l = q_l \times b \times l \dots\dots\dots(5.1)$$

dimana  $W_l$ ,  $q_l$ ,  $b$  dan  $l$  adalah berat beban hidup, beban hidup merata, lebar daerah pembebanan dan panjang portal. Dengan rumus di atas diperoleh

- a. Plat atap = 100 x 18,4 x 4,6 = 84645 kg = 8,464 Ton.
- b. Plat lantai = 250 x 18,4 x 4,6 = 21160 kg = 21,16 Ton.

## 2. Perhitungan berat beban mati ( $W_d$ )

Dimensi balok telah ditentukan, seperti telah dijelaskan di muka (lihat Tabel 4.2). Asumsi tebal plat atap dan plat lantai secara berurutan adalah sebesar 10 cm dan 12cm. Perhitungan berat beban mati dapat dicari dengan rumus :

$$W_d = b \times h \times l \times \gamma \dots\dots\dots(5.2)$$

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

### a. Beban mati

#### a.1 Lantai

$$a.1.1 \text{ Pelat} = 0,12 \times 2,4 \times 18,4 \times 4,6 = 24,376 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 \text{a.1.2 Tegel} &= 0,02 \times 2,4 \times 18,4 \times 4,6 = 4,063 \text{ ton} \\
 \text{a.1.3 Spesi + pasir} &= 0,04 \times 2,4 \times 18,4 \times 4,6 = 7,11 \text{ ton} \\
 \text{a.1.4 Langit-langit + penggantung} &= 0,18 \text{ ton} \\
 \hline
 \text{Wd} &= 35,729 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

a.2 Atap

$$\begin{aligned}
 \text{a.2.1 Plat atap} &= 0,10 \times 2,4 \times 18,4 \times 4,6 = 20,314 \text{ Ton} \\
 \text{a.2.2 Langit-langit + penggantung} &= 0,18 \text{ ton} \\
 \text{a.2.3 Finishing} &= 0,02 \times 18,4 \times 4,6 \times 2,4 = 4,063 \text{ ton} \\
 \hline
 \text{Wd} &= 24,557 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

b. Beban mati akibat balok

$$\text{b.1 Dimensi balok } 30/50 = 0,30 \times 0,5 \times 2,4 \times 18,4 = 6,624 \text{ Ton}$$

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

$$W_{tot} = W_d + W_l \dots \dots \dots (5.3)$$

dengan  $W_{tot}$ ,  $W_d$  dan  $W_l$  adalah berat total, berat beban mati dan berat beban hidup. Dengan persamaan di atas diperoleh beban tiap tingkat, seperti disajikan pada Tabel 5.1, berikut :

**Tabel. 5.1** Hasil perhitungan beban tiap lantai pada struktur 6 lantai

No.	Lantai	Beban tiap lantai (Ton)
1	1,2,3,4,5	63,513
2	6	39,645

### 5.2.2. Struktur 12 lantai

Diambil dari data struktur tugas akhir Jayadi dan Dhani :

**Tabel. 5.2** Hasil perhitungan beban tiap lantai pada struktur 12 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

### 5.2.3. Struktur 18 lantai

Dengan cara yang sama pada perhitungan struktur 6 lantai didapatkan :

**Tabel. 5.3** Hasil perhitungan beban tiap lantai pada struktur 18 lantai

No.	Lantai	Beban tiap lantai (Ton)
1	1,2,3,4	72,7866
2	5,6,7,8,9	70,7994
3	10,11,12,13	70,0266
4	14,15,16	67,4874
5	17	64,617
6	18	40,749

## 5.3 Perhitungan Massa dan Kekakuan

### 5.3.1 Struktur 6 Lantai

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



Massa tingkat dihitung dengan rumus 3.1 , dimana massa adalah berat dibagi percepatan gravitasi. Di dalam perhitungan ini percepatan gravitasi diambil sebesar  $980 \text{ cm/det}^2$ .

Dari rumus tersebut maka massa untuk lantai satu dapat dihitung sebagai berikut :

$$m_1 = w_1/g, \text{ dimana } w_1 = 84680 \text{ kg, sehingga}$$

$$m_1 = 84680/980 = 71,57 \text{ kg det}^2/\text{cm}$$

dengan cara yang sama, maka harga massa tiap tingkat dapat dicari, dan hasilnya seperti terlihat pada Tabel 5.4.

**Tabel. 5.4** Hasil perhitungan massa pada struktur 6 lantai

No.	Lantai	Massa (kg. Det <sup>2</sup> /cm)
1	1,2,3,4,5	64,80918
2	6	40,45408

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 3.23. Dengan melihat data struktur maka kekakuan dihitung secara paralel yaitu kekakuan tiap lantai merupakan jumlah dari kekakuan kolom, secara matematis dapat dituliskan dengan rumus 3.24, sehingga kekakuan tingkat satu dapat dihitung dengan rumus 3.25 sebagai berikut :

$$K_{ctp} = 200000 * 30 * 30^3 / 300^3 = 6000 \text{ kg/cm}$$

$$K_{ctg} = 200000 * 35 * 35^3 / 300^3 = 11115.74074 \text{ kg/cm}$$

$$k_{1l} = 2 * 6000 + 11115.74074 = 23115.74074 \text{ kg/cm}$$

selanjutnya hasil perhitungan kekakuan tingkat disajikan dalam Tabel 5.5

**Tabel. 5.5** Hasil perhitungan kekakuan pada struktur 6 lantai

No.	Lantai	Kekakuan (kg/cm)
1	1,2,3,4,5,6	23115.74074

### 5.3.2 Struktur 12 Lantai

Diambil dari data struktur tugas akhir Jayadi dan Dhani :

**Tabel. 5.6** Hasil perhitungan massa pada struktur 12 lantai

No.	Lantai	Massa (kg. Det <sup>2</sup> /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

**Tabel. 5.7** Hasil perhitungan kekakuan pada struktur 12 lantai

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

### 5.3.3 Struktur 18 Lantai

Dengan rumus yang sama pada perhitungan struktur 6 lantai maka dapat dihitung massa dan kekakuan tiap lantai. Perhitungan massa untuk lantai satu dapat dihitung sebagai berikut :

$$m_1 = w_1/g, \text{ dimana } w_1 = 78786,6 \text{ kg, sehingga}$$

$$m_1 = 78786,6 / 980 = 74,272,04 \text{ kg det}^2/\text{cm}$$

**Tabel. 5.8** Hasil perhitungan massa pada struktur 18 lantai

No.	Lantai	Massa (kg. Det <sup>2</sup> /cm)
1	1,2,3,4	74,27204
2	5,6,7,8,9	72,24428
3	10,11,12,13	71,45571
4	14,15,16	68,86469
5	17	65,93571
6	18	41,58061

Perhitungan kekakuan, misalnya kekakuan pada lantai 1, ukuran kolom berikut: tepi 80/110 dan kolom tengah 90/120, maka kekakuan yang diperoleh sebagai

$$K_{ctp} = 200000 \cdot 80 \cdot 110^3 / 650^3 = 77545.7442 \text{ kg/cm}$$

$$K_{ctg} = 200000 \cdot 90 \cdot 120^3 / 300^3 = 113259.899 \text{ kg/cm}$$

$$k_{t1} = 2 \cdot 77545.7442 + 113259.899 = 268351.3883 \text{ kg/cm}$$

selanjutnya hitungan untuk lantai yang lain ditampilkan dalam tabel 5.9.

**Tabel. 5.9** Hasil perhitungan kekakuan pada struktur 18 lantai

No.	Lantai	Kekakuan (kg/cm)
1	1	268351.3883
2	2,3	1151500
3	4, 5,6,7	540265.625
4	8, 9, 10, 11	410664,0625
5	12,13,14,15,16,	182234,375
6	17, 18	121390.625

#### 5.4 Frekuensi Struktur

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

$$\lambda = \omega^2/(k/m) \text{ sehingga } \omega = \sqrt{\lambda \times k/m} \dots \dots \dots (5.4)$$

dengan  $\omega, k, m$  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 :

$$T = 2\pi / \omega \dots \dots \dots (5.5)$$

$$f = 1/T \dots \dots \dots (5.6)$$

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

### 5.5 Kandungan Frekuensi Beban Gempa

Data kandungan frekuensi beban gempa (A/V rasio) yang digunakan dalam penelitian ini secara keseluruhan disajikan pada Tabel 5.10. Dari tabel diketahui bahwa A/V rasio merupakan perbandingan antara percepatan maksimum ( $A_{max}$ ) dan kecepatan maksimum ( $V_{max}$ ) gerakan tanah akibat gempa, serta kelompok gempa dengan kandungan frekuensi rendah, sedang dan tinggi.

**Tabel 5.10** Data kandungan frekuensi beban gempa (A/V rasio)

No.	Beban Gempa	A max (cm/det <sup>2</sup> )	V max (cm/det)	A/V Rasio (g/m/det)	Ket
1	Tlahuae 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 Frekuensi Rendah    0.8 < A/V < 1.2 Sedang    A/V > 1.2 Frekuensi Tinggi

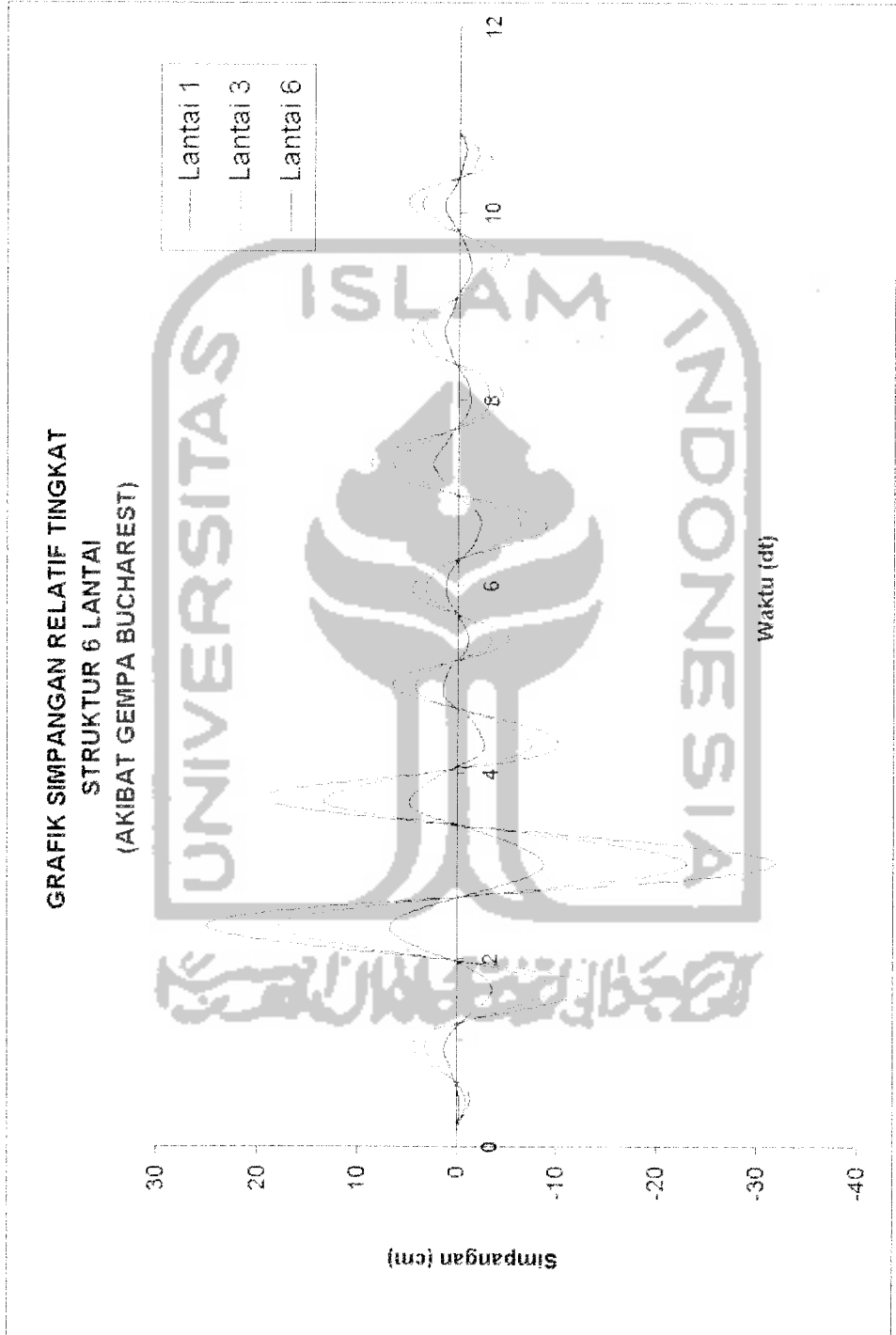
Dari tabel 5.10, penelitian ini menggunakan data gempa yang berdasarkan golongan frekuensi, yaitu gempa Bucharest mewakili gempa frekuensi rendah dengan A/V rasio 0.64222 g/m/det, gempa Petrovac mewakili gempa frekuensi sedang dengan A/V rasio 1.09876 g/m/det, gempa Koyna mewakili gempa frekuensi tinggi dengan A/V rasio 3.46774, yang dianalisis dengan cara

perhitungan respon struktur menggunakan metode Wilson- $\phi$  selanjutnya disajikan pada gambar plot antara simpangan relatif tingkat, interstorey drift, gaya horisontal tingkat, gaya geser kumulatif tingkat, gaya geser dasar dan momen geser lawan waktu.

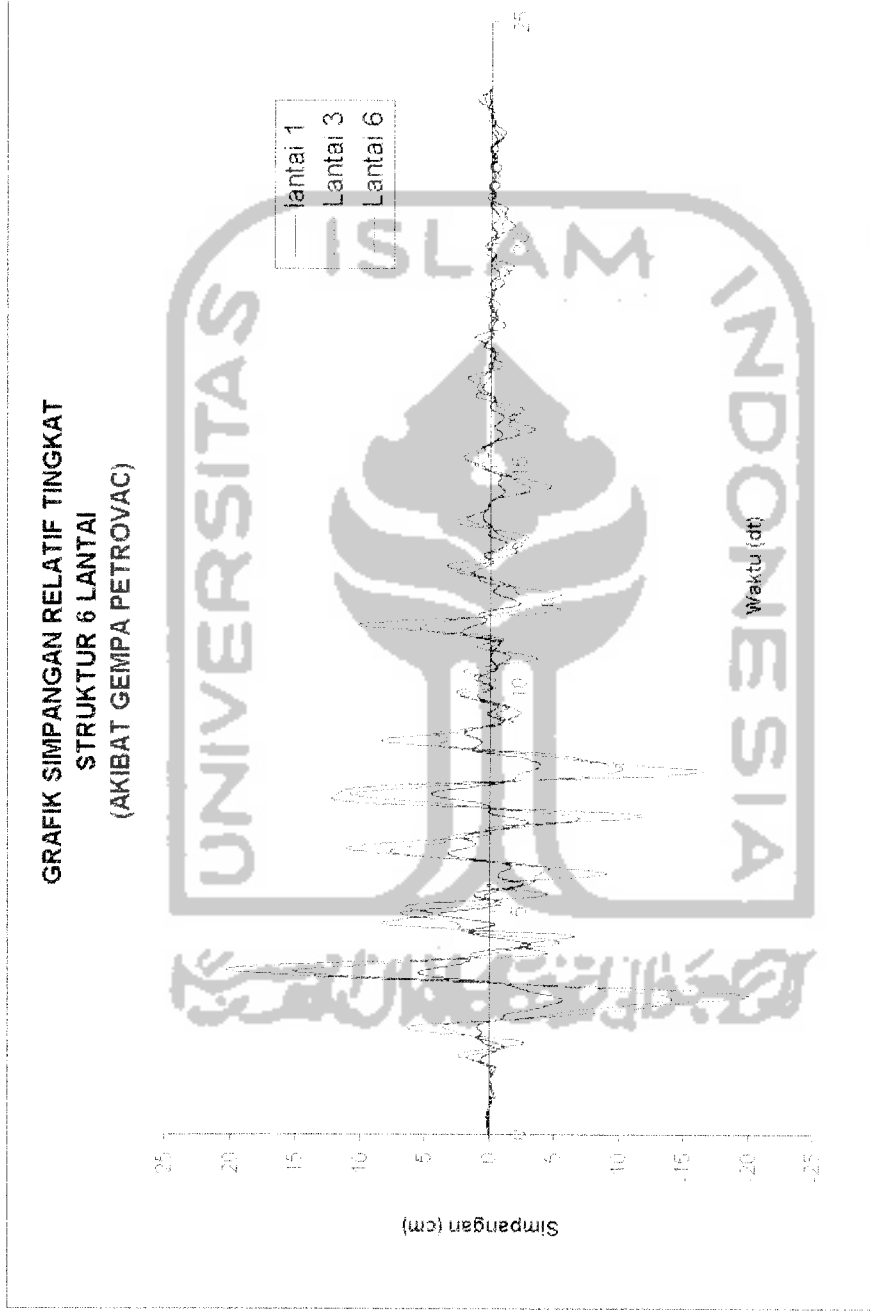
### 5.6 Perhitungan Simpangan Relatif Tingkat

Contoh plot antara simpangan relatif tingkat lawan waktu dapat dilihat pada gambar berikut :



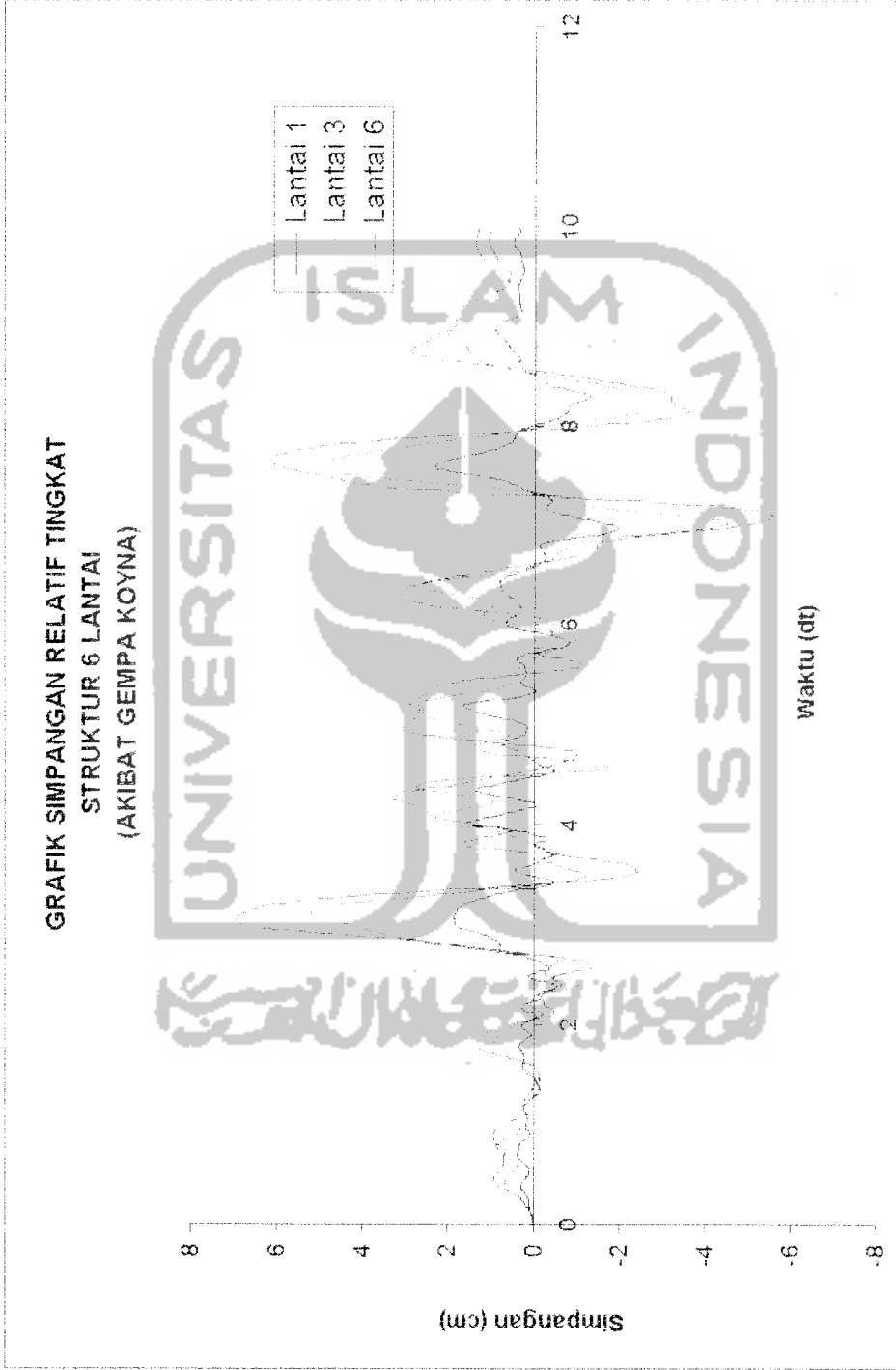


Gambar 5.1 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 lantai

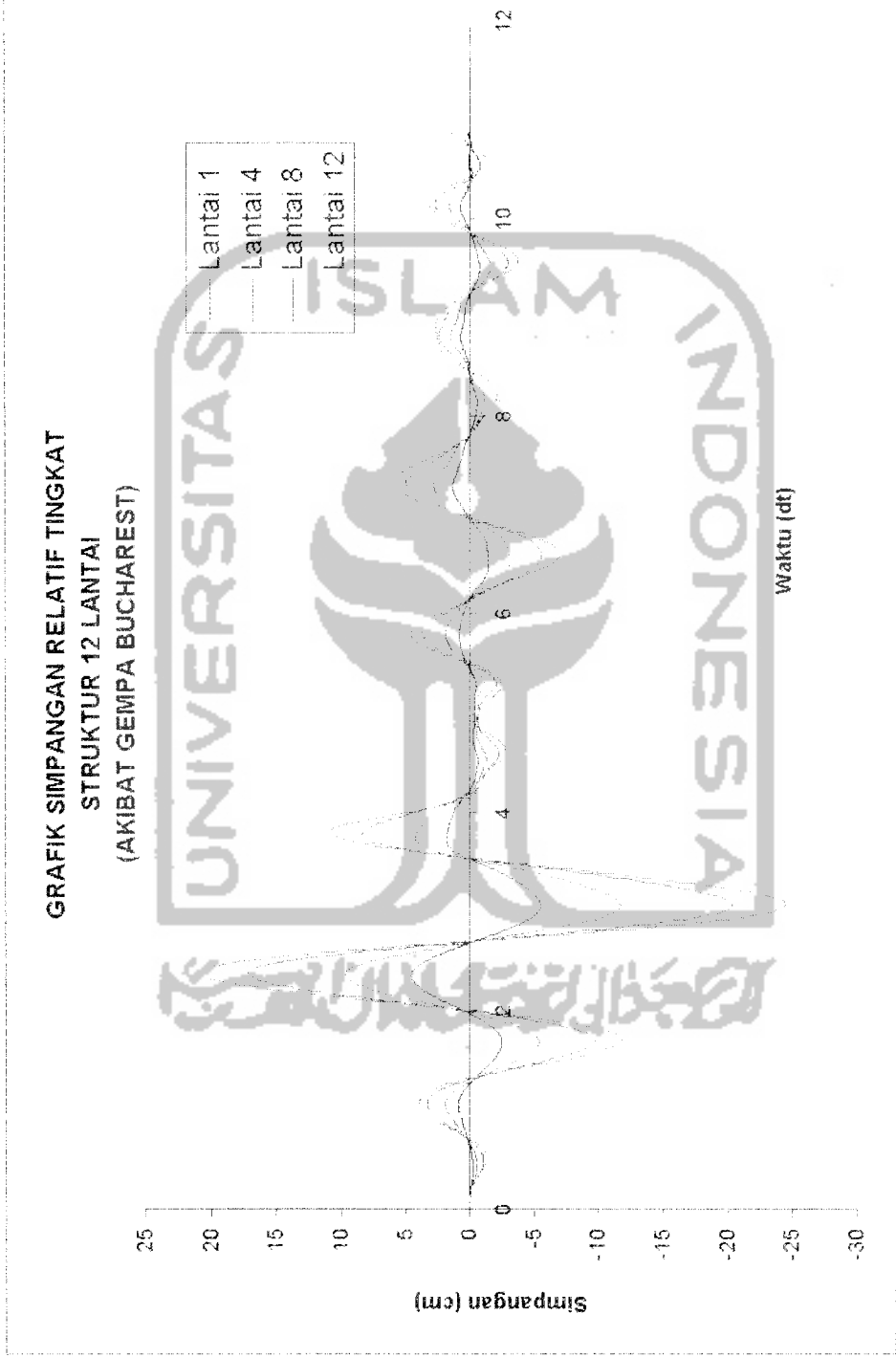


Gambar 5.2 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai

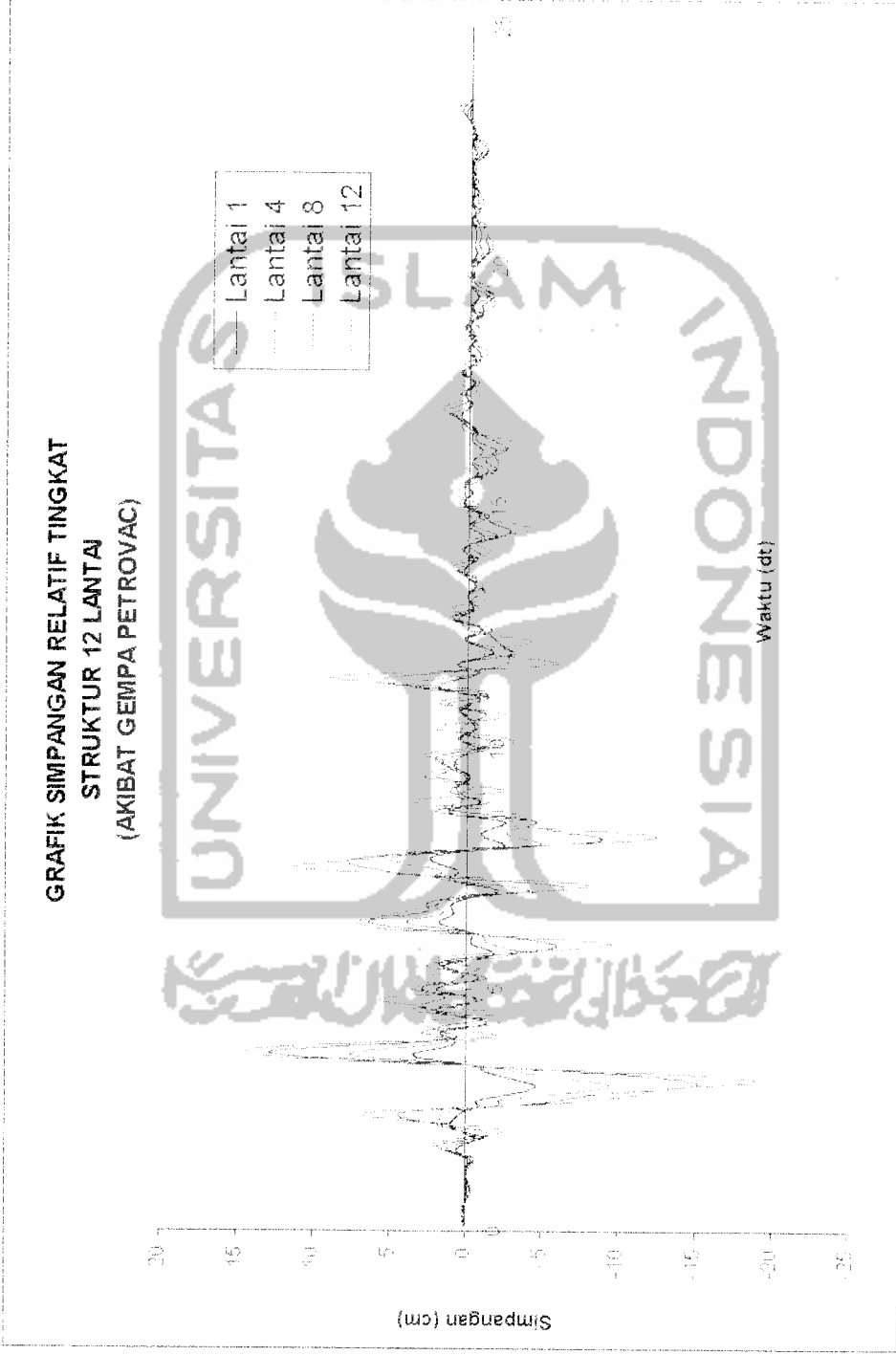




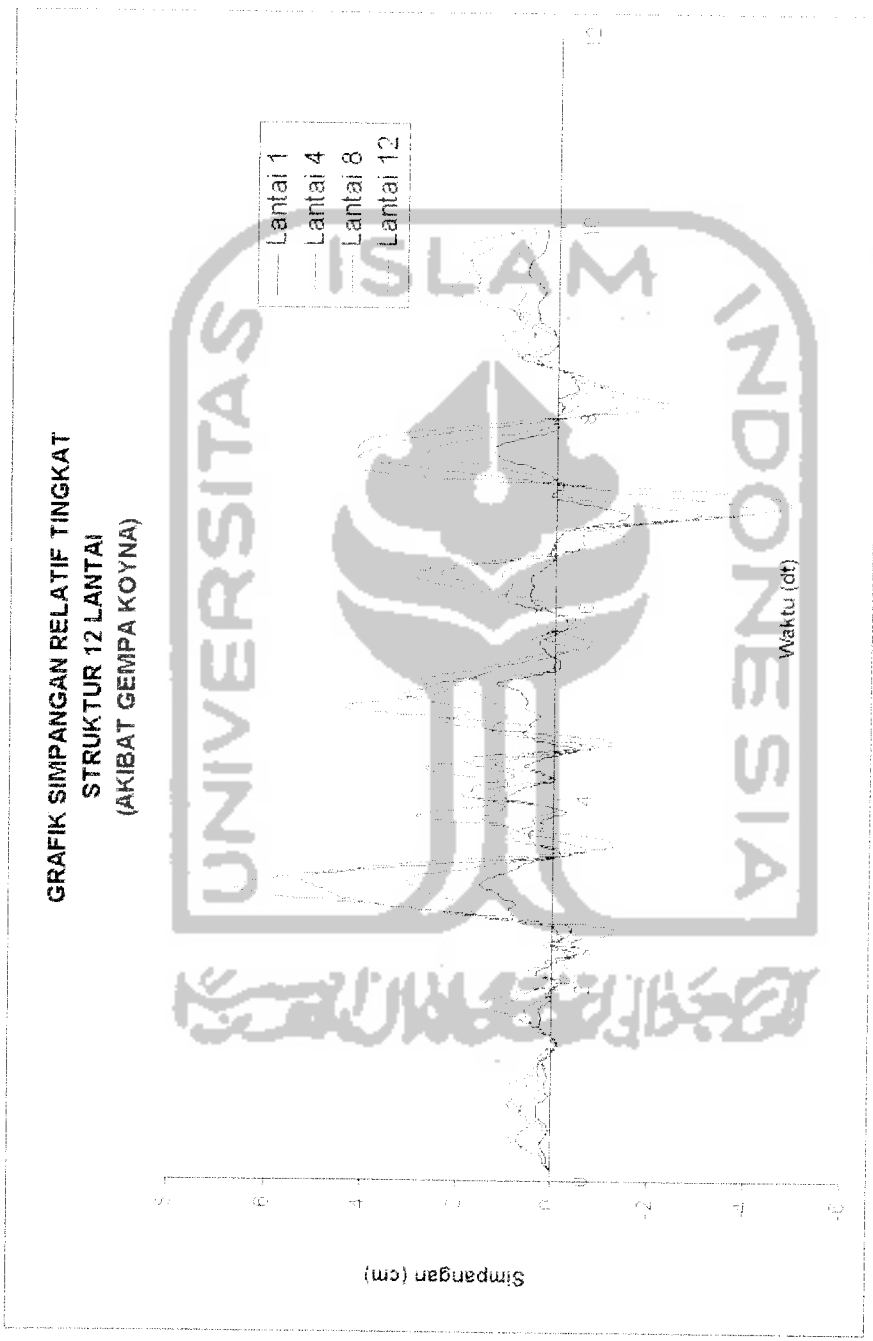
Gambar 5.3 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 lantai



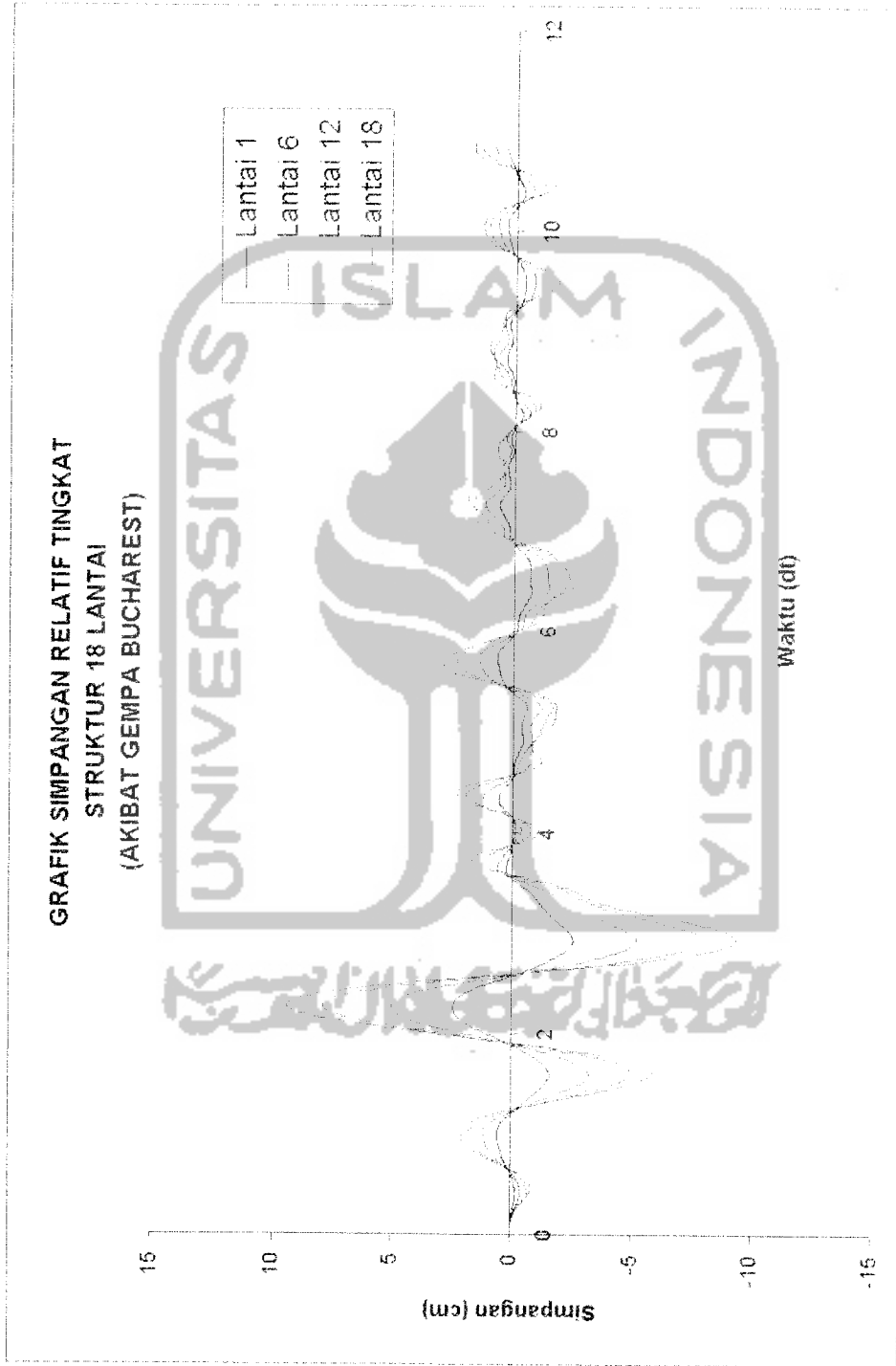
Gambar 5.4 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai



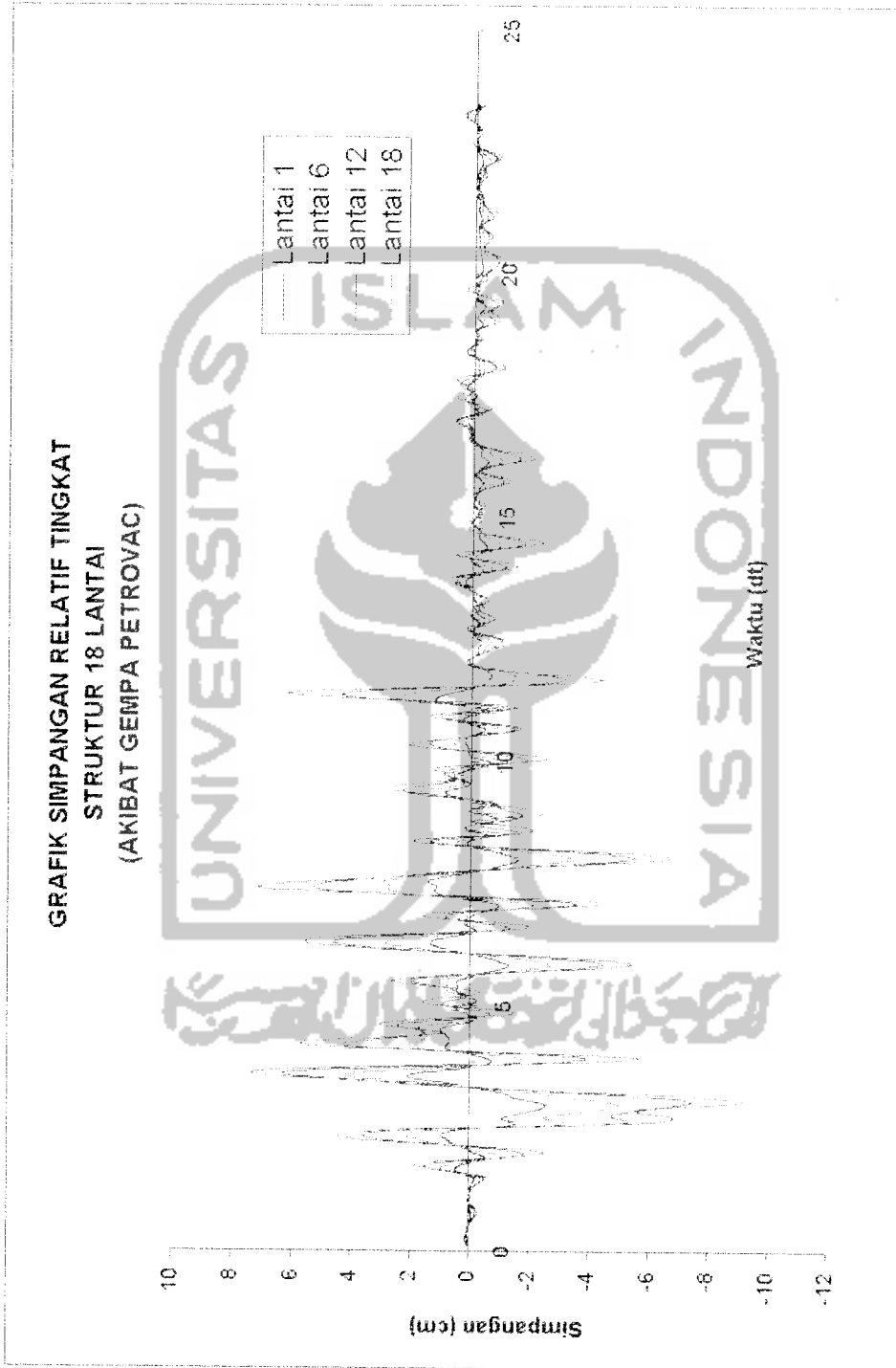
Gambar 5.5 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai



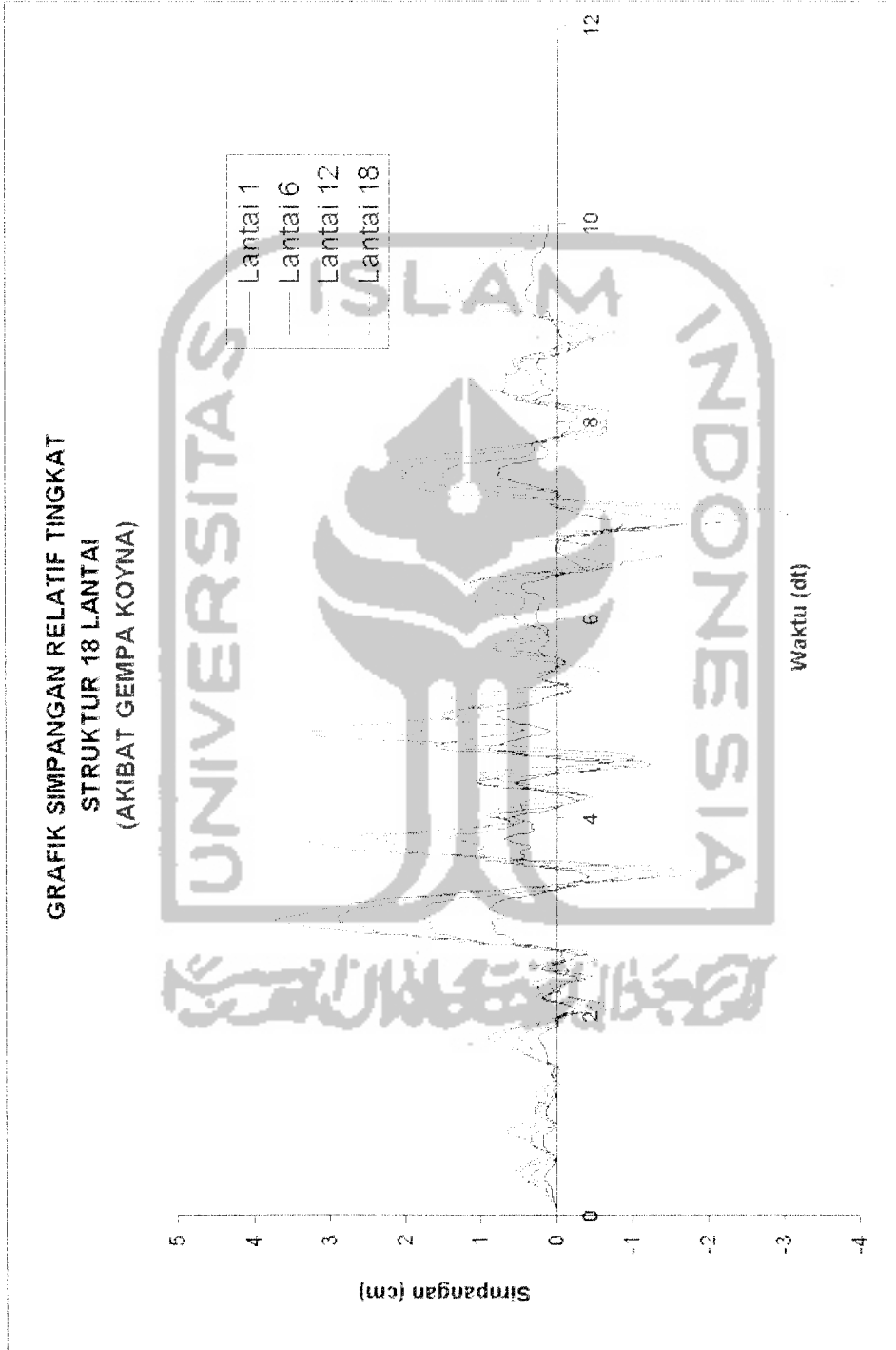
Gambar 5.6 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai



Gambar 5.7 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai



Gambar 5.8 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai



**Gambar 5.** Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Koyna Struktur 18 lantai

### 5.7 Perhitungan Simpangan Antar Tingkat (Interstorey Drift)

$$\Delta y_j(t) = \frac{y_j(t) - y_{j-1}(t)}{h} * 100\% \dots \dots \dots (5.7)$$

Contoh hasil plot simpangan antar tingkat akibat gempa Bucharest, Petrovac dan Koyna.



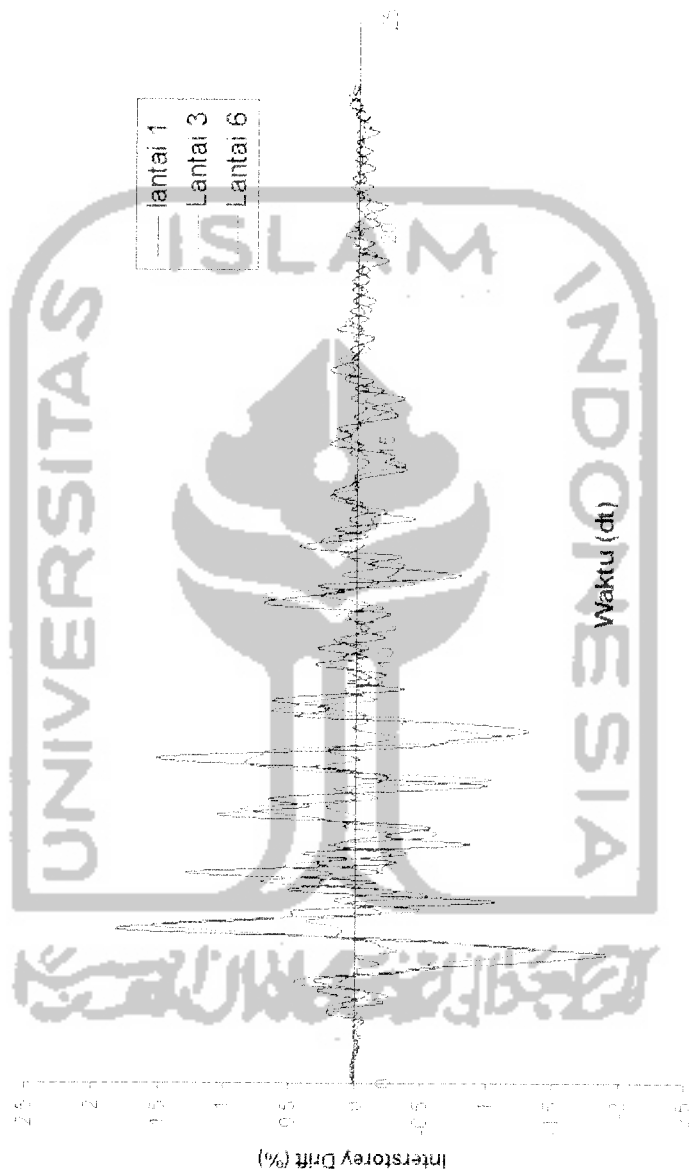
Lantai 6

MA

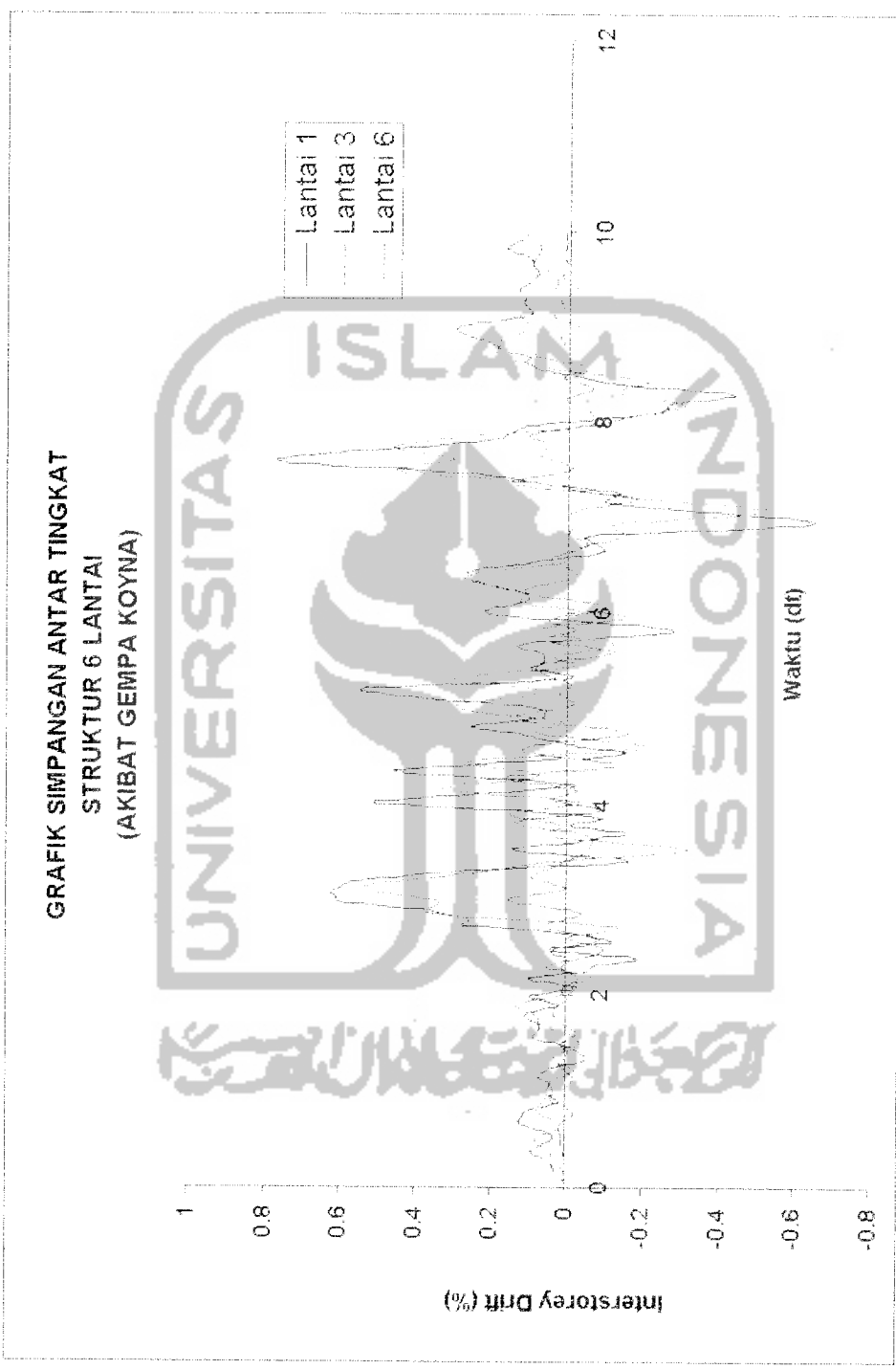
MA



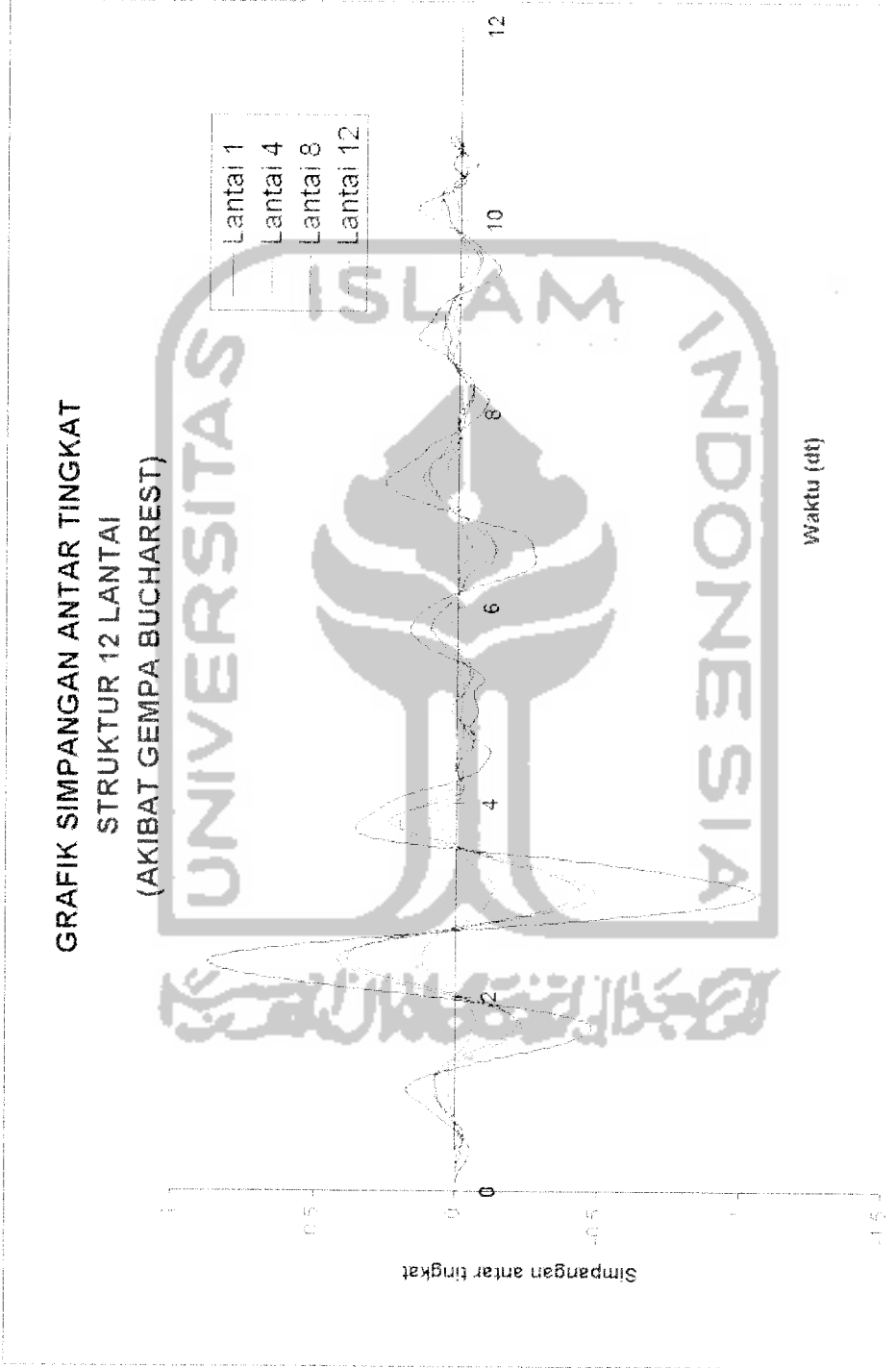
GRAFIK SIMPANGAN ANTAR TINGKAT  
STRUKTUR 6 LANTAI  
(AKIBAT GEMPA PETROVAC)



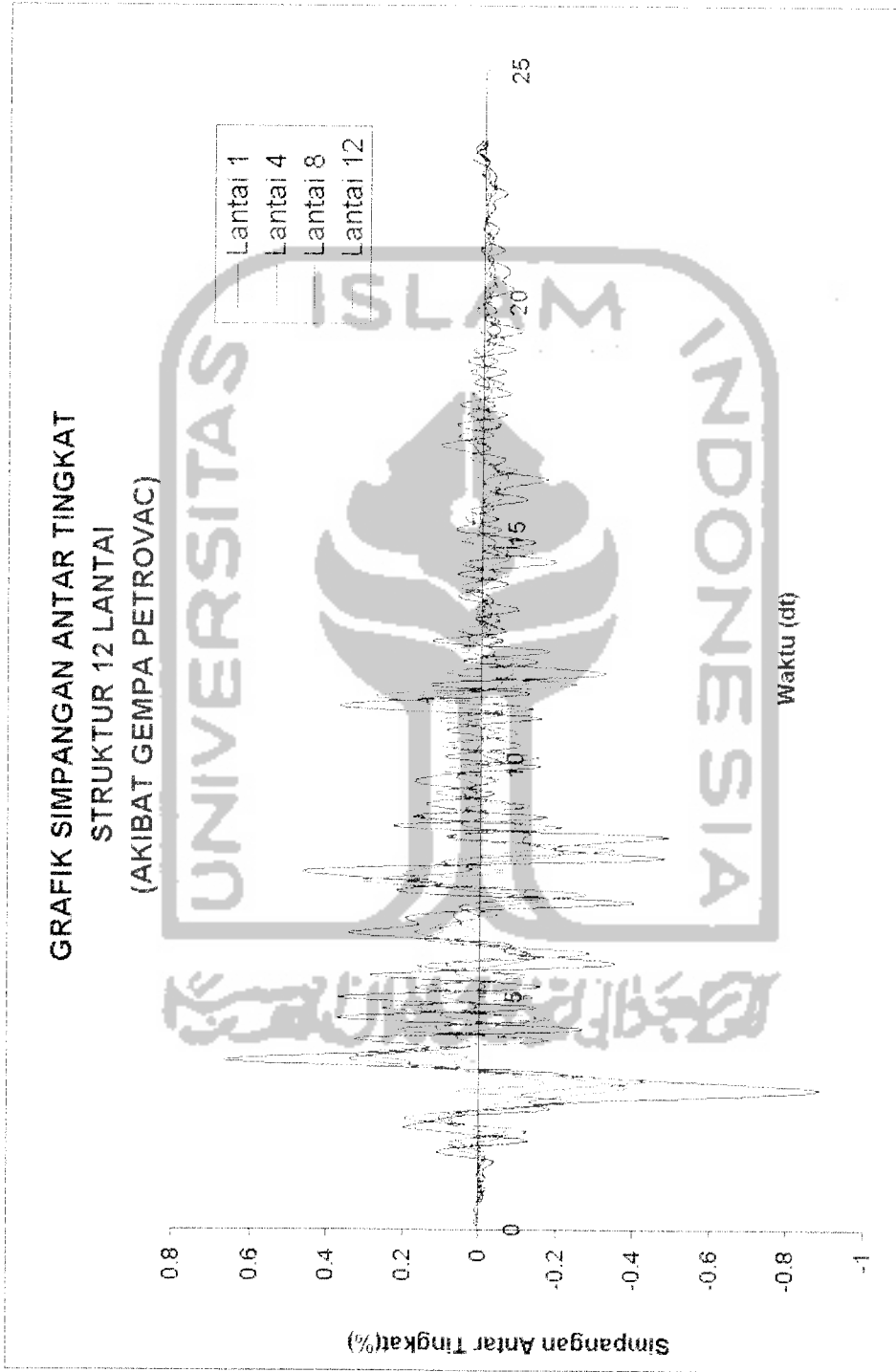
Gambar 5.11 Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai



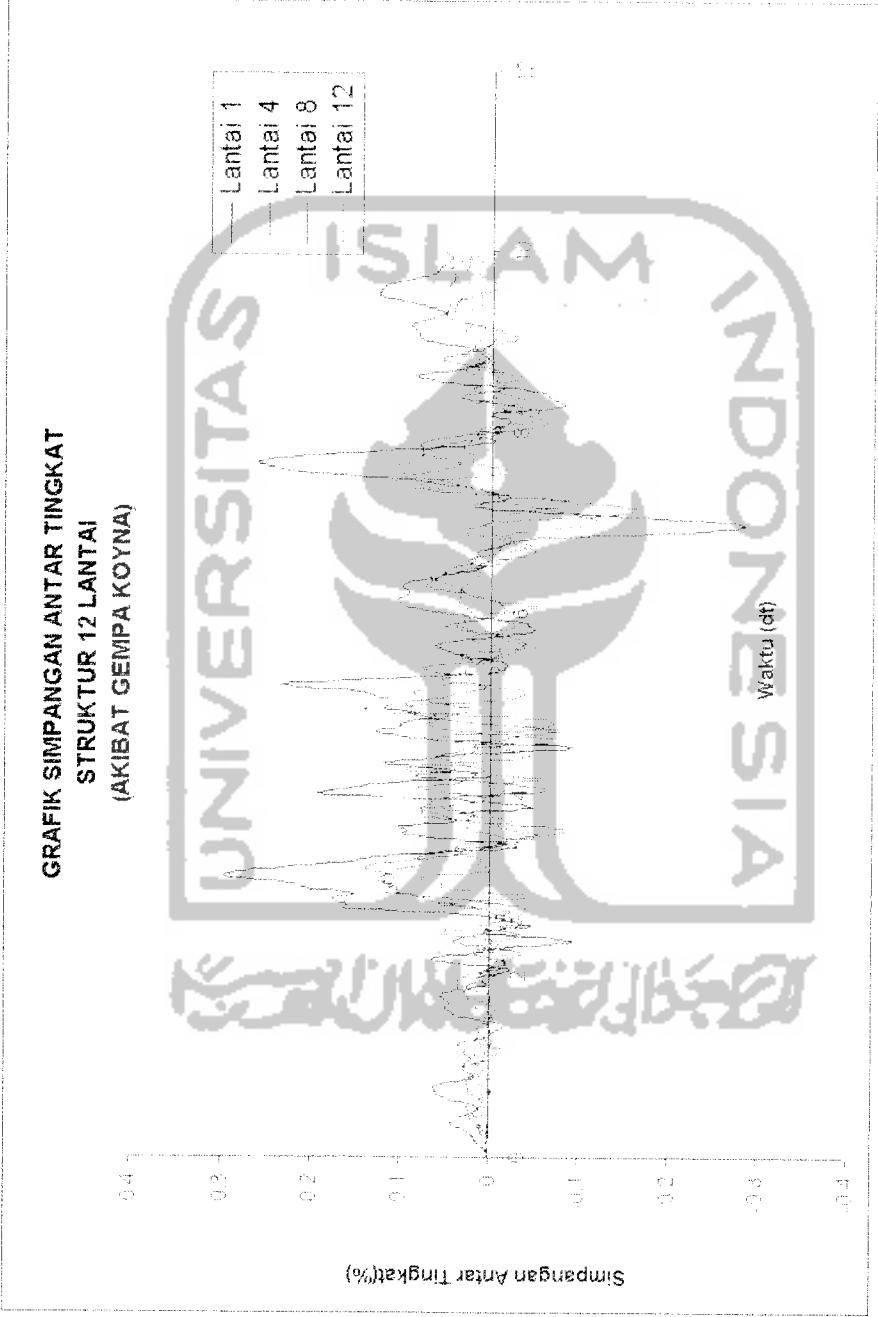
Gambar 5.12 Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyrna struktur 6 lantai



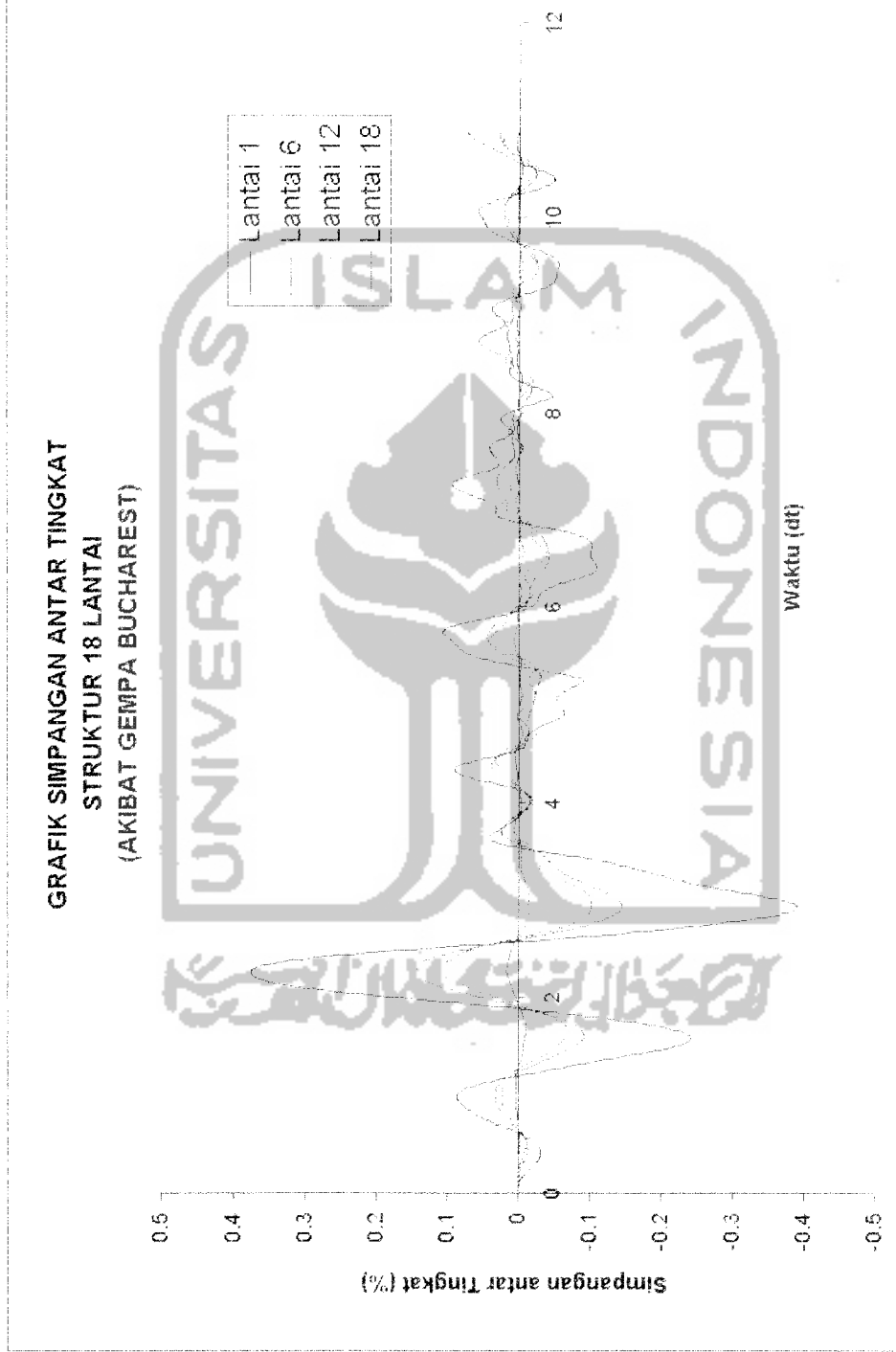
Gambar 5.13 Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai



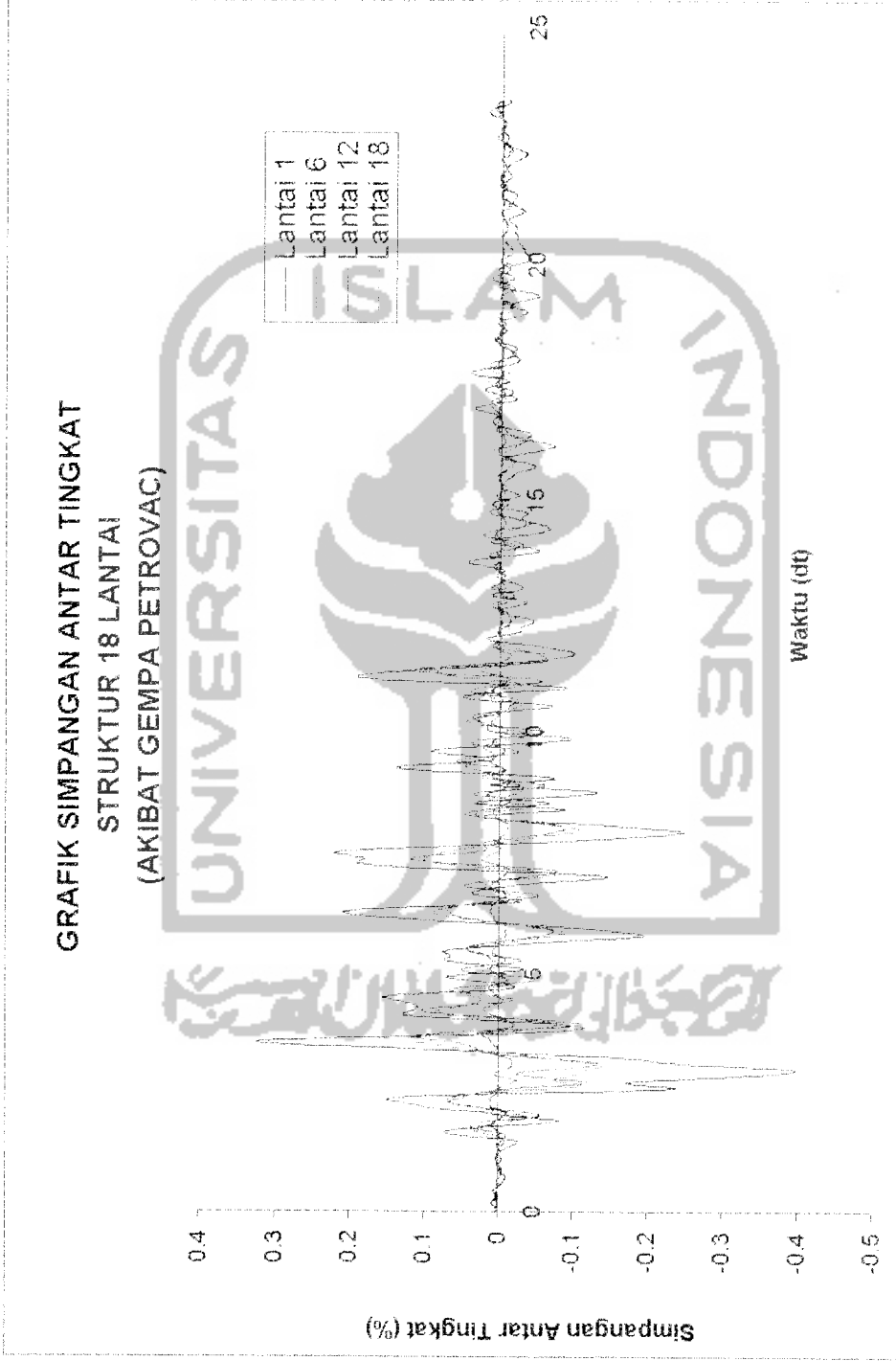
Gambar 5.14 Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai



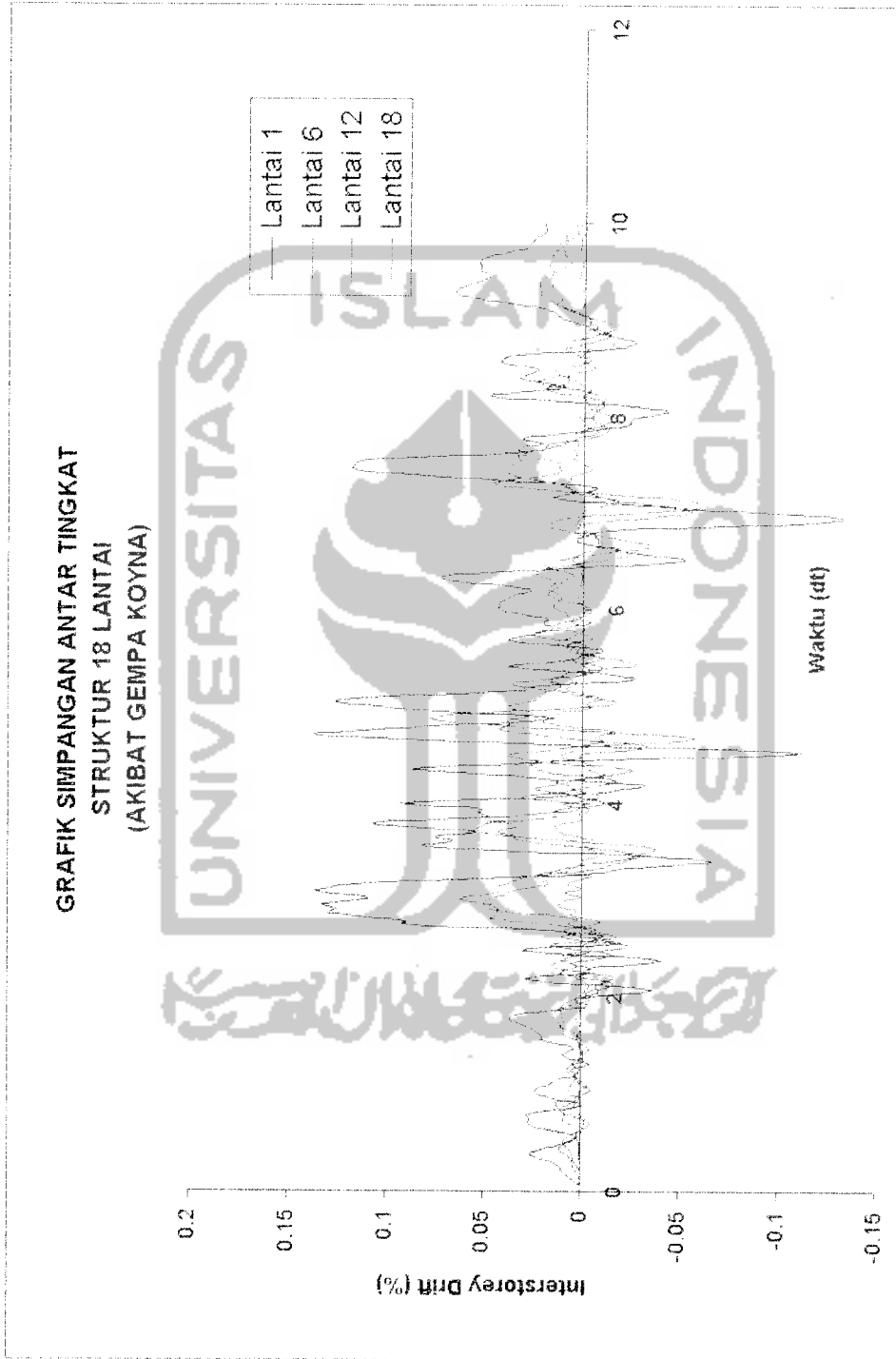
Gambar 5.15 Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyuna struktur 12 lantai



**Gambar 5.16** Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai



Gambar 5.17 Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai



**Gambar 5.18** Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna Struktur 18 lantai

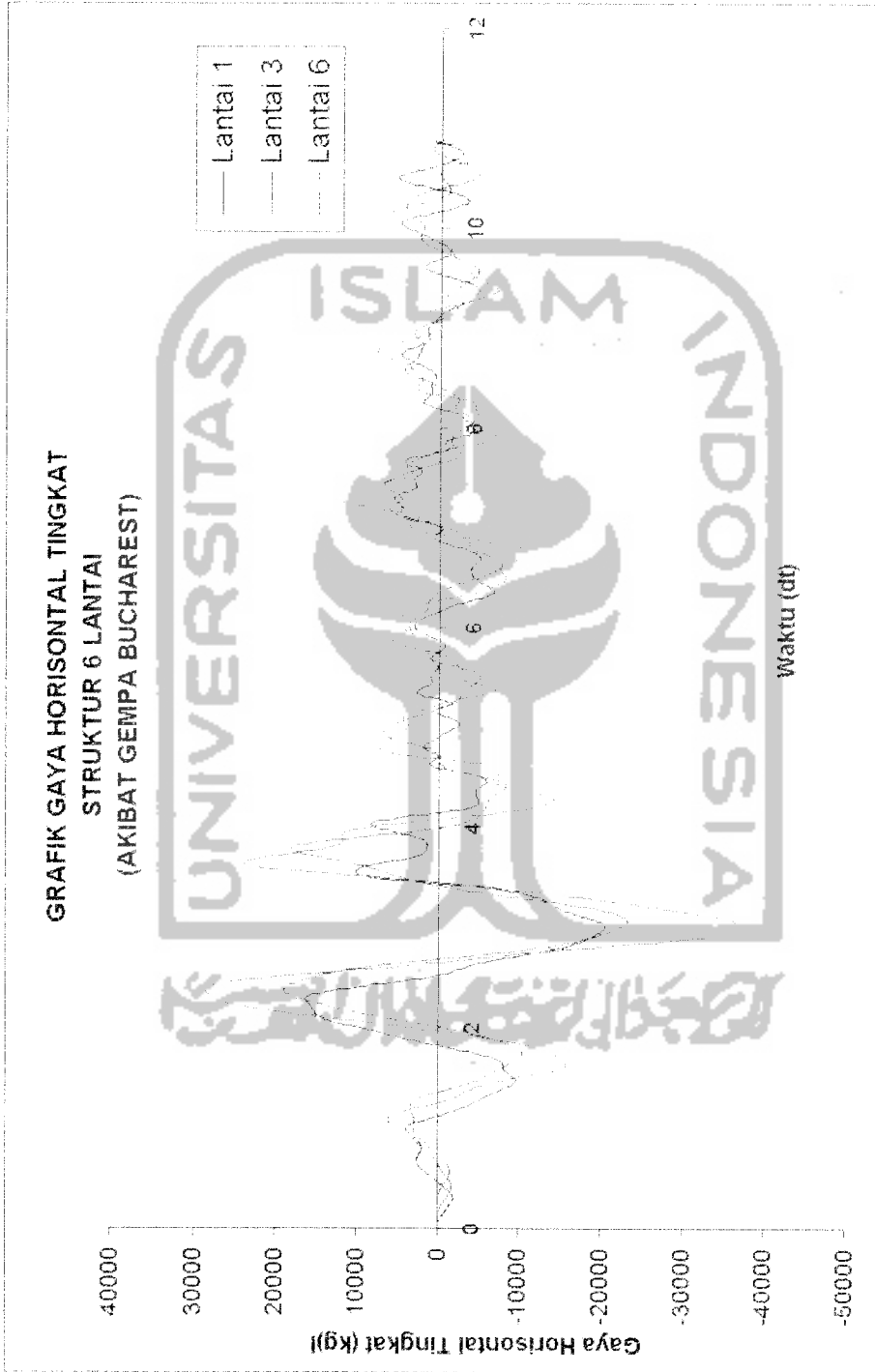


### 5.8. Perhitungan Gaya Horizontal tingkat

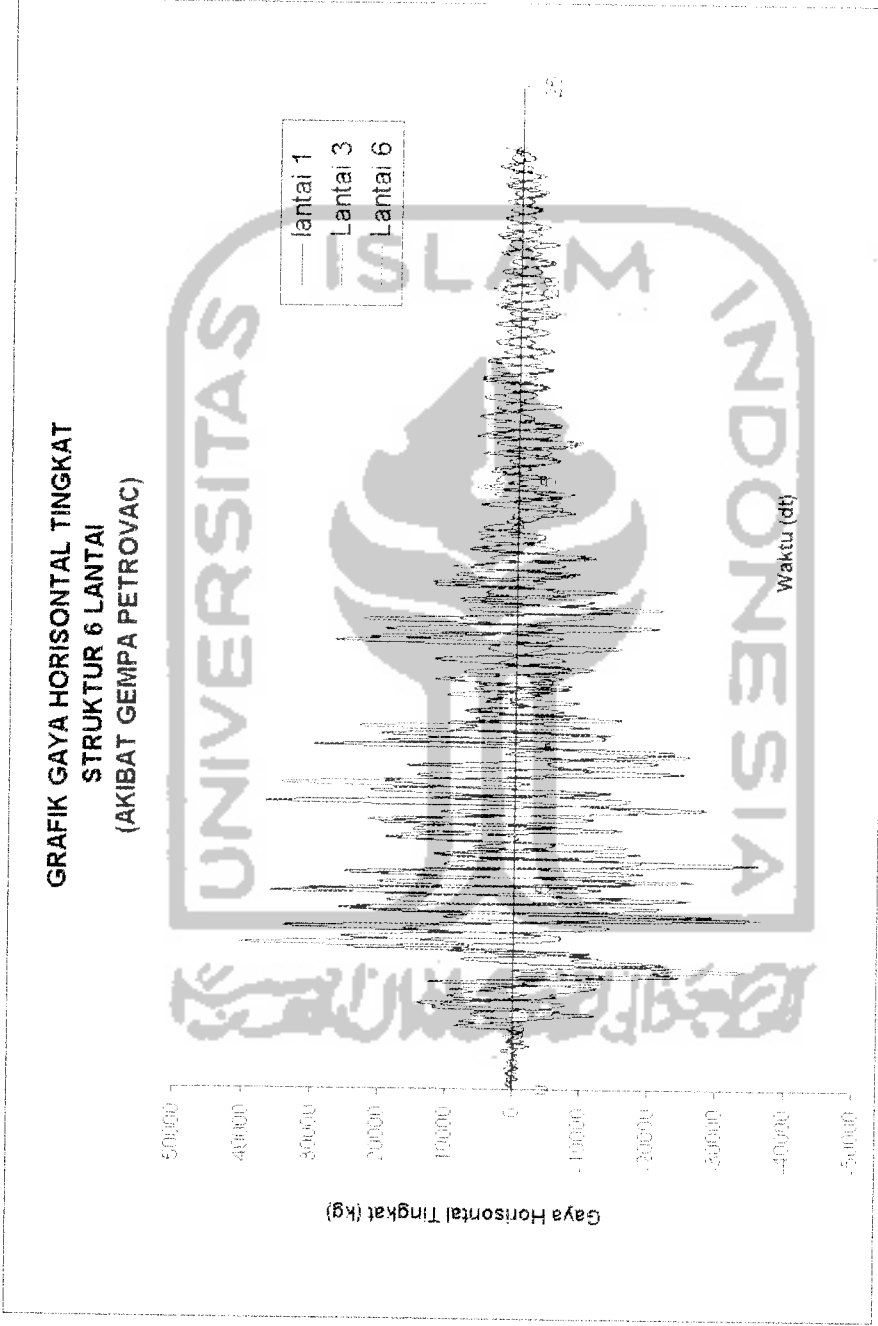
$$F_j(t) = y_j(t) * k_j \dots \dots \dots (5.8)$$

Contoh hasil plot antara gaya horisontal tingkat dengan waktu akibat gempa Bucharest, Petrovac dan Koyna dapat dilihat pada gambar berikut :

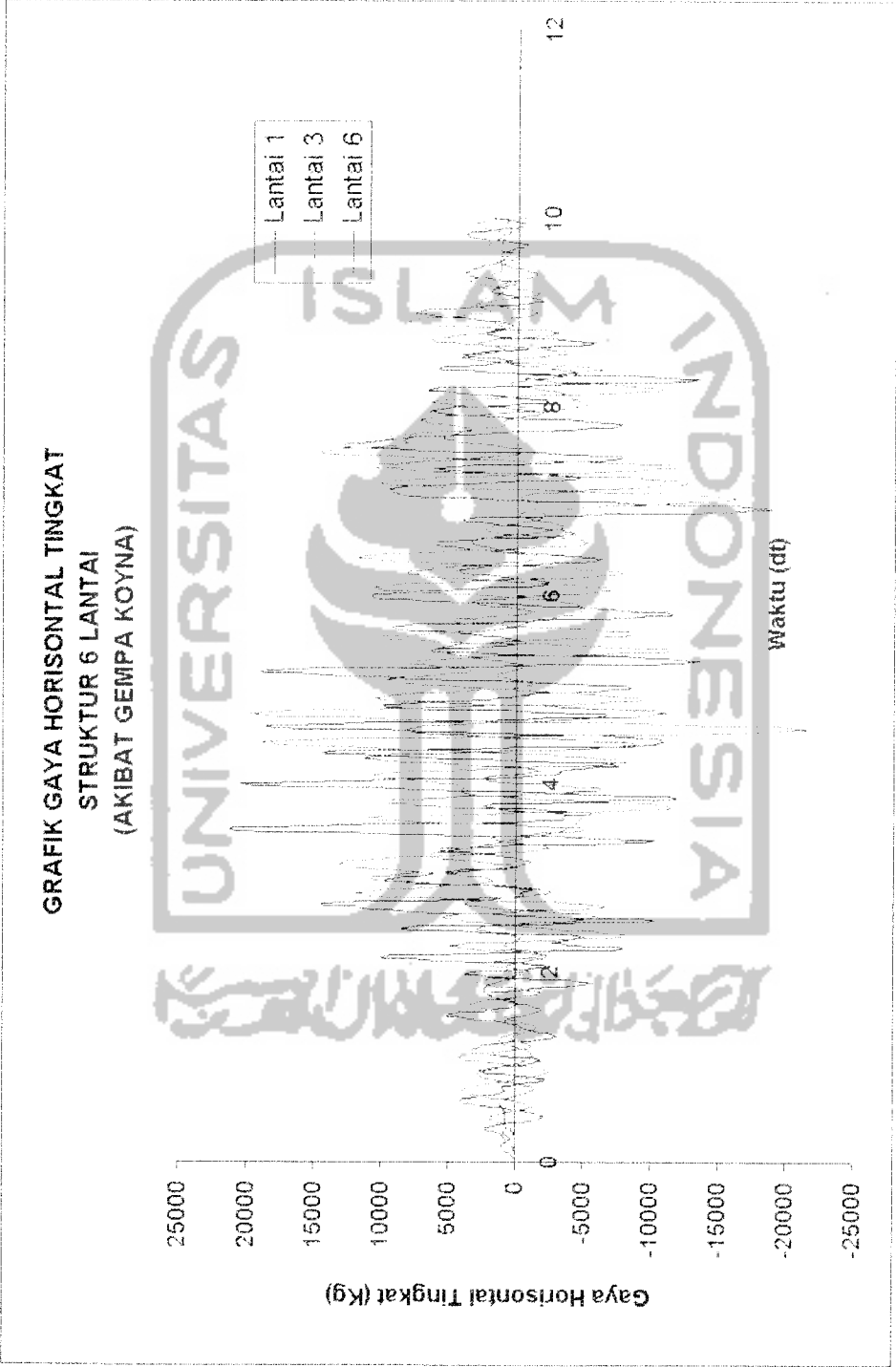




Gambar 5.19 Plot Gaya horizontal tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 lantai



**Gambar 5.20** Plot Simpangan Gaya Horizontal Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai

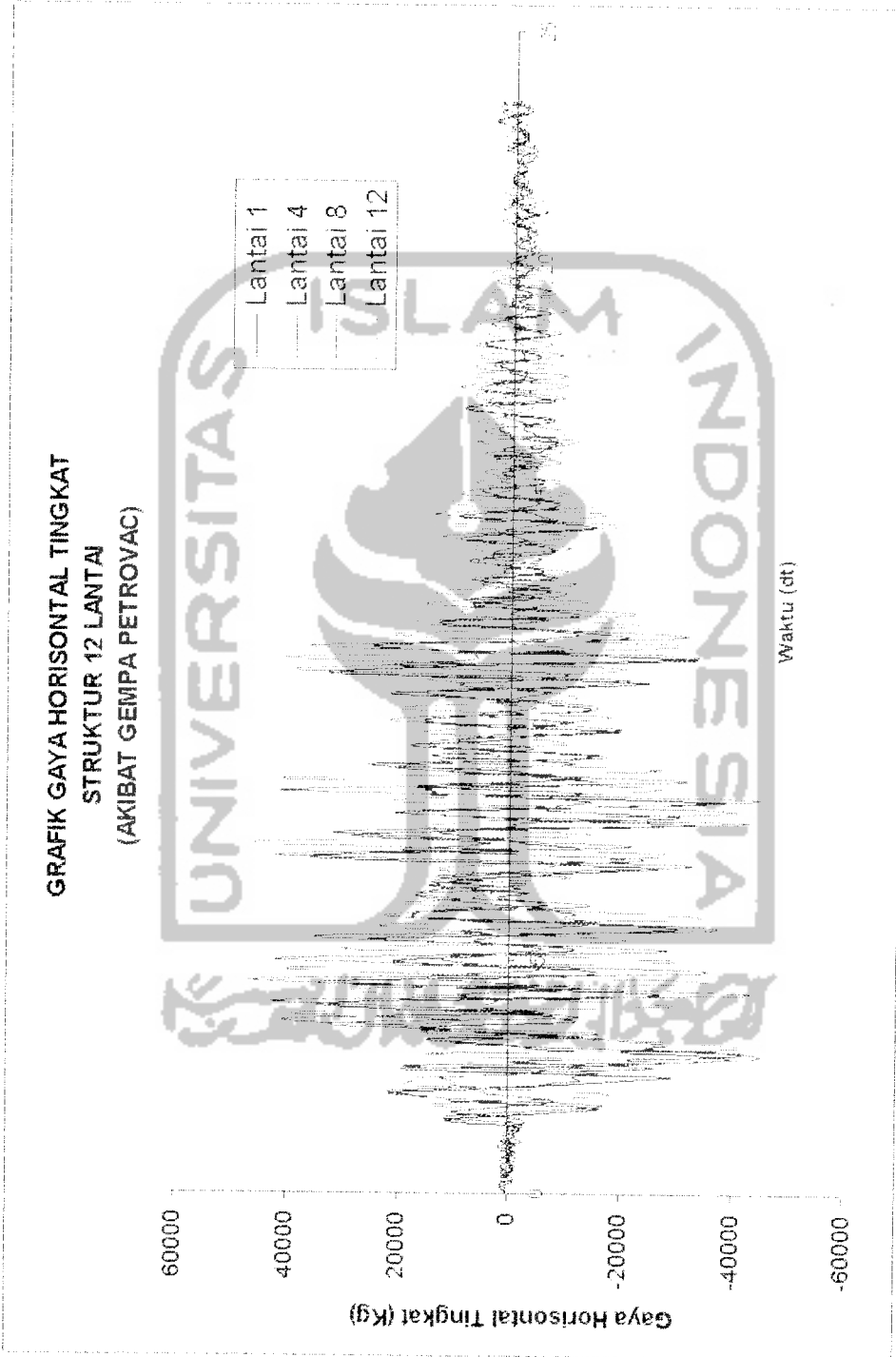


Gambar 5.21 Plot Gaya Horizontal Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 lantai

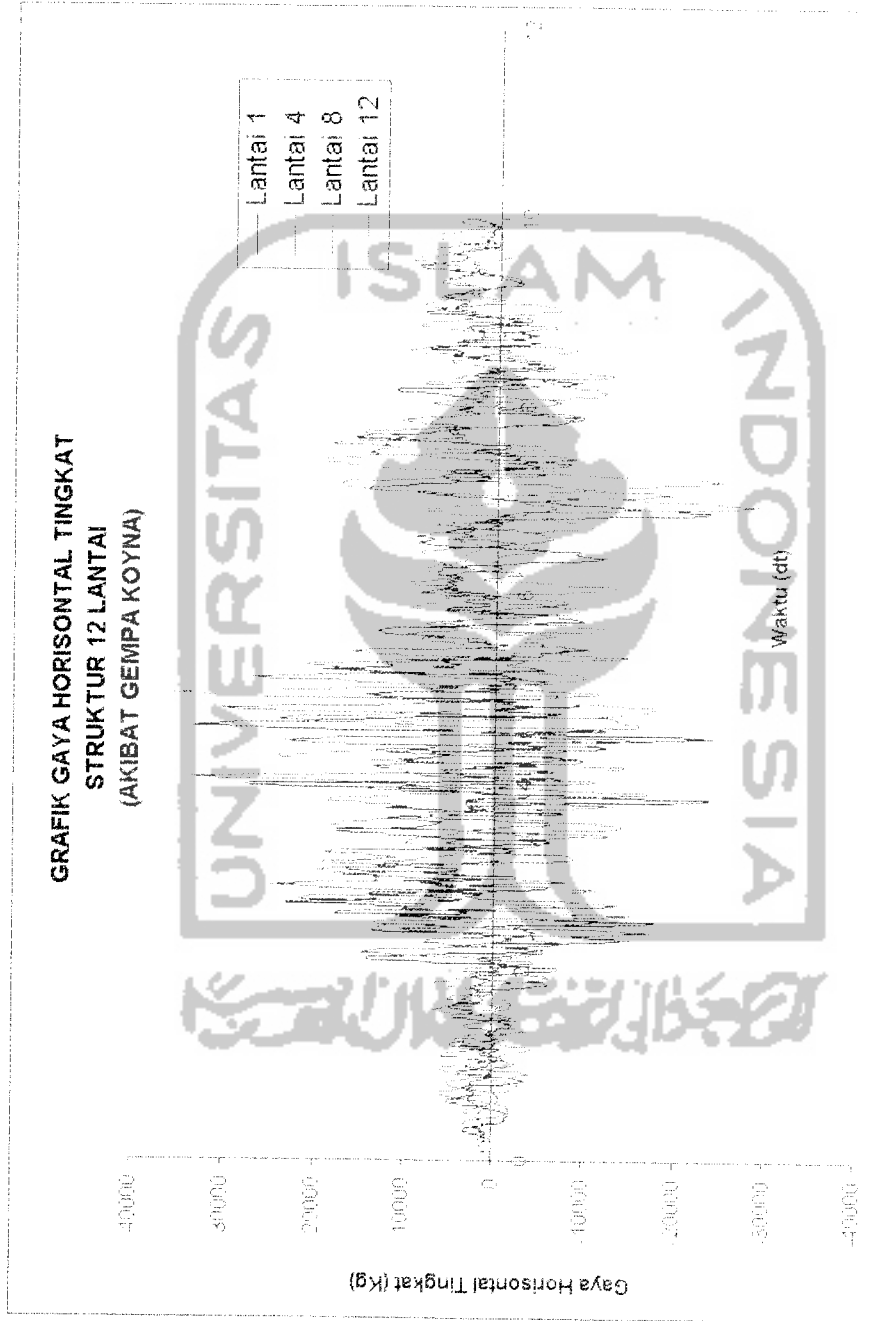
GRAFIK GAYA HORIZONTAL TINGKAT  
 STRUKTUR 12 LANTAI  
 (AKIBAT GEMPA BUCHAREST)



Gambar 5.22 Plot Gaya Horizontal tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai

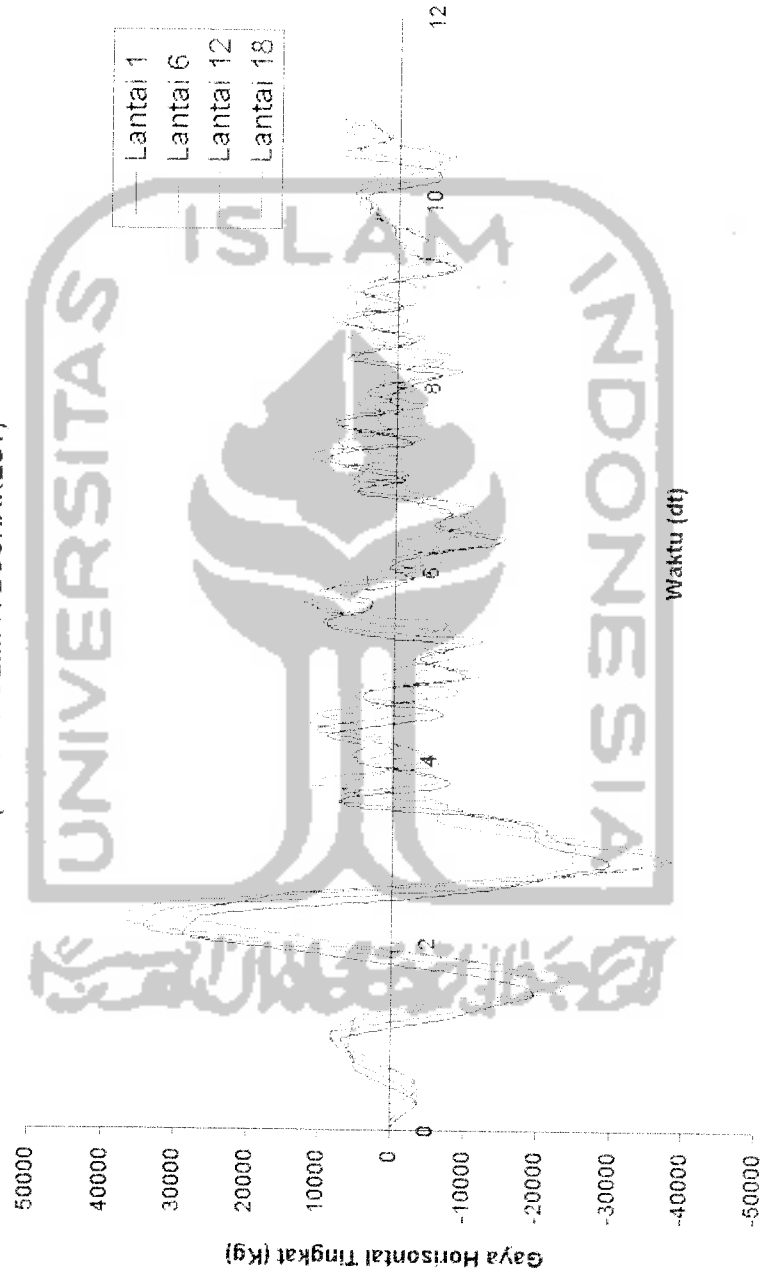


Gambar 5.23 Plot Gaya Horizontal Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai



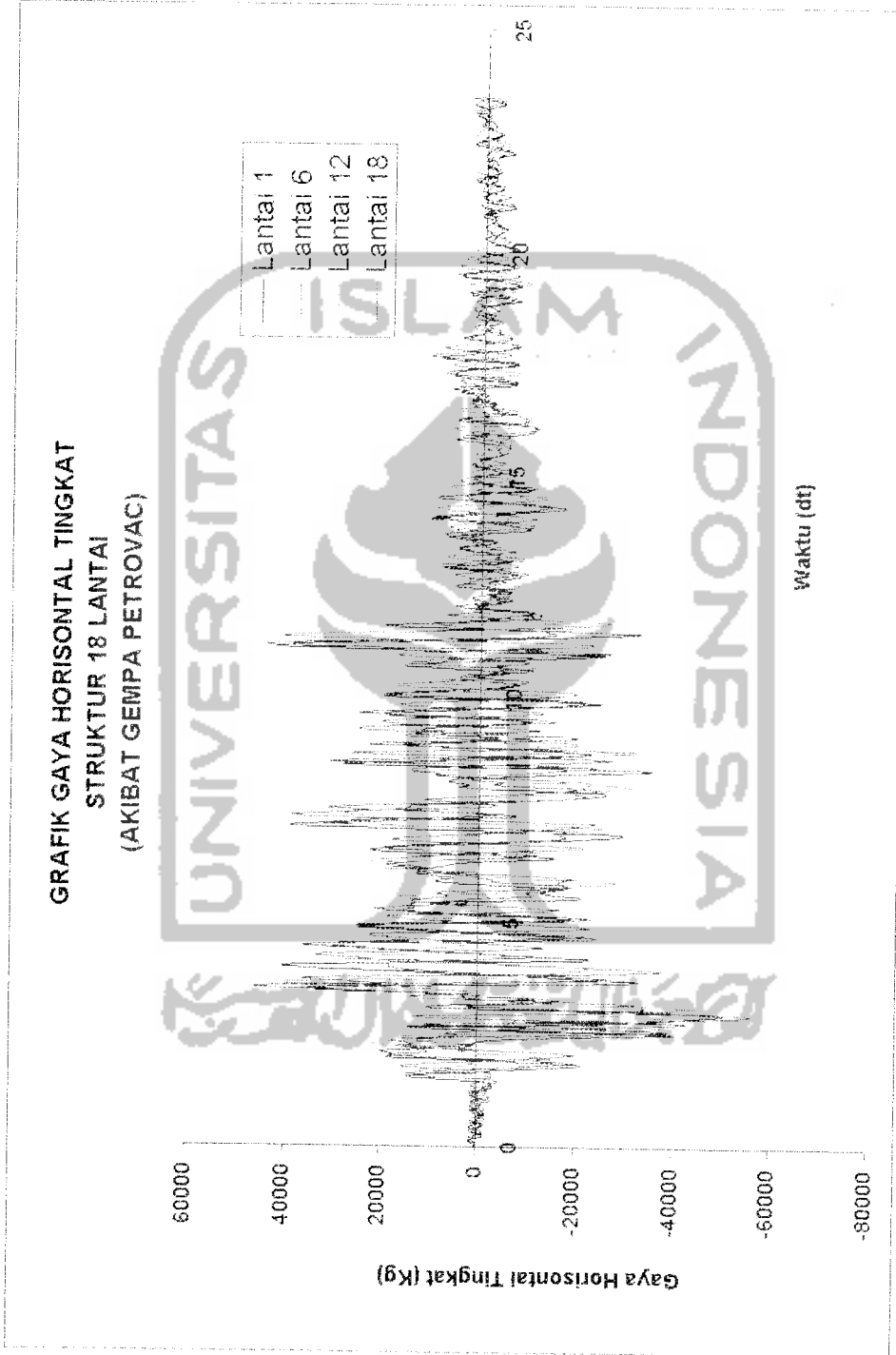
Gambar 5.24 Plot Gaya Horizontal Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai

GRAFIK GAYA HORIZONTAL TINGKAT  
STRUKTUR 18 LANTAI  
(AKIBAT GEMPA BUCHAREST)



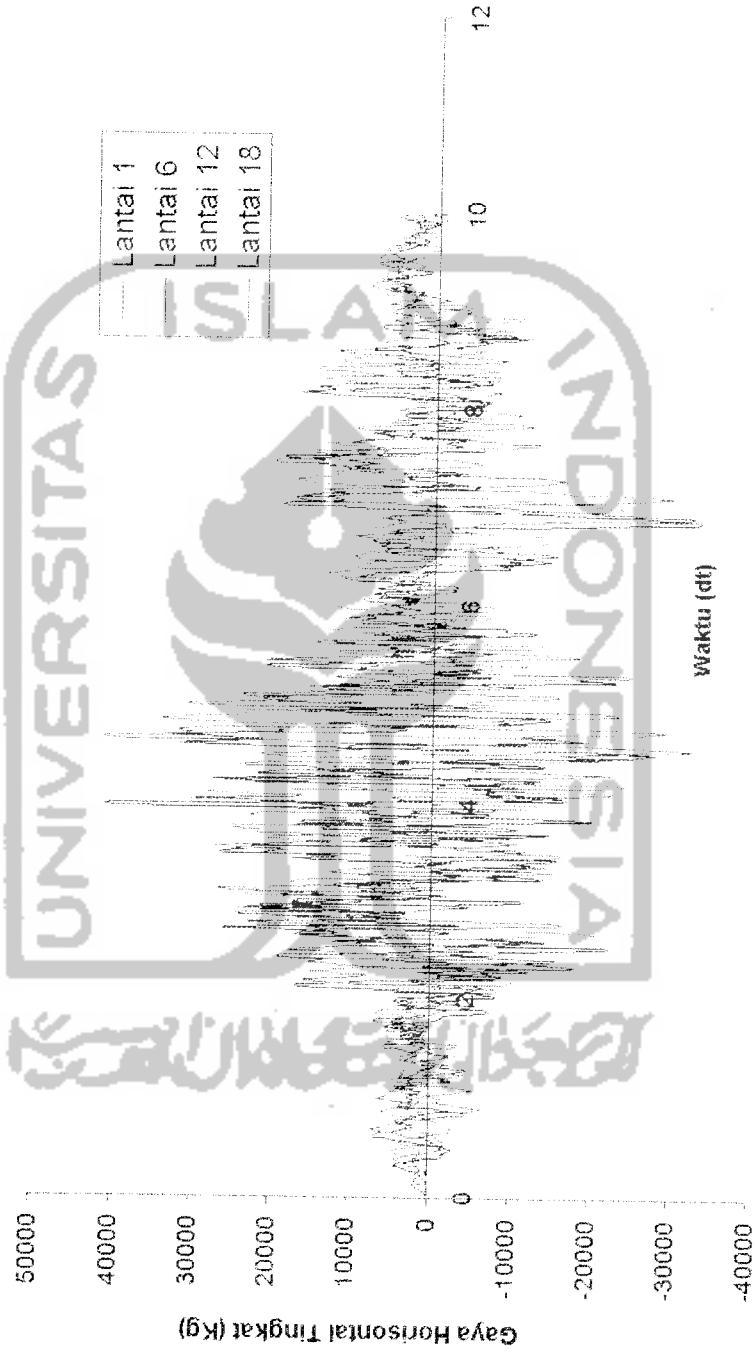
Gambar 5.25 Plot Gaya Horizontal tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai





**Gambar 5.26** Plot Gaya Horizontal Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai

GRAFIK GAYA HORIZONTAL TINGKAT  
STRUKTUR 18 LANTAI  
(AKIBAT GEMPA KOYNA)



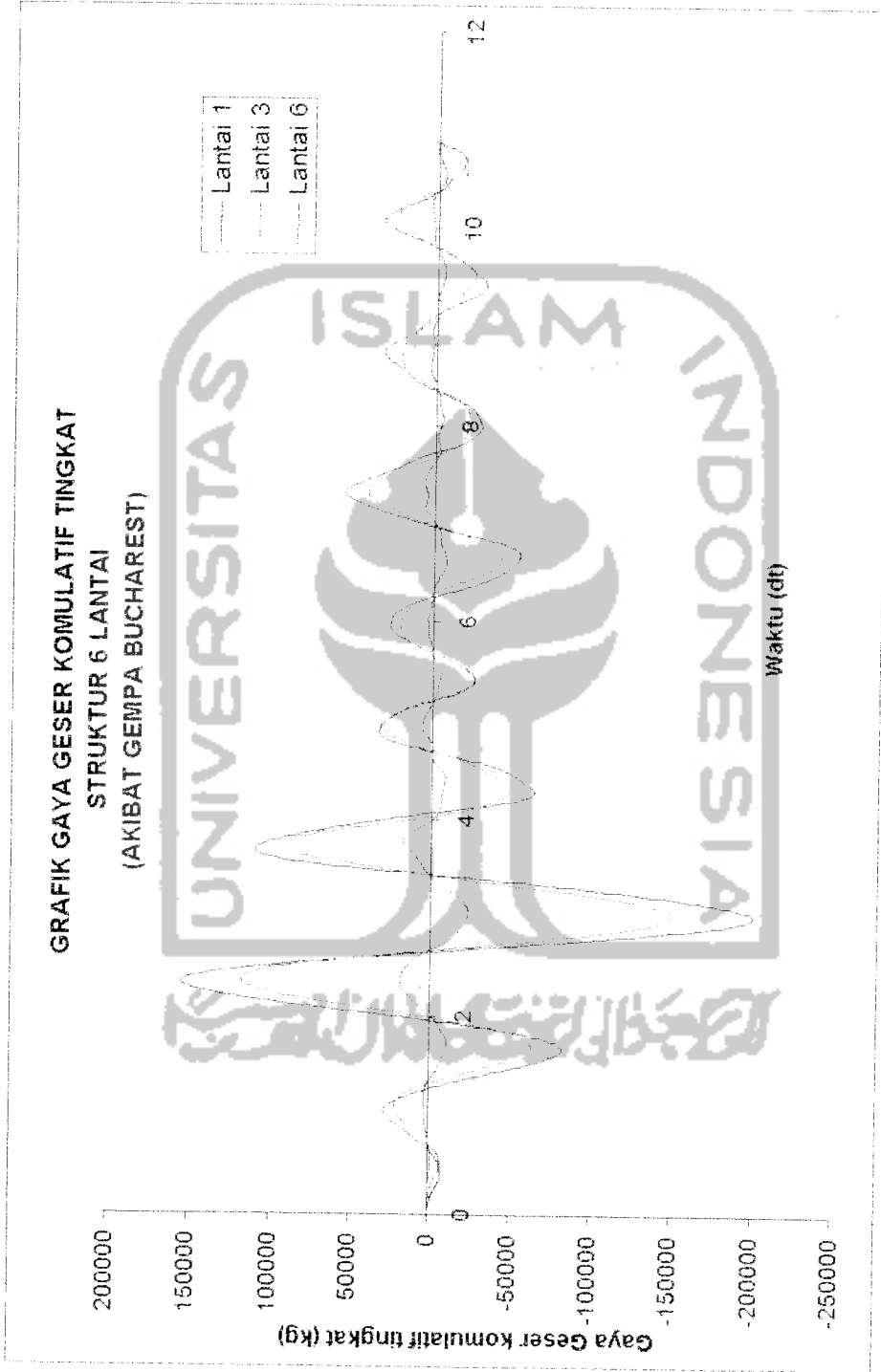
Gambar 5.27 Plot Gaya Horizontal Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyana Struktur 18 lantai

### 5.9 Perhitungan Gaya Geser Kumulatif Tingkat dan Gaya Geser Dasar

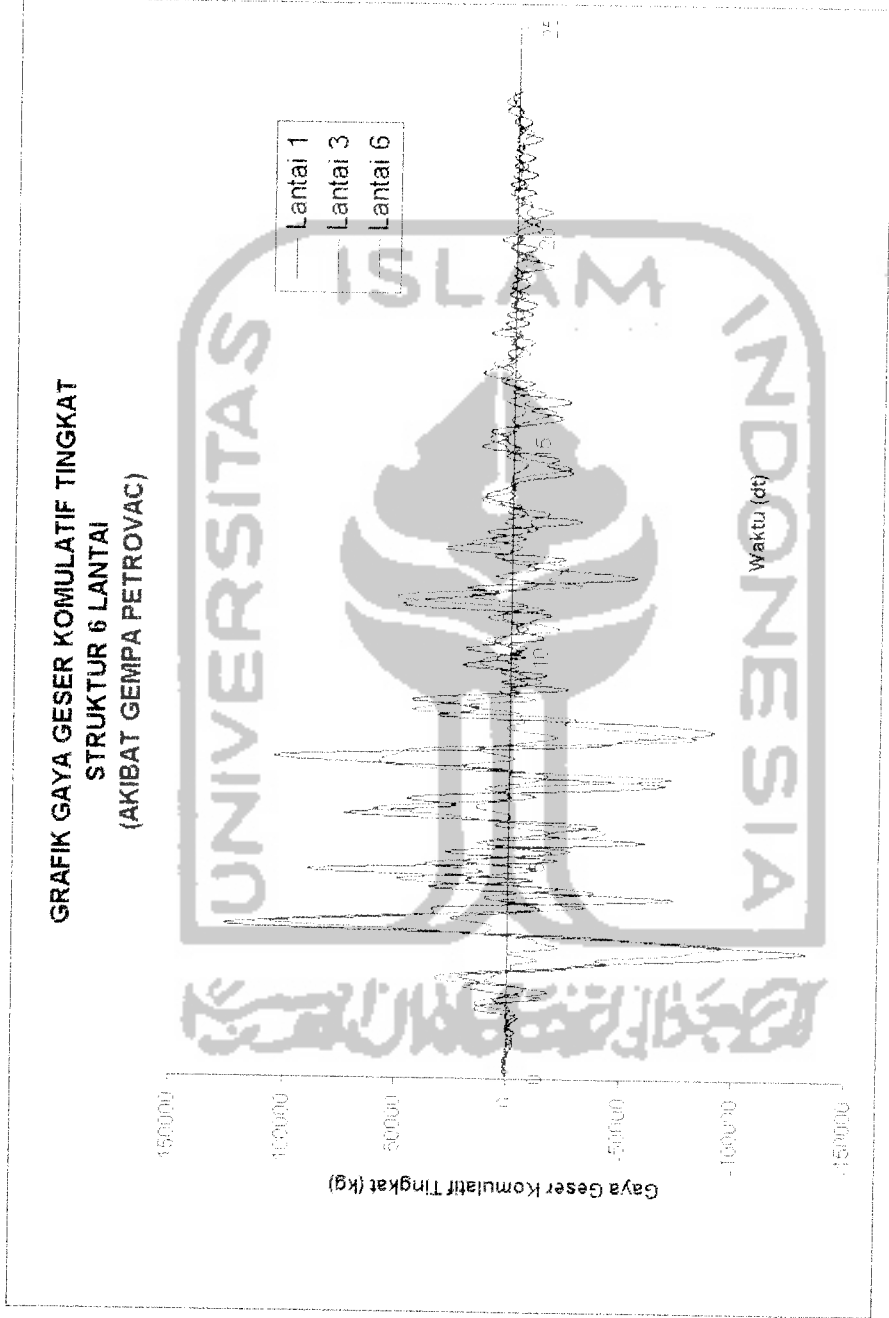
$$V(t) = \sum_{j=1}^n F(t) \dots\dots\dots (5.9)$$

Contoh hasil gaya geser tingkat akibat beban gempa Bucharest, Parkfield dan Koyna dapat dilihat pada gambar berikut :

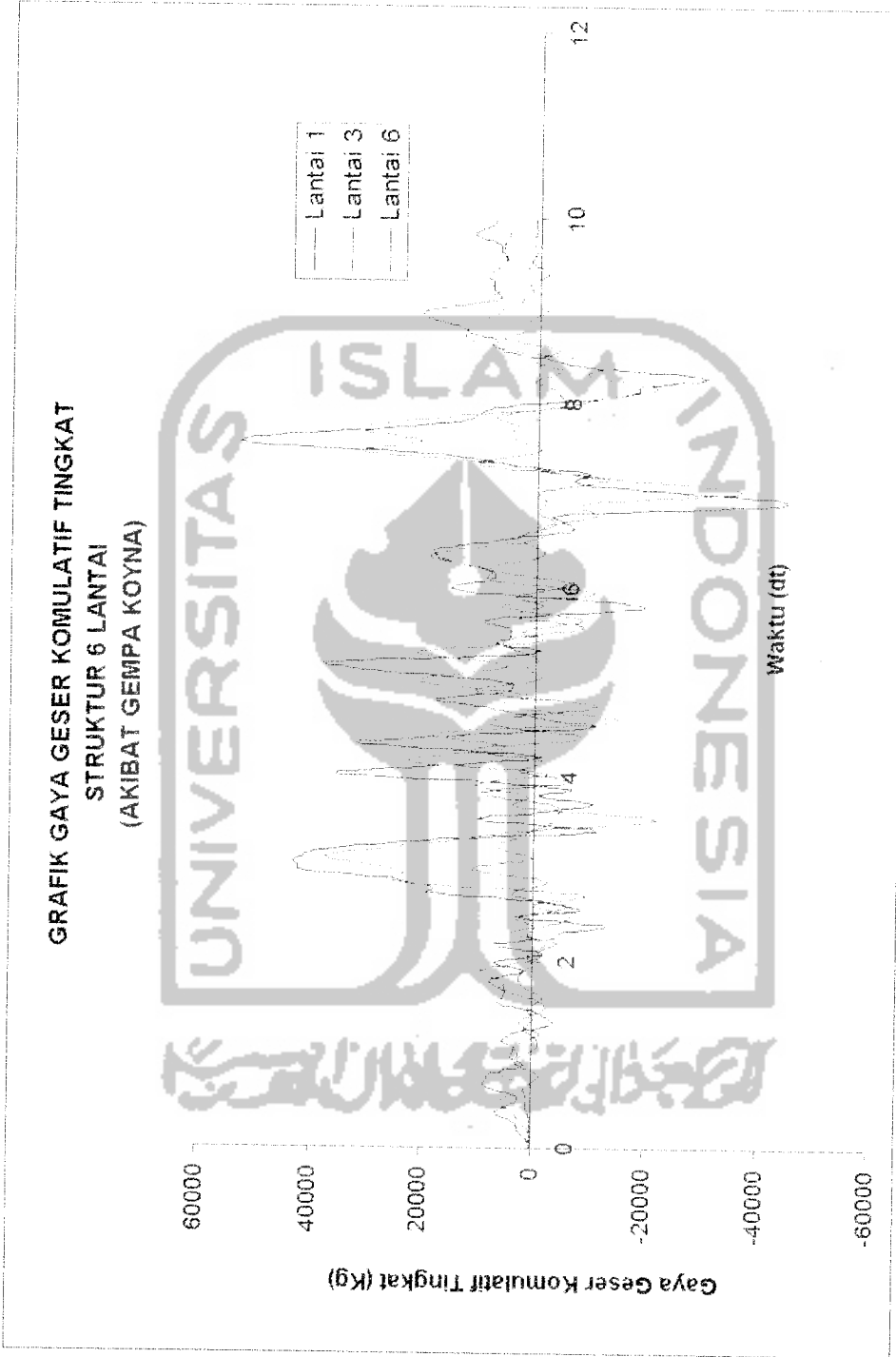




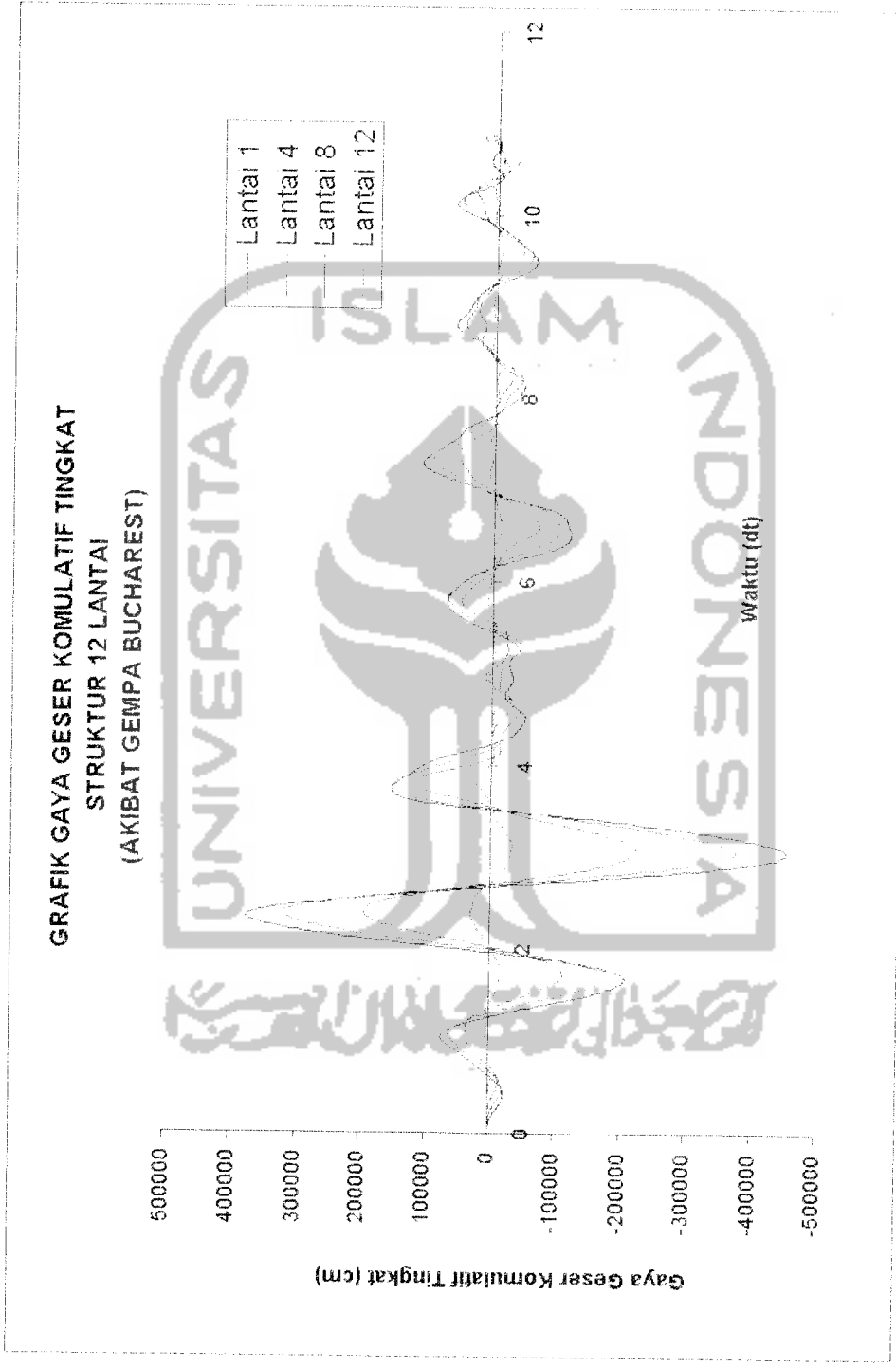
**Gambar 5.28** Plot Gaya Geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 lantai



**Gambar 5.29** Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai

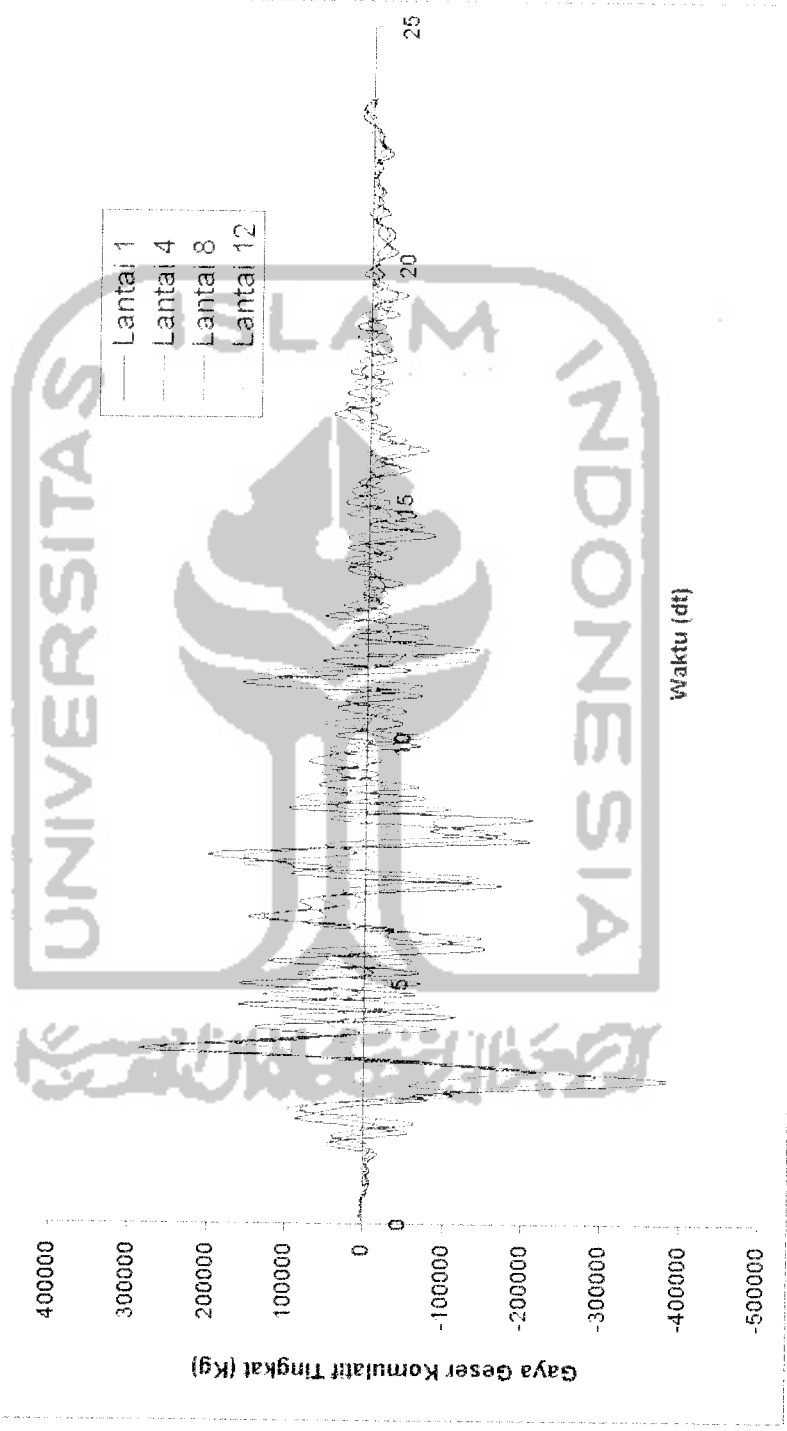


Gambar 5.30 Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyana struktur 6 lantai



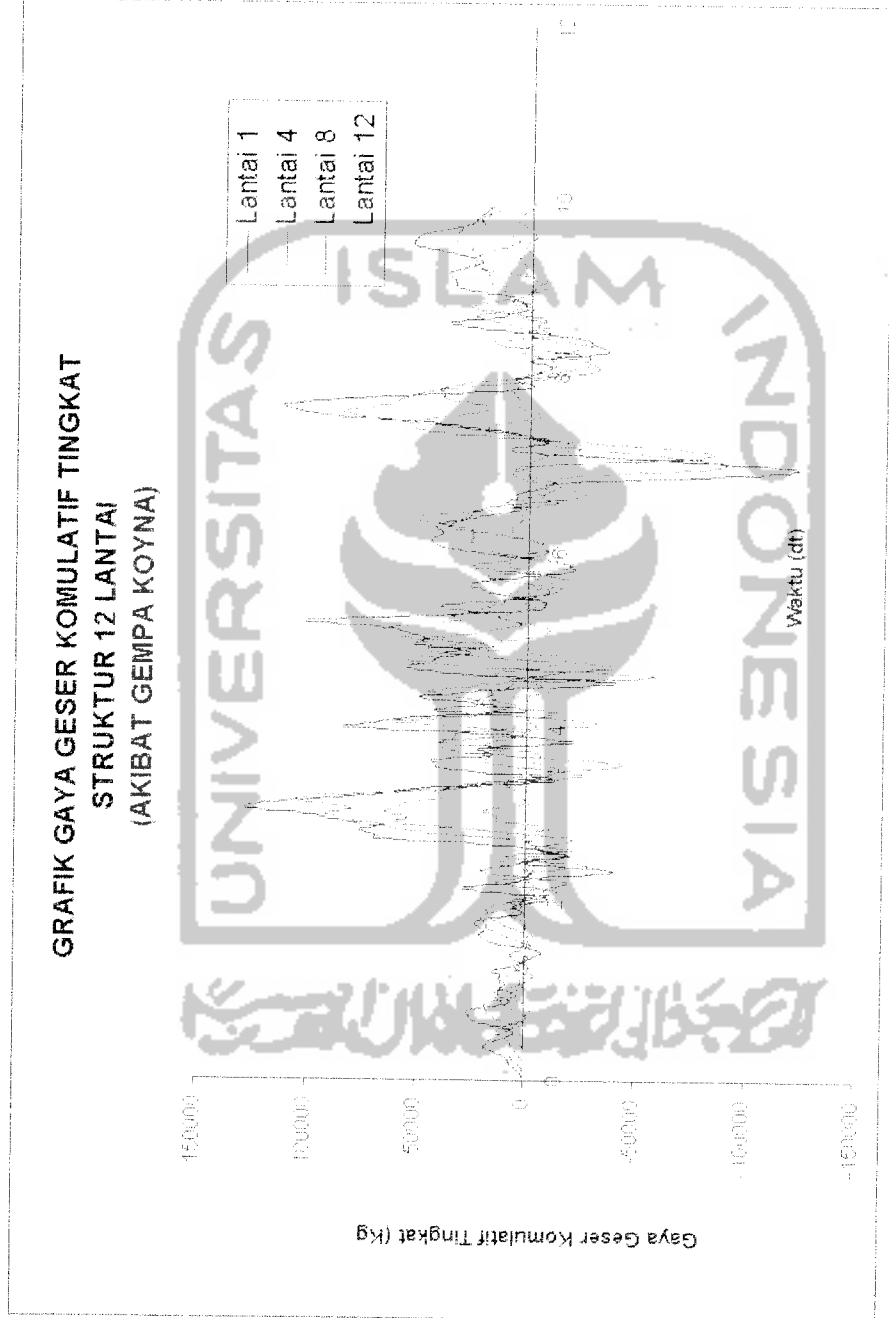
Gambar 5.31 Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai

**GRAFIK GAYA GESER KOMULATIF TINGKAT  
STRUKTUR 12 LANTAI  
(AKIBAT GEMPA PETROVAC)**

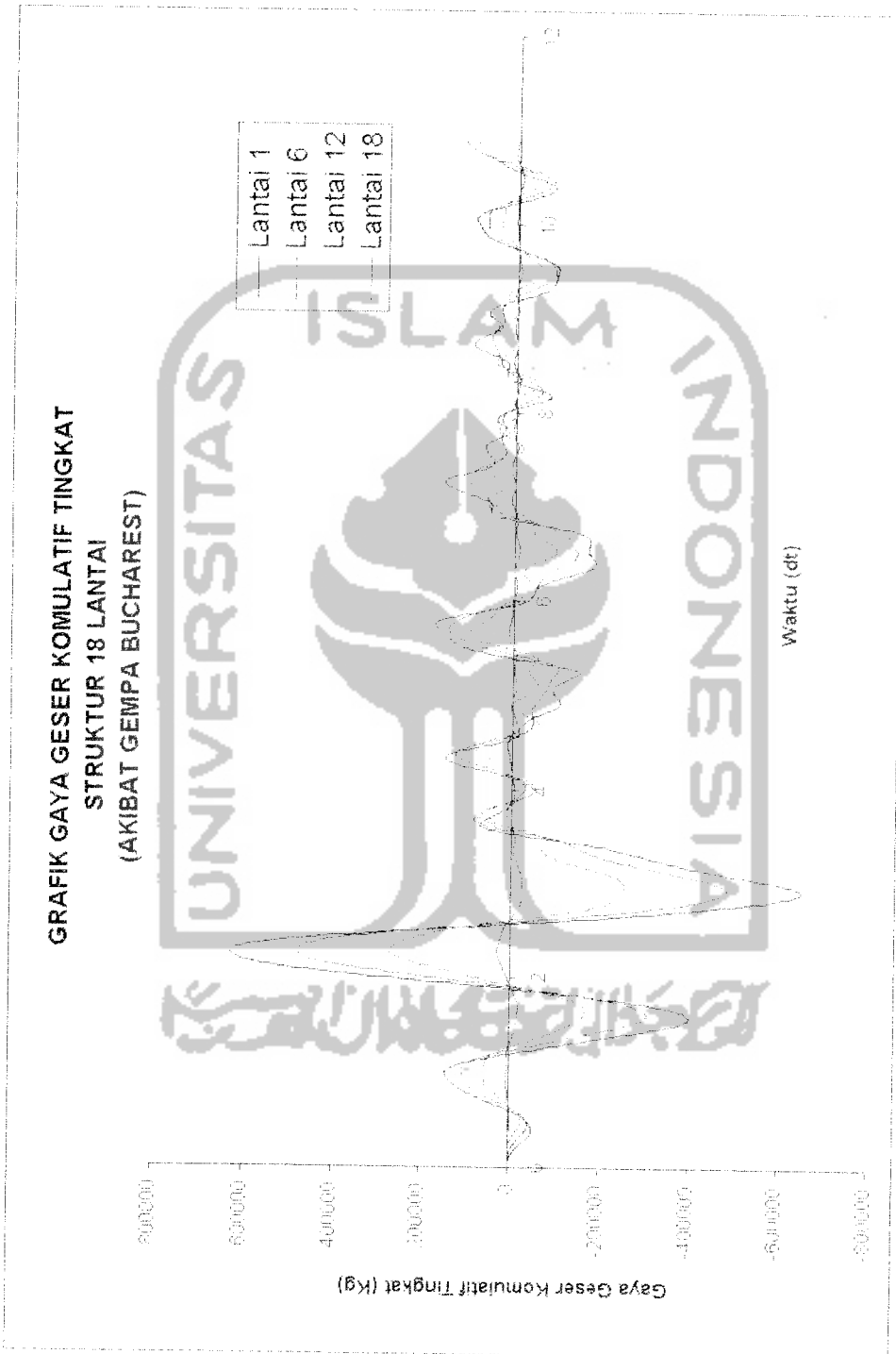


**Gambar 5.32** Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai

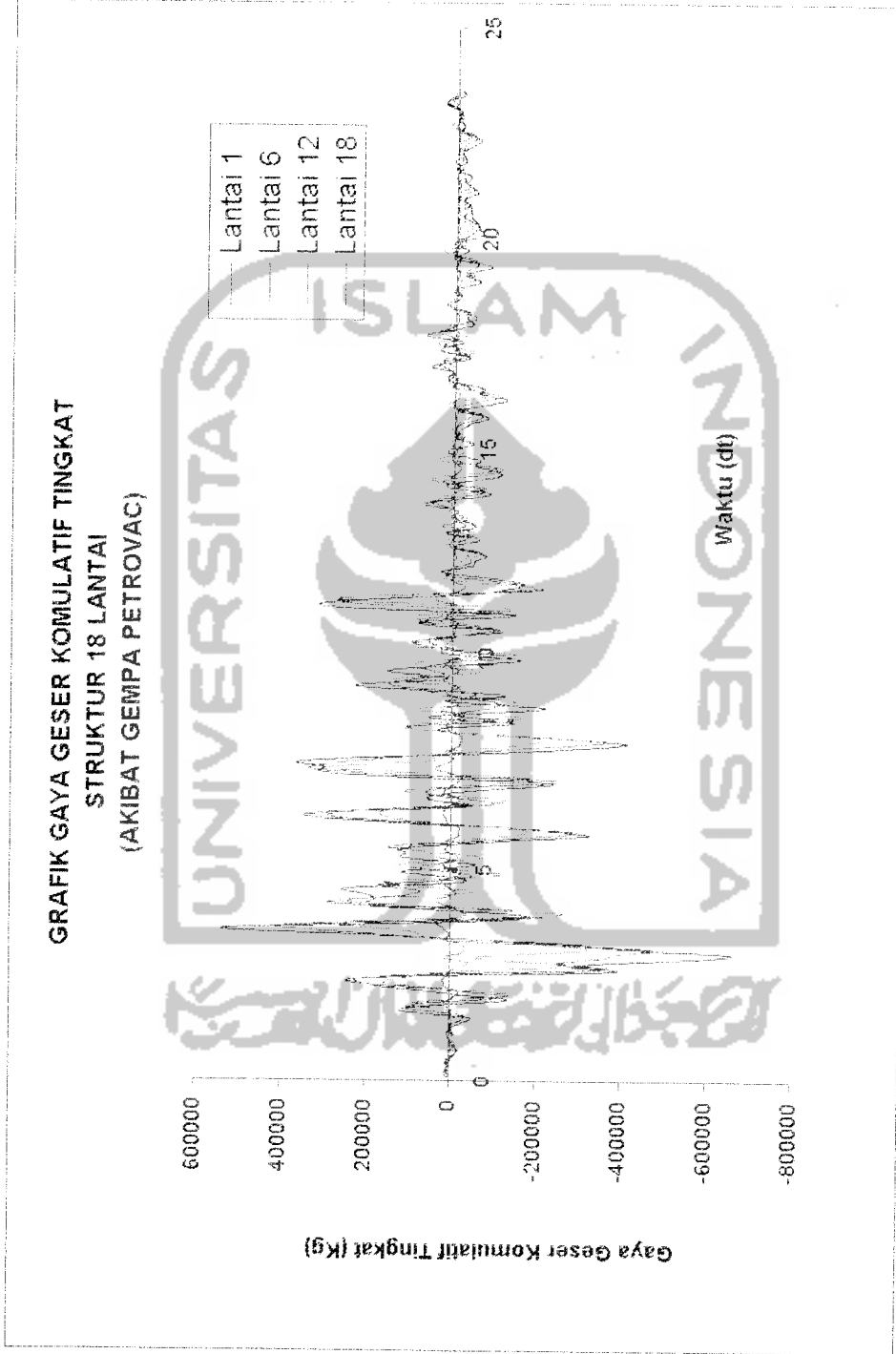




**Gambar 5.33** Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai

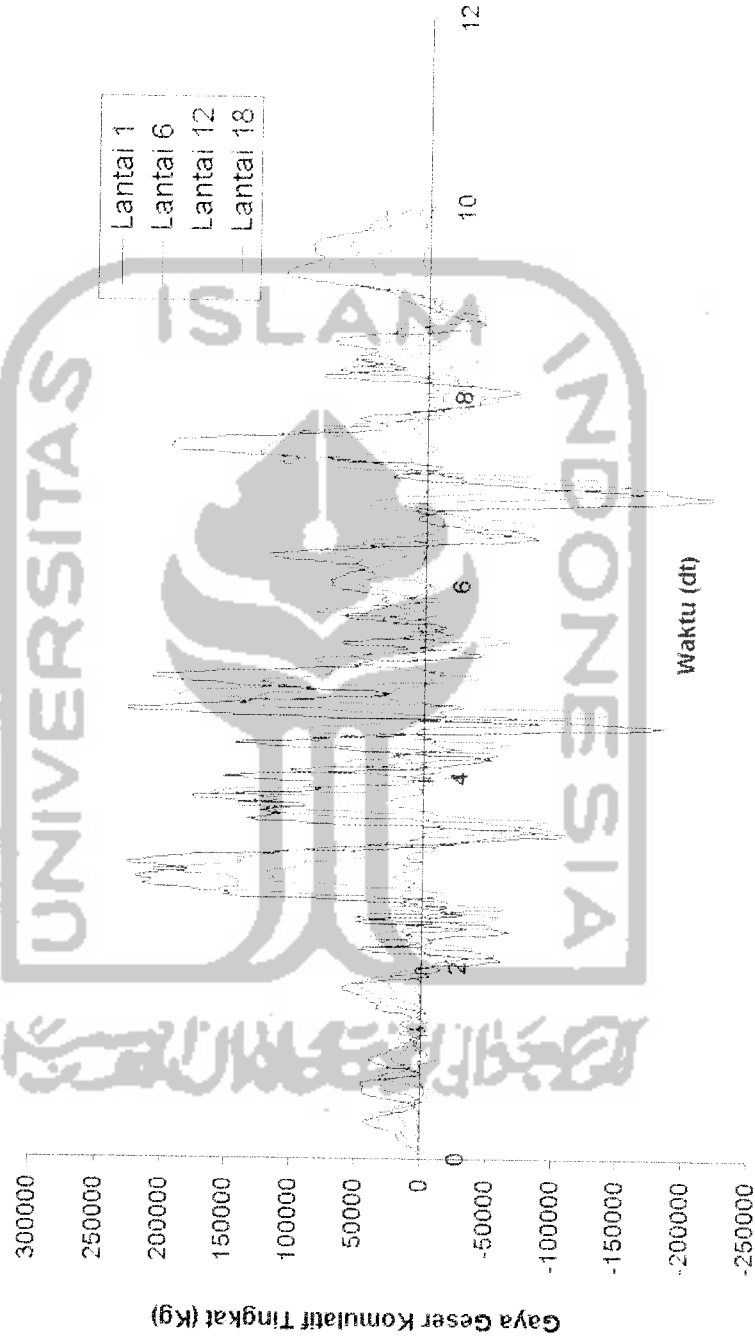


**Gambar 5.34** Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai



Gambar 5.35 Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai

GRAFIK GAYA GESER KOMULATIF TINGKAT  
STRUKTUR 18 LANTAI  
(AKIBAT GEMPA KOYNA)

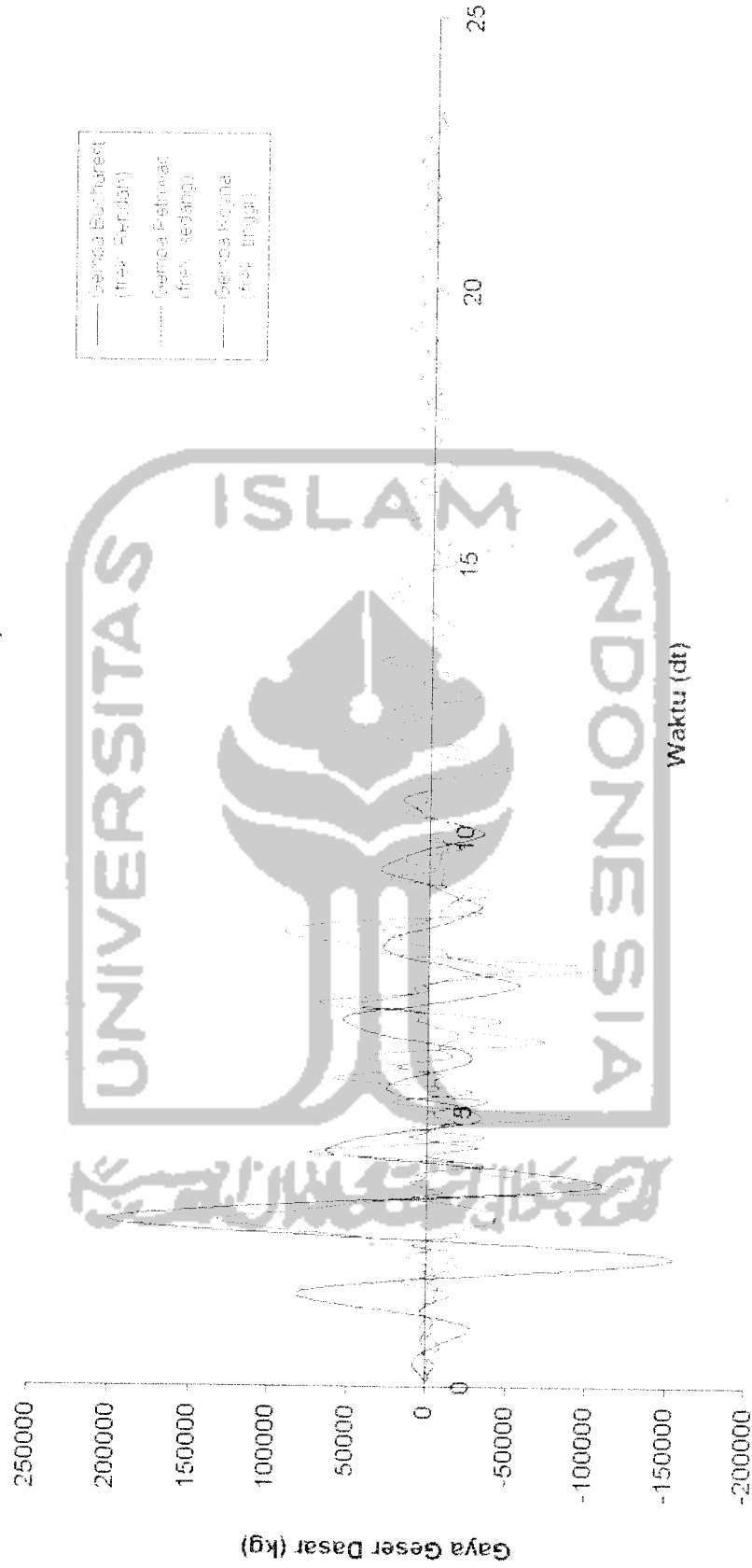


Gambar 5.36 Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna Struktur 18 lantai

Sedangkan hasil Gaya Geser dasar akibat beban gempa Bucharest, Petrovac dan Koyna disajikan pada gambar berikut:

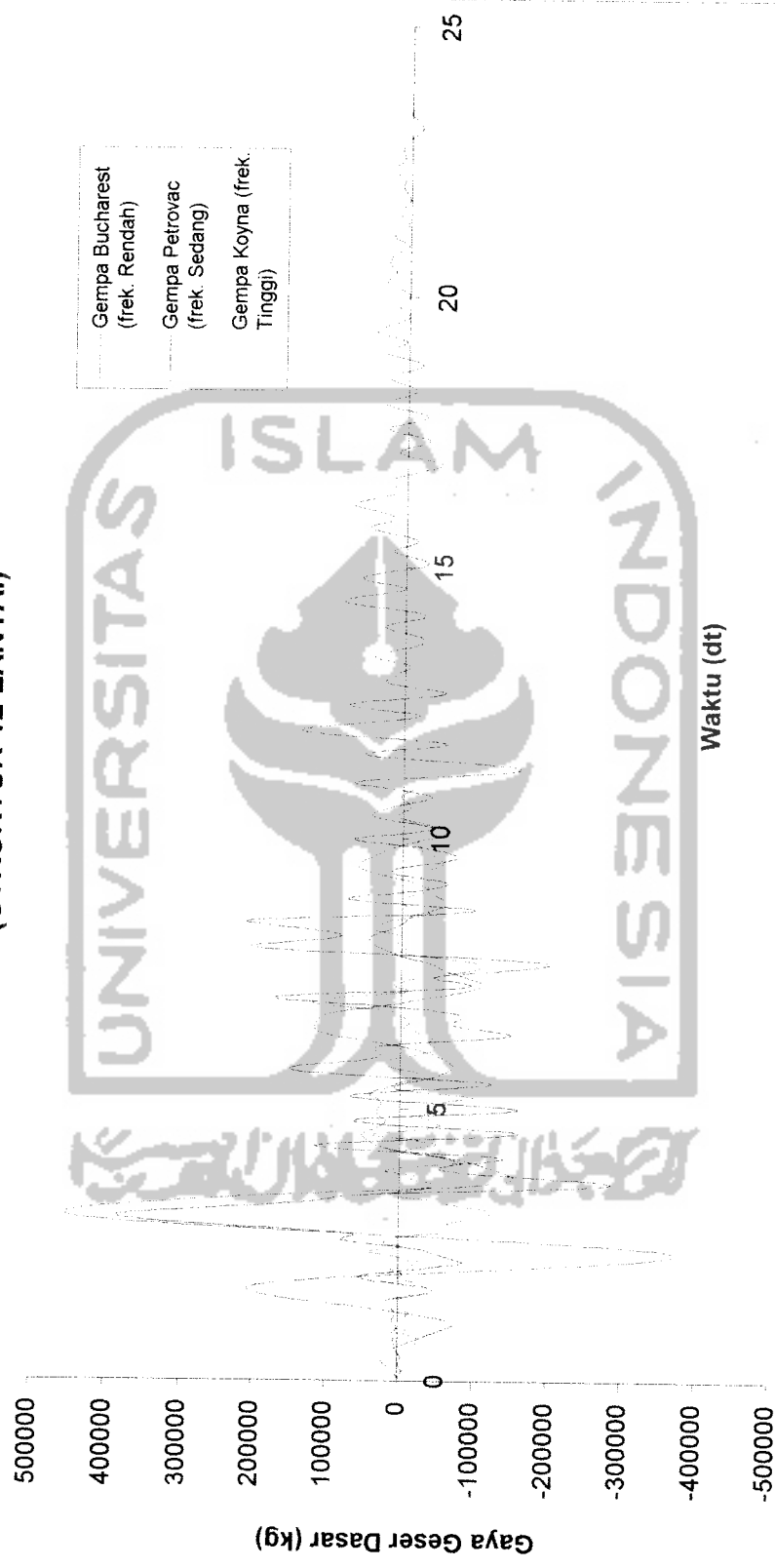


**GRAFIK GAYA GESER DASAR  
(STRUKTUR 6 LANTAI)**



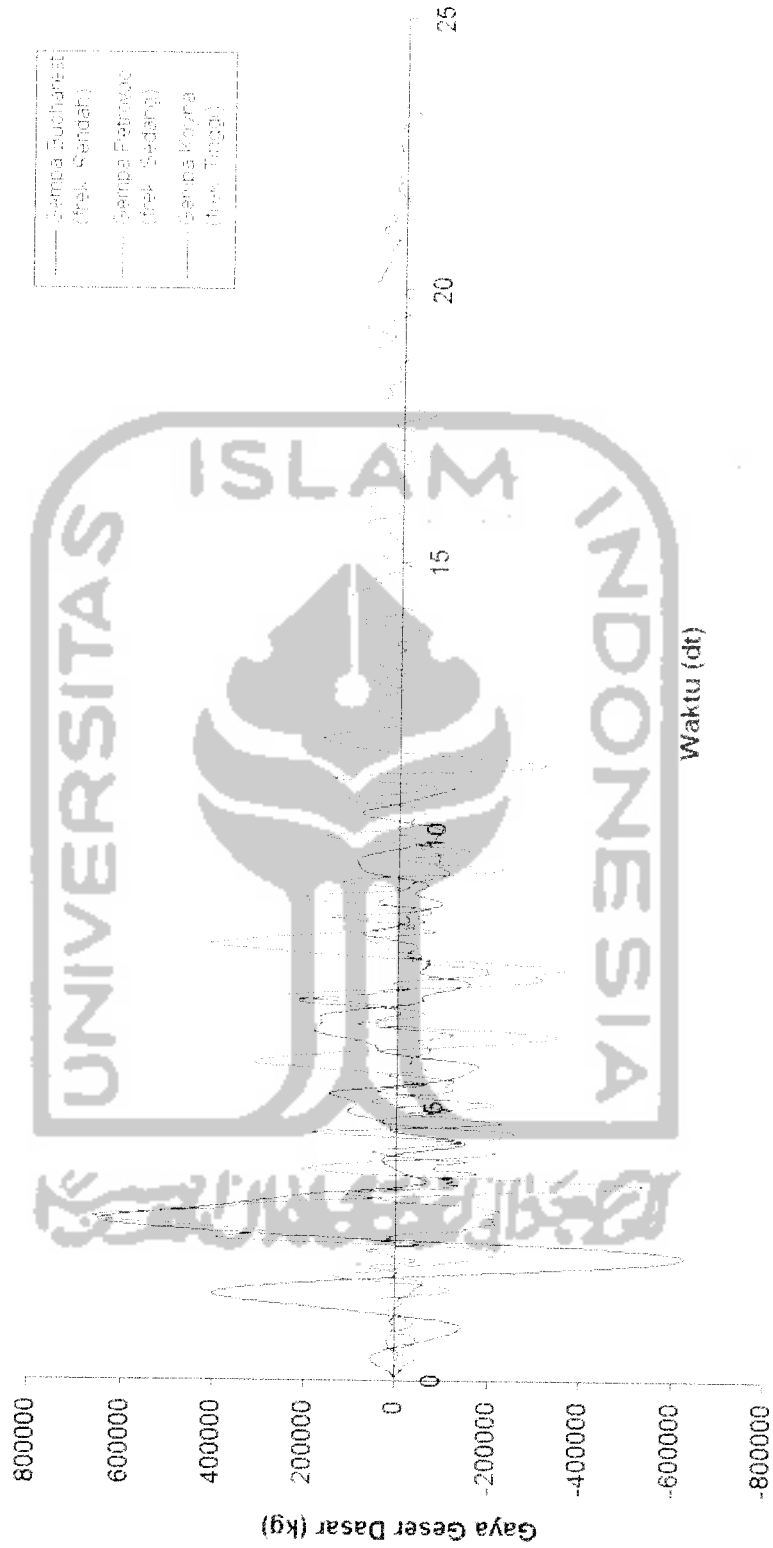
**Gambar 5.37 Plot Gaya Geser Dasar lawan waktu akibat 3 gempa (struktur 6 lantai)**

### GRAFIK GAYA GESER DASAR (STRUKTUR 12 LANTAI)



Gambar 5.38 Plot Gaya Geser Dasar lawan waktu akibat 3 gempa (struktur 12 lantai)

**GRAFIK GAYA GESER DASAR  
(STRUKTUR 18 LANTAI)**



**Gambar 5.39** Plot Gaya Geser Dasar lawan waktu akibat 3 gempa (struktur 18 lantai)

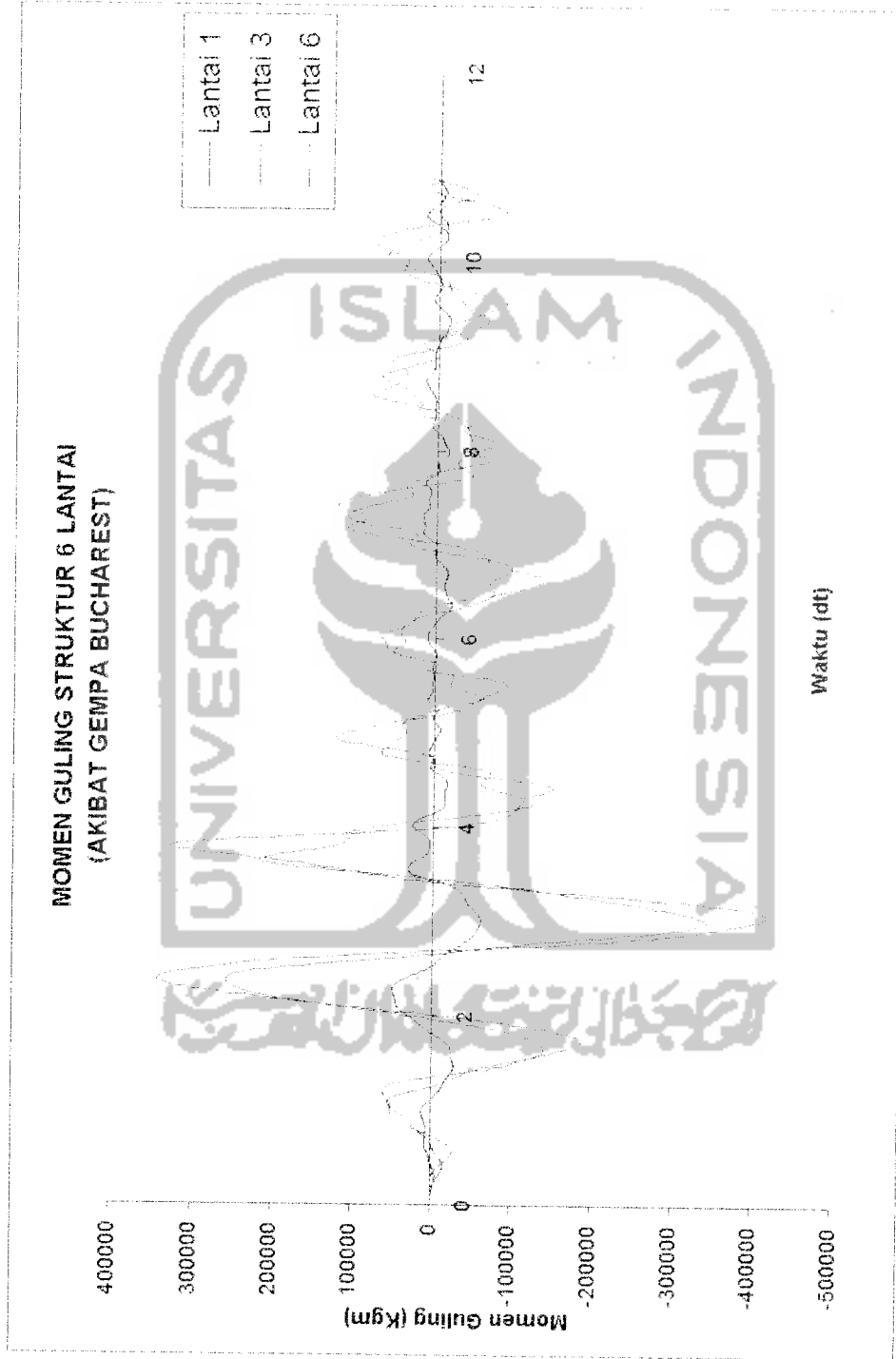


### 5.10 Perhitungan Momen Guling

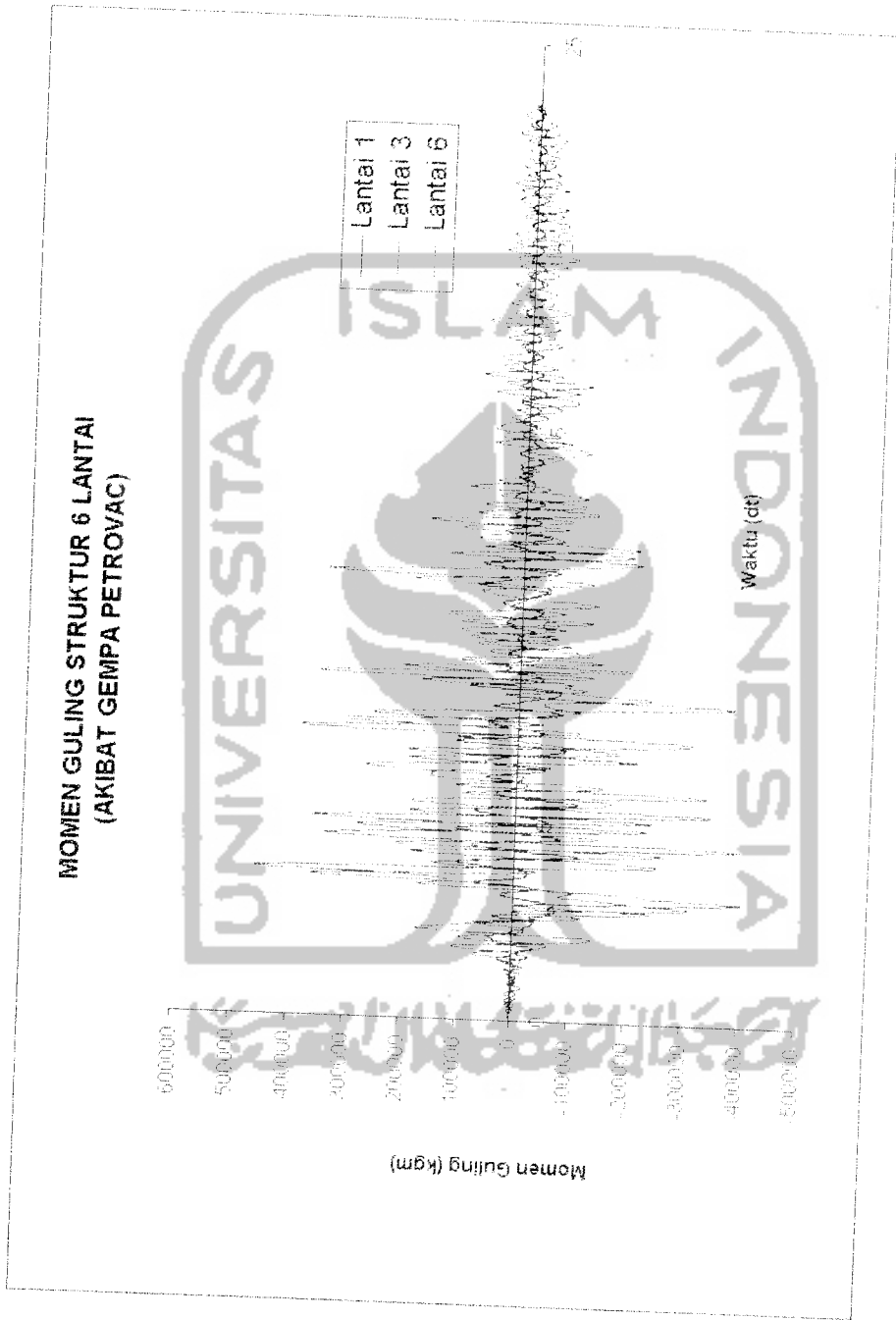
$$M_g = F_j(t) * H \dots\dots\dots(5.10).$$

Contoh hasil plot antara Momen guling lawan waktu akibat gempa Bucharest, Petrovac dan Koyna pada struktur 6,12 dan 18 lantai.



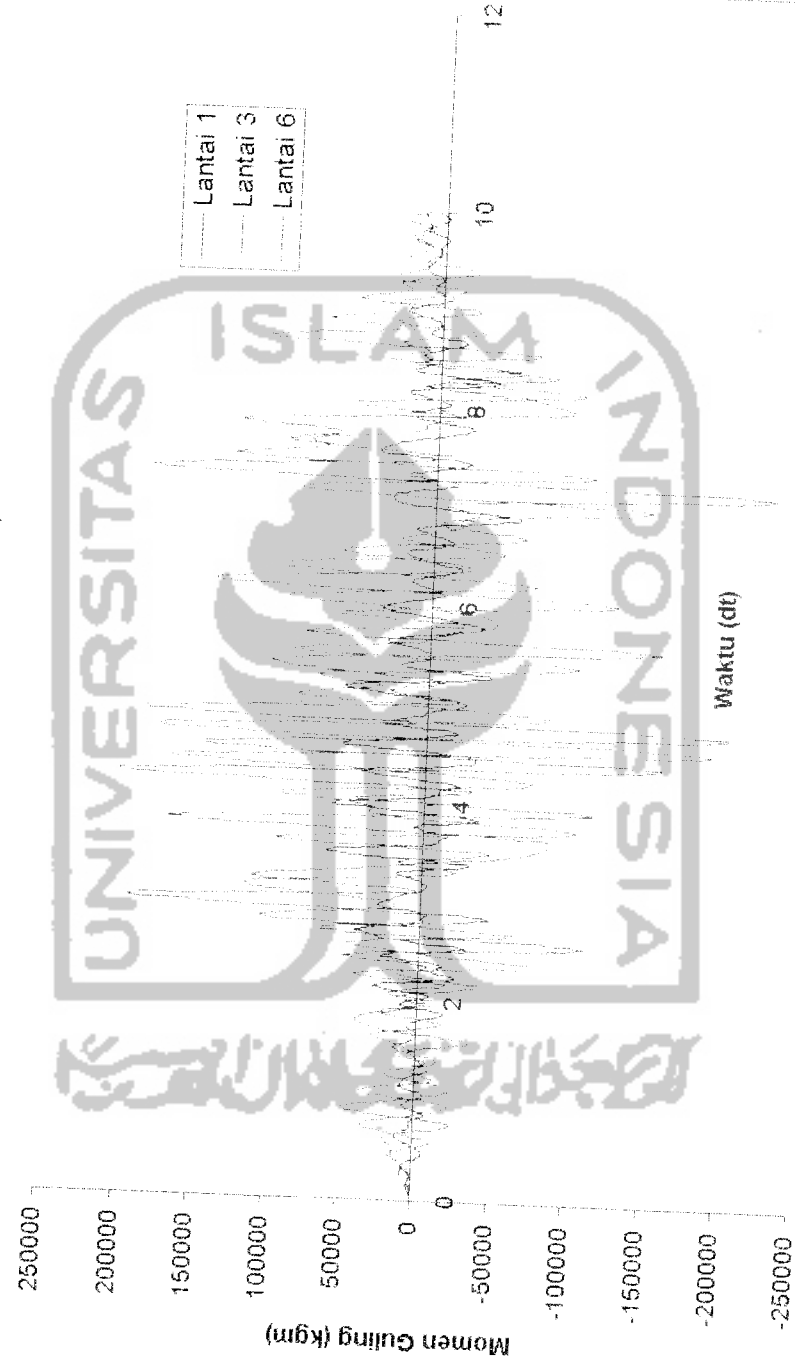


Gambar 5.40 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 lantai

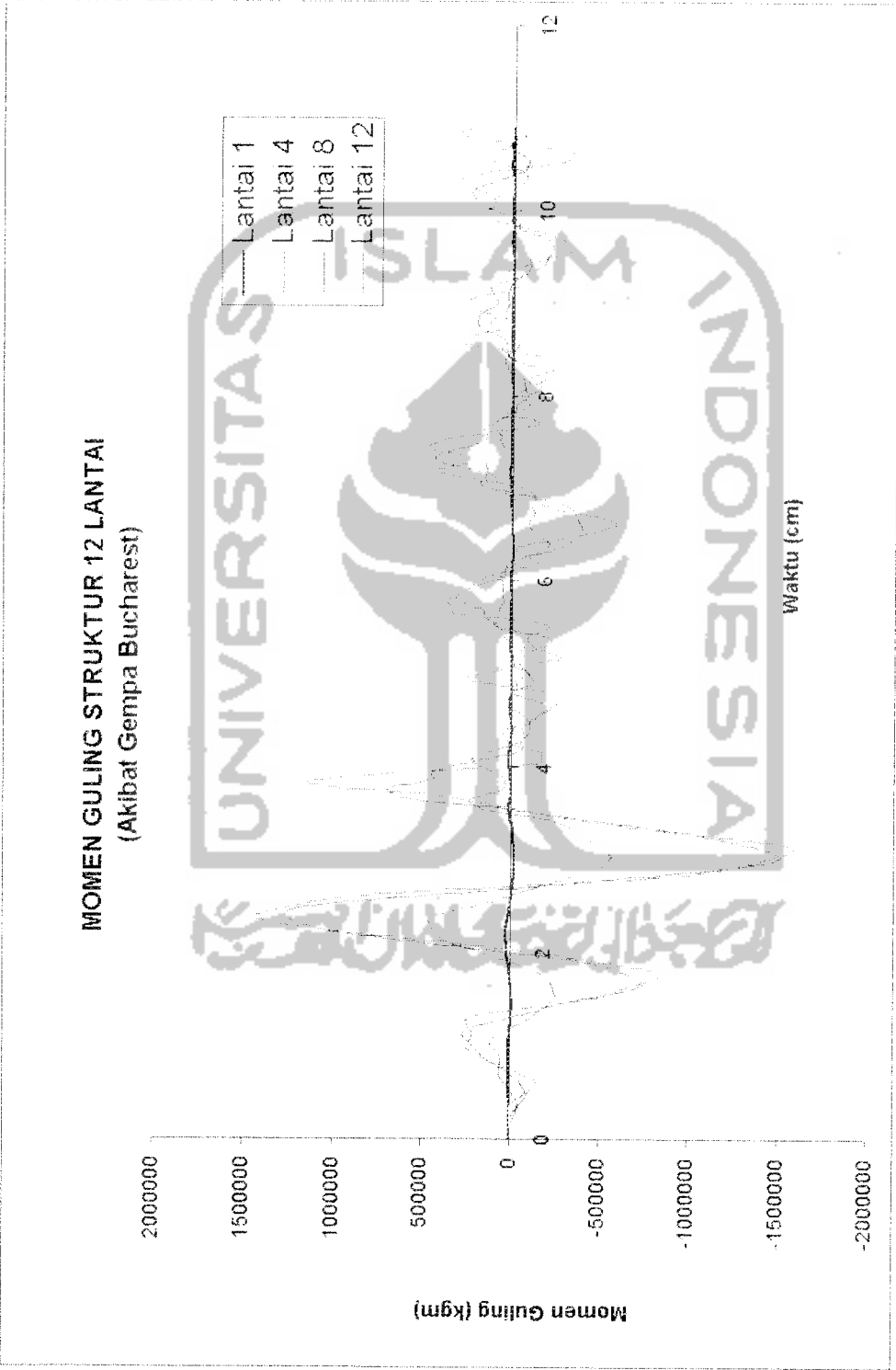


**Gambar 5.41** Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai

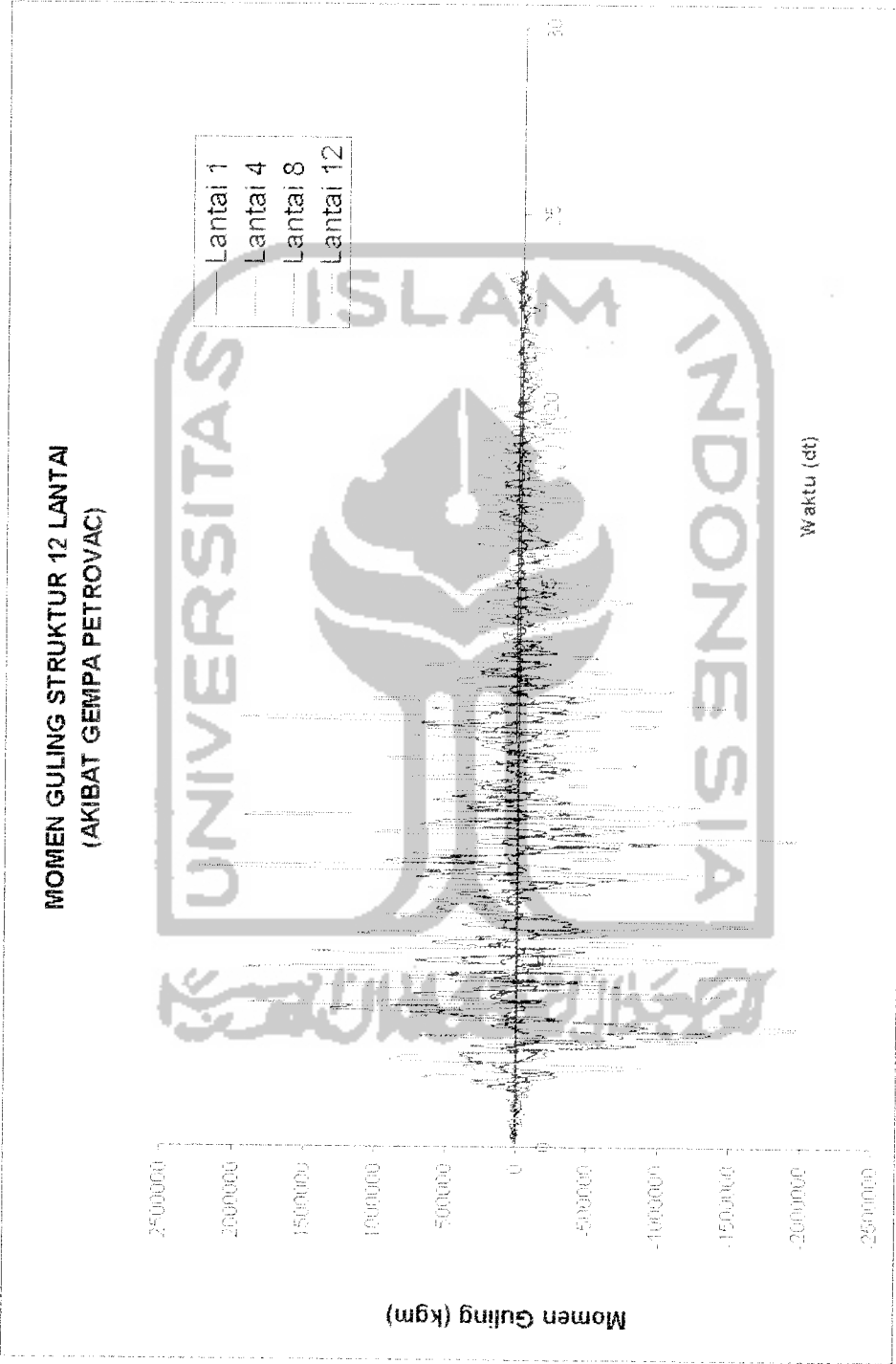
MOMEN GULING STRUKTUR 6 LANTAI  
(AKIBAT GEMPA KOYNA)



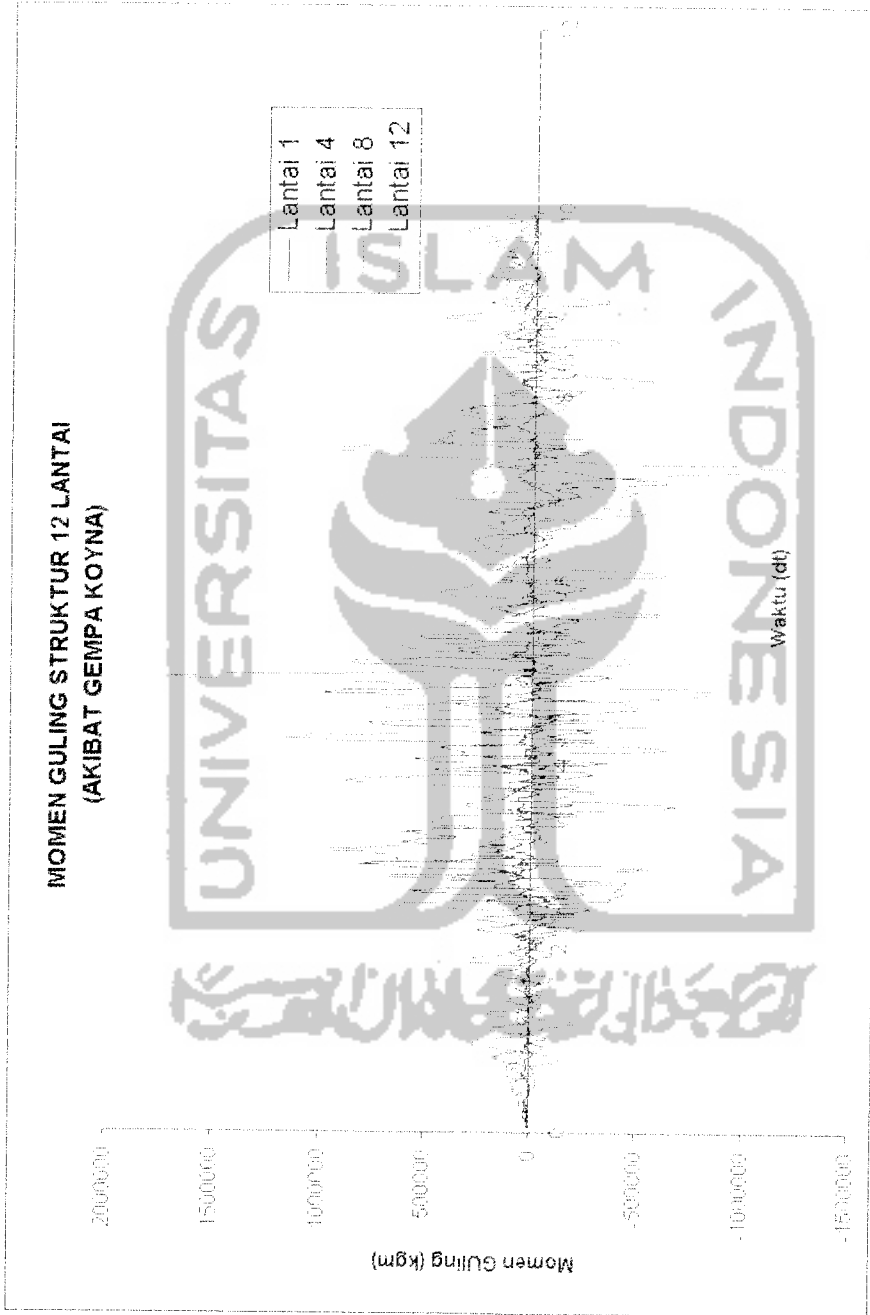
Gambar 5.42 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 lantai



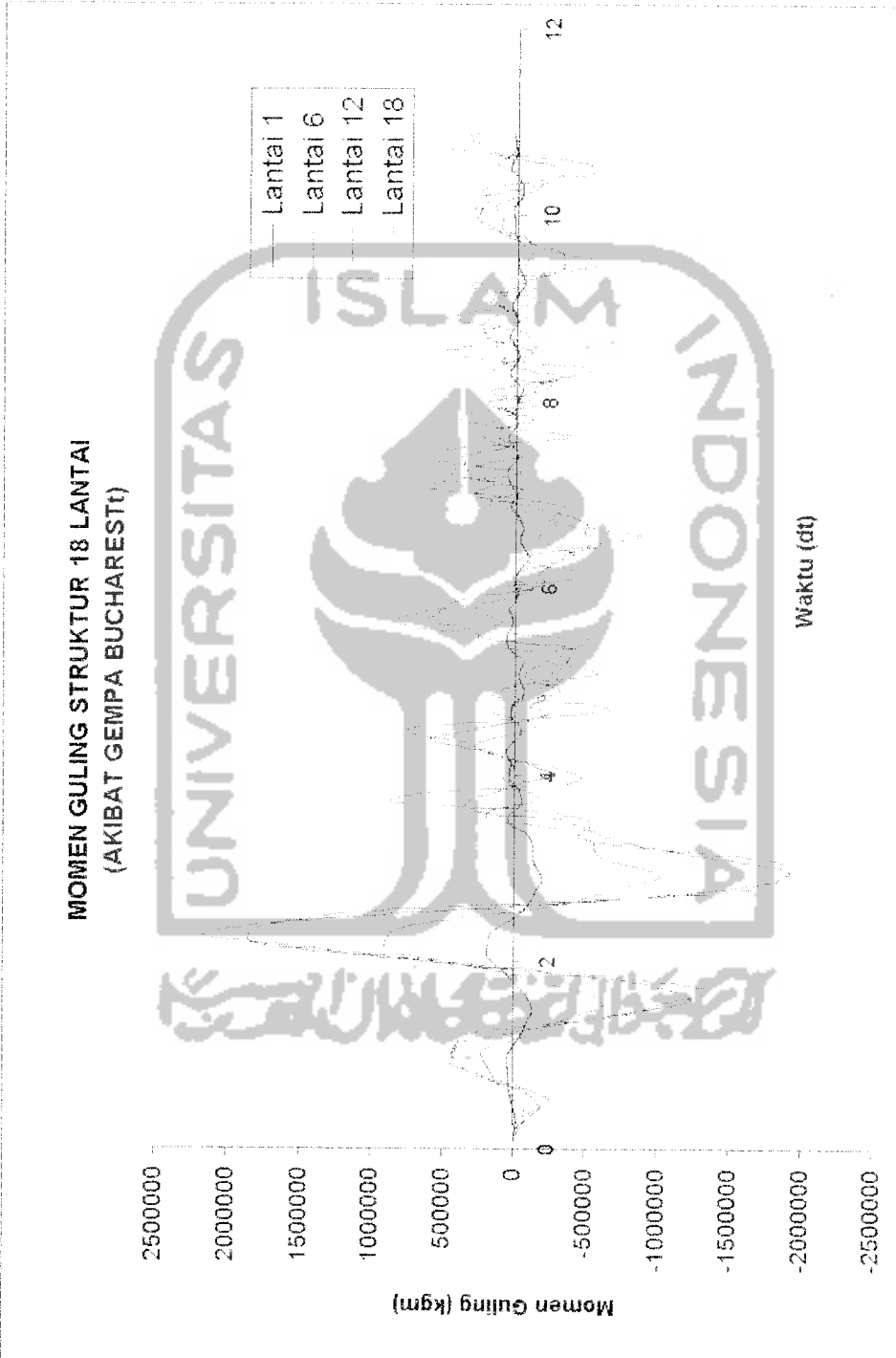
Gambar 5.4.3 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai



Gambar 5.44 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai

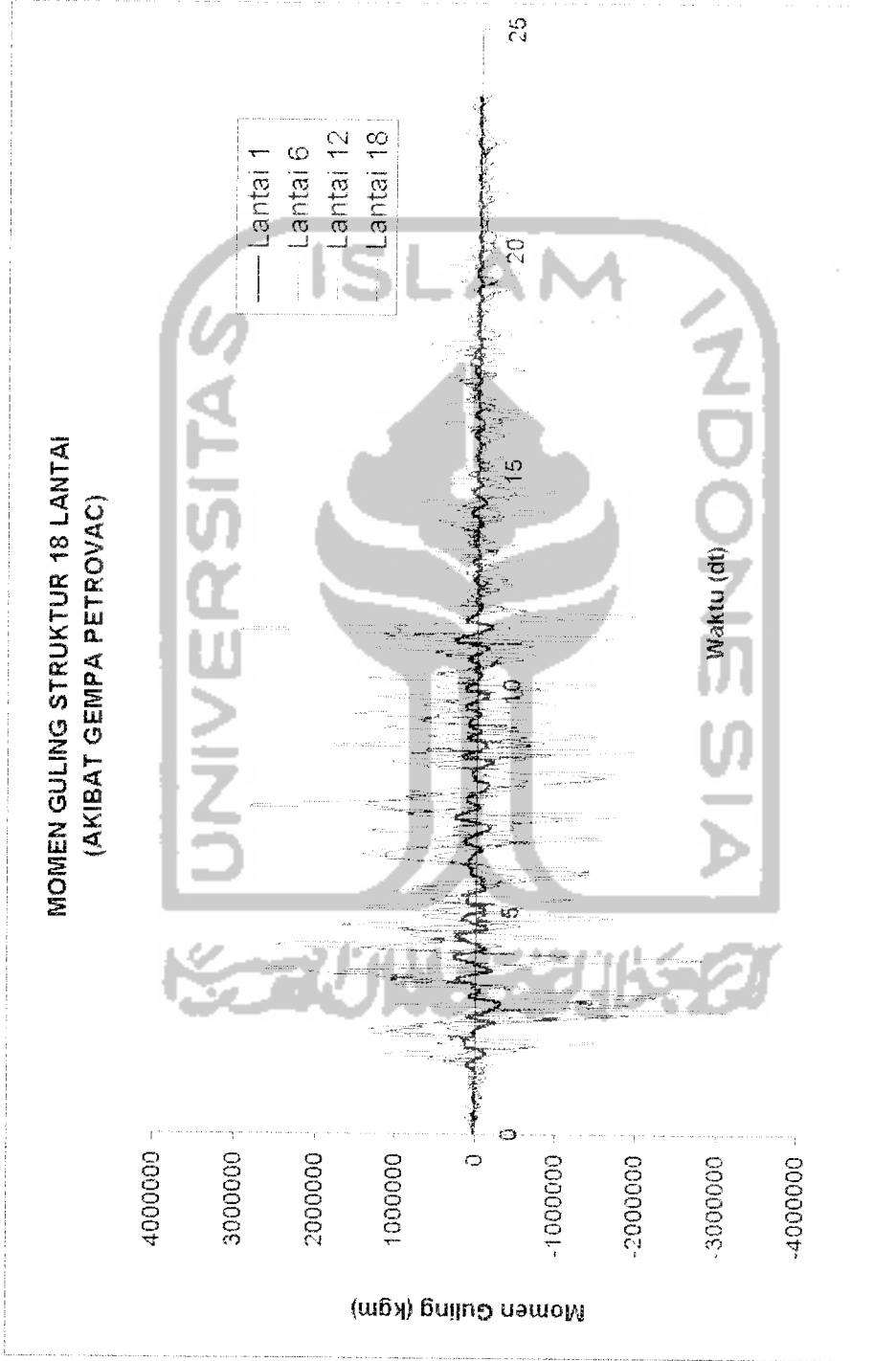


Gambar 5.45 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai

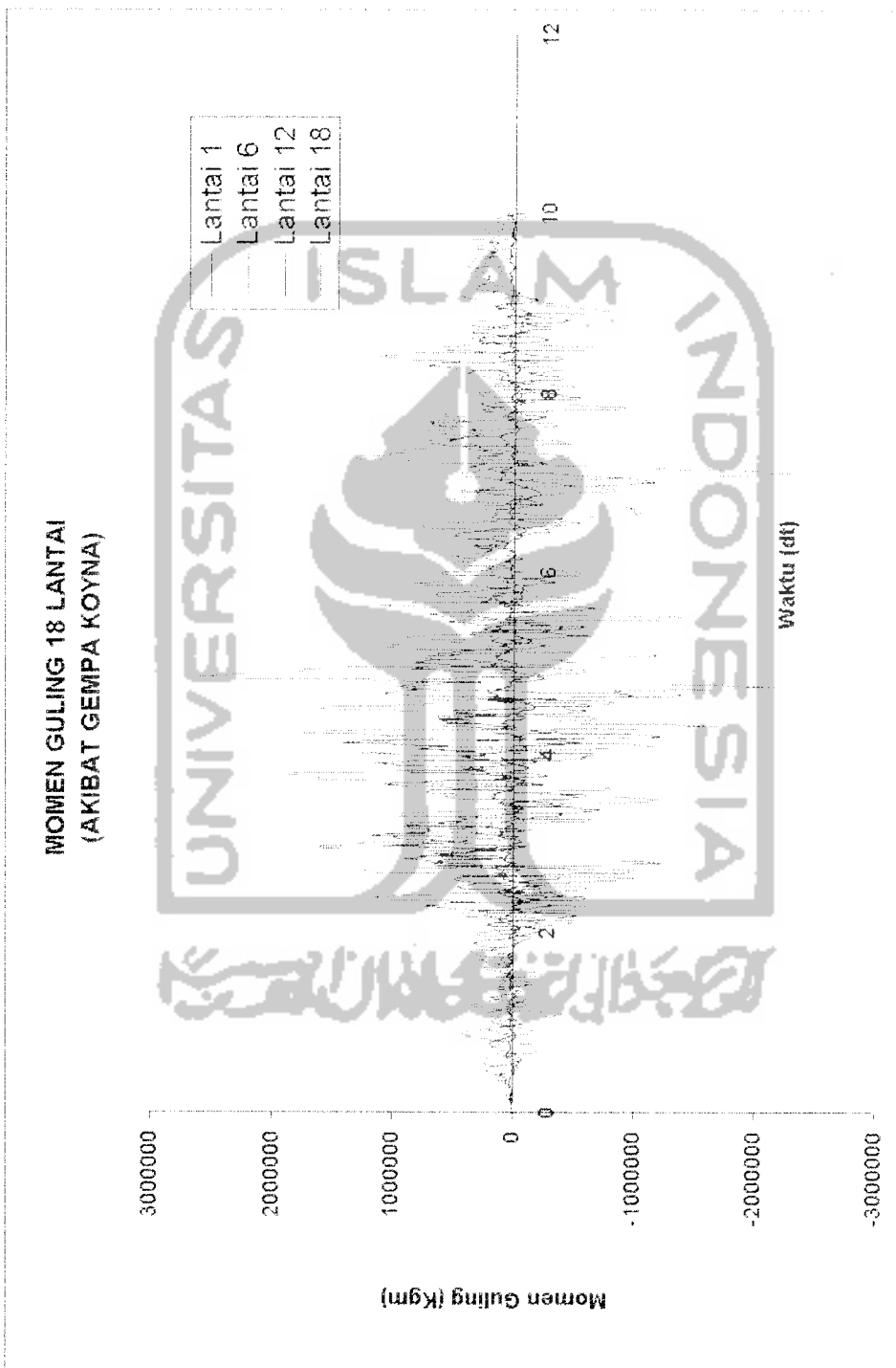


Gambar 5.46 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai





Gambar 5.47 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai



Gambar 5.48 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Koyona Struktur 18 lantai

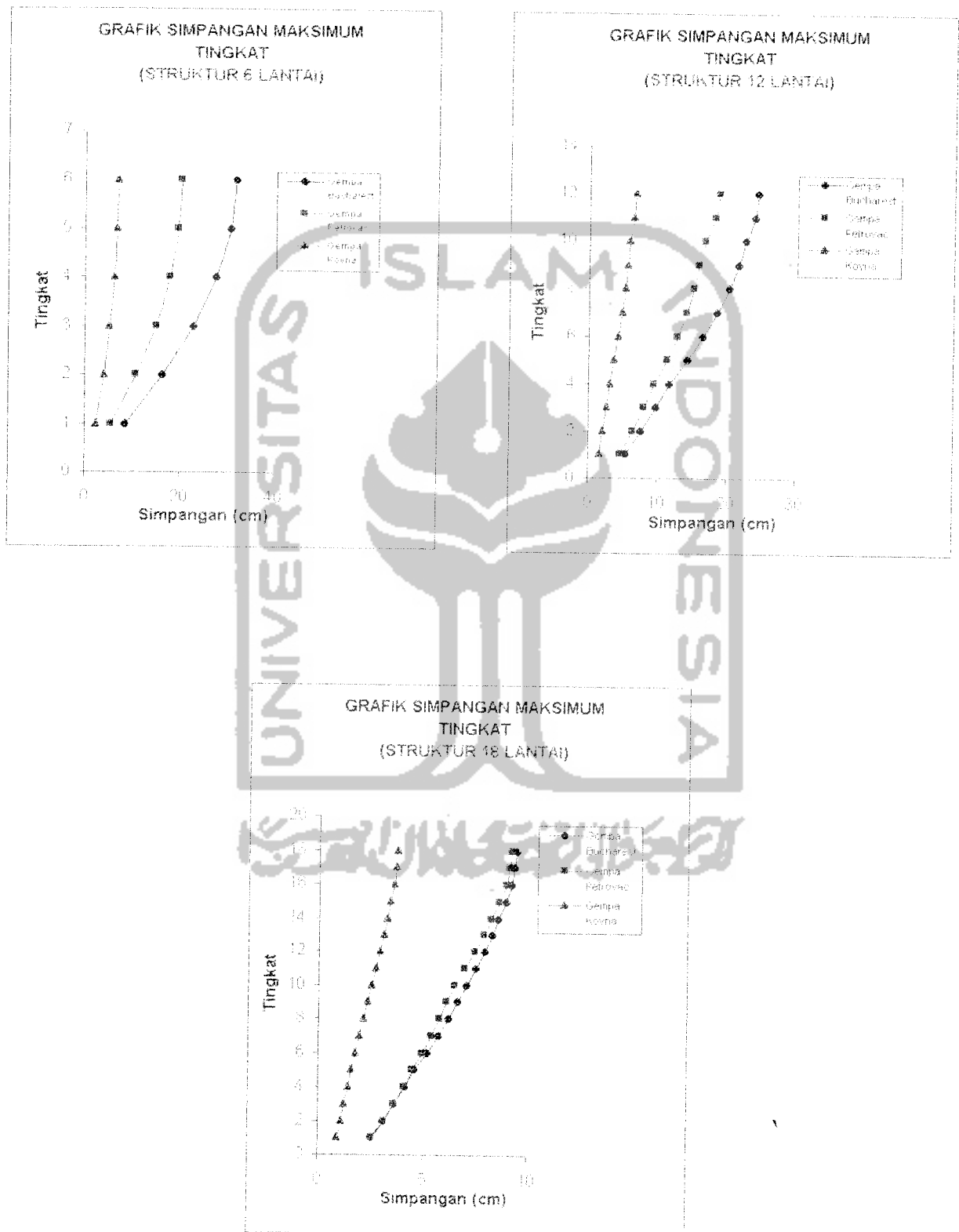
## 5.11 Pembahasan

Pembahasan meliputi tinjauan simpangan relatif tingkat maksimum, simpangan antar tingkat maksimum, gaya horisontal relatif tingkat maksimum, gaya geser kumulatif tingkat maksimum, gaya geser dasar maksimum, dan momen guling maksimum terhadap tingkat dari gempa Bucharest, Petrovac dan Koyna.

### 5.11.1 Simpangan Relatif Maksimum

Dari hasil plot antara simpangan relatif maksimum dengan tingkat yang ditunjukkan pada gambar 5.49 dapat ditarik kesimpulan secara umum yaitu 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.

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. Simpangan relatif terbesar untuk semua tingkat adalah simpangan relatif akibat gempa Bucharest, dengan percepatan tanah maksimum  $548.79 \text{ cm/det}^2$  dan kandungan frekuensi  $0.64222$ .



Gambar 5.49 Plot Simpangan Relatif Maksimum untuk 3 gempa

Tabel 5.11. Simpangan Relatif Tingkat Maksimum Struktur 6 Lantai.

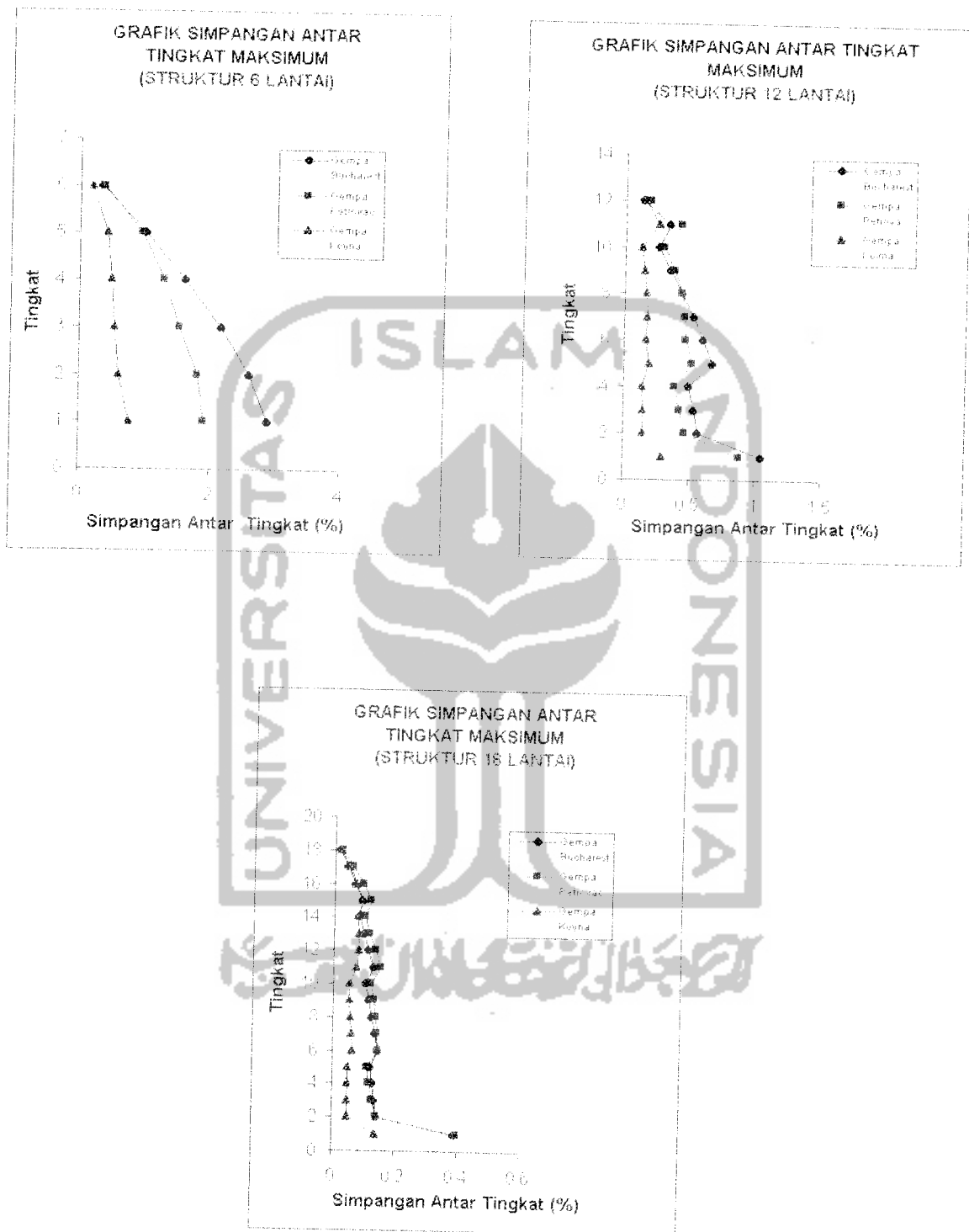
Tk	Simp. Maks gempa buchares.	Simp. Maks gempa petrovac	Simp. Maks gempa koyna.
1	8.67545	5.72848	2.30508
2	16.46788	10.83656	4.06078
3	22.94464	15.16331	5.19553
4	27.78292	18.04325	6.29533
5	30.77792	19.72585	6.76666
6	31.77435	20.27474	6.95291

Tabel 5.12. Simpangan Relatif Tingkat Maksimum Struktur 12 Lantai.

Tk	Simp. Maks. Gempa bucharest	Simp. Maks. Gempa petrovac	Simp. Maks. Gempa koyna
1	5.47289	4.62451	1.54464
2	7.67138	6.42437	2.11517
3	9.73688	8.04318	2.59987
4	11.65039	9.4753	3.05764
5	14.26874	11.34368	3.72347
6	16.60708	12.93229	4.29884
7	18.63655	14.22088	4.81634
8	20.33172	15.21386	5.24309
9	21.67592	16.01944	5.54997
10	22.65535	16.8159	5.86917
11	23.93802	18.25088	6.37345
12	24.44203	18.88735	6.68855

Tabel 5.13. Simpangan Relatif Tingkat Maksimum Struktur 18 Lantai.

Tingkat	Simp. maks. Gempa bucharest	Simp. Maks Gempa Petrovac	Simp. Maks Gempa Koyna
1	2.53802	2.58197	0.89113
2	3.1031	3.13835	1.08234
3	3.63888	3.64515	1.25875
4	4.14386	4.10147	1.41876
5	4.61668	4.5099	1.56387
6	5.1958	4.98375	1.75659
7	5.7295	5.39928	1.96452
8	6.21908	5.77562	2.16079
9	6.66241	6.1346	2.34539



Gambar 5.50 Plot Simpangan Antar Tingkat maksimum untuk 3 gempa

Tabel 5.14. Simpangan Antar Tingkat Maksimum Struktur 6 Lantai.

Tingkat	Inter storey drift Gempa Bucharest	Inter Storey Drift Gempa Petrovac	Inter Storey Drift Gempa Koyna
1	2.89182	1.90949	0.76836
2	2.59747	1.80833	0.60244
3	2.16069	1.53081	0.53896
4	1.6198	1.2944	0.47909
5	1.00461	0.9637	0.41892
6	0.33577	0.36924	0.18119

Tabel 5.15. Simpangan Antar Tingkat Maksimum Struktur 12 Lantai.

Tingkat	Inter storey drift Gempa Bucharest	Inter Storey Drift Gempa Petrovac	Inter Storey Drift Gempa Koyna
1	1.05248	0.88933	0.29705
2	0.56372	0.46314	0.15104
3	0.52962	0.42271	0.14357
4	0.49064	0.38264	0.13813
5	0.67137	0.51412	0.18941
6	0.59968	0.46327	0.16311
7	0.52101	0.45495	0.16805
8	0.43649	0.4307	0.16429
9	0.34736	0.37591	0.14882
10	0.25453	0.29578	0.12628
11	0.33754	0.42905	0.25046
12	0.13458	0.19001	0.14471

Tabel 5.16. Simpangan Antar Tingkat Maksimum Struktur 18 Lantai.

Tingkat	Inter storey drift Gempa Bucharest	Inter Storey Drift Gempa Petrovac	Inter Storey Drift Gempa Koyna
1	0.39046	0.39723	0.1371
2	0.14127	0.13924	0.04884
3	0.13395	0.12721	0.04811
4	0.12632	0.1161	0.049
5	0.11834	0.11041	0.04888
6	0.14505	0.14281	0.06243
7	0.13374	0.14012	0.05822

8	0.12367	0.13586	0.05315
9	0.11359	0.12974	0.05158
10	0.10316	0.12115	0.05155
11	0.1252	0.14961	0.07308
12	0.10998	0.13223	0.07786
13	0.09505	0.11431	0.07961
14	0.07956	0.09821	0.07485
15	0.08911	0.11757	0.08987
16	0.06572	0.0916	0.06852
17	0.04147	0.05999	0.0469
18	0.01657	0.02458	0.01994

### 5.11.3 Gaya Horizontal Tingkat Maksimum

Dari hasil plot antara gaya horizontal tingkat dengan tingkat menunjukkan bahwa :

#### 5.11.3.1 Struktur 6 lantai

- a. Gaya horizontal maksimum yang terjadi akibat gempa Bucharest merupakan gaya horizontal terbesar.
- b. Gaya horizontal yang diakibatkan gempa Bucharest, akan makin besar pada tiap tingkat dan mencapai puncaknya pada lantai 5 kemudian turun untuk lantai 6.
- c. Gaya horizontal yang diakibatkan gempa Petrovac dan gempa Koyna akan mencapai puncaknya pada lantai 2 dan mengalami gaya horizontal terkecil pada lantai 6.

#### 5.11.3.2 Struktur 12 lantai

- a. Gaya horizontal maksimum yang terjadi akibat gempa Petrovac merupakan gaya horizontal terbesar pada lantai 11



dan mengalami gaya horisontal terkecil pada lantai 1 akibat gempa Bucharest.

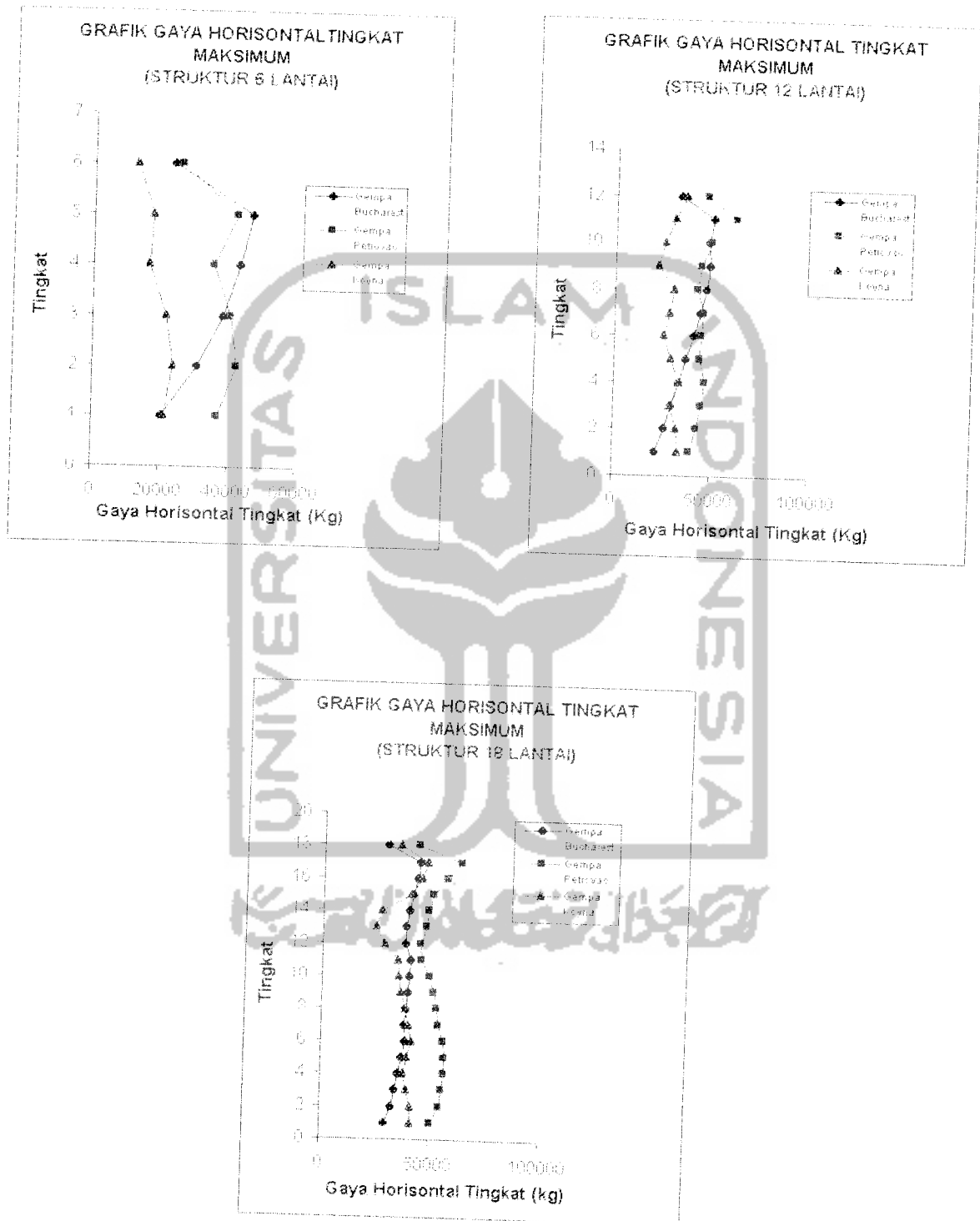
- b. Gaya horisontal yang diakibatkan gempa Bucharest akan mengalami nilai terbesar pada lantai 11 dan terkecil pada lantai 1 begitu juga akibat gempa Petrovac.
- c. Gaya horisontal yang diakibatkan gempa Koyna akan mengalami gaya horisontal terbesar pada lantai 12 dan terkecil pada lantai 9.

#### 5.11.3.3 Struktur 18 Lantai.

- a. Gaya horisontal terbesar terjadi akibat gempa Petrovac merupakan gaya horisontal terbesar pada lantai 17 dan gaya horisontal terkecil akibat gempa Bucharest pada lantai 1.
- b. Gaya horisontal yang diakibatkan oleh ke tiga gempa akan maksimum pada lantai 17 dan akan minimum pada lantai 1 kecuali untuk gempa Koyna yang minimum pada lantai 13.

Maka kesimpulan yang diambil dari ketiga macam hasil pengamatan pada grafik :

1. Untuk struktur rendah maka gaya horisontal yang diakibatkan gempa frekuensi rendah mempunyai nilai yang terbesar tetapi untuk struktur yang lebih tinggi gempa frekuensi sedang mengakibatkan gaya horisontal terbesar.



Gambar 5.51 Plot Gaya Horizontal Maksimum untuk 3 gempa

Tabel 5.17. Gaya Horisontal Tingkat Maksimum Struktur 6 Lantai.

Tingkat	Gaya Hor. Tk. Gempa buchrest	Gaya Hor. Tk. Gempa petrovac	Gaya Hor. Tk. Gempa koyna
1	20475.44	36769.09	21291.65
2	30702.01	42229.6	23883.97
3	38179.9	40391.2	21509.37
4	42939.03	35397.54	16352.34
5	46405.15	41937.06	17193.24
6	23284.77	25605.7	12564.88

Tabel 5.18. Gaya Horisontal Tingkat Maksimum Struktur 12 Lantai.

Tk	Gaya Hor. Tk. Gempa buchrest	Gaya Hor. Tk. Gempa petrovac	Gaya Hor. Tk. Gempa koyna
1	21873.09416	39709.9129	33374.13698
2	26198.65727	42801.13696	32441.35775
3	29923.08434	45292.51452	28858.87233
4	33364.79951	46795.78166	33717.03805
5	36830.08966	44204.44335	28897.77572
6	40887.85706	44598.04781	25488.09104
7	44216.09655	45685.31209	28175.2374
8	46630.83271	42238.088	30431.50801
9	48256.08541	44153.22177	22217.36087
10	47750.3885	48813.21107	25030.83928
11	49866.68735	61729.72814	29978.23096
12	32985.74411	46571.29902	35468.61921

Tabel 5.19. Gaya Horisontal Tingkat Maksimum Struktur 18 Lantai.

Tingkat	Gaya Hor. Tk. Gempa Bucharest	Gaya Hor. Tk. Gempa petrovac	Gaya Hor. Tk. Gempa Koyna
1	29816.31	50347.14	41220.64
2	32701.28	54551.6	41079.43
3	34149.09	55494.59	39200.01
4	35577.68	56074.5	38051.8
5	36865.41	56110.69	39510.87
6	38341.06	56024.19	41314.54
7	37655.4	53275.93	39964.94
8	38515.15	52568.61	38547.59
9	39161.29	51004.69	35851.67
10	39640.31	48885.79	35107
11	40105.42	45325.04	34494.48
12	37992.25	44566.29	28258.31
13	38087.05	46856.3	24497.09
14	39341.19	48059.73	26489.04
15	41009.48	50233.69	39890.34
16	42530.32	56221.08	44837.7
17	43649.72	62384.61	47262.35
18	29043.78	43091.47	34955.09

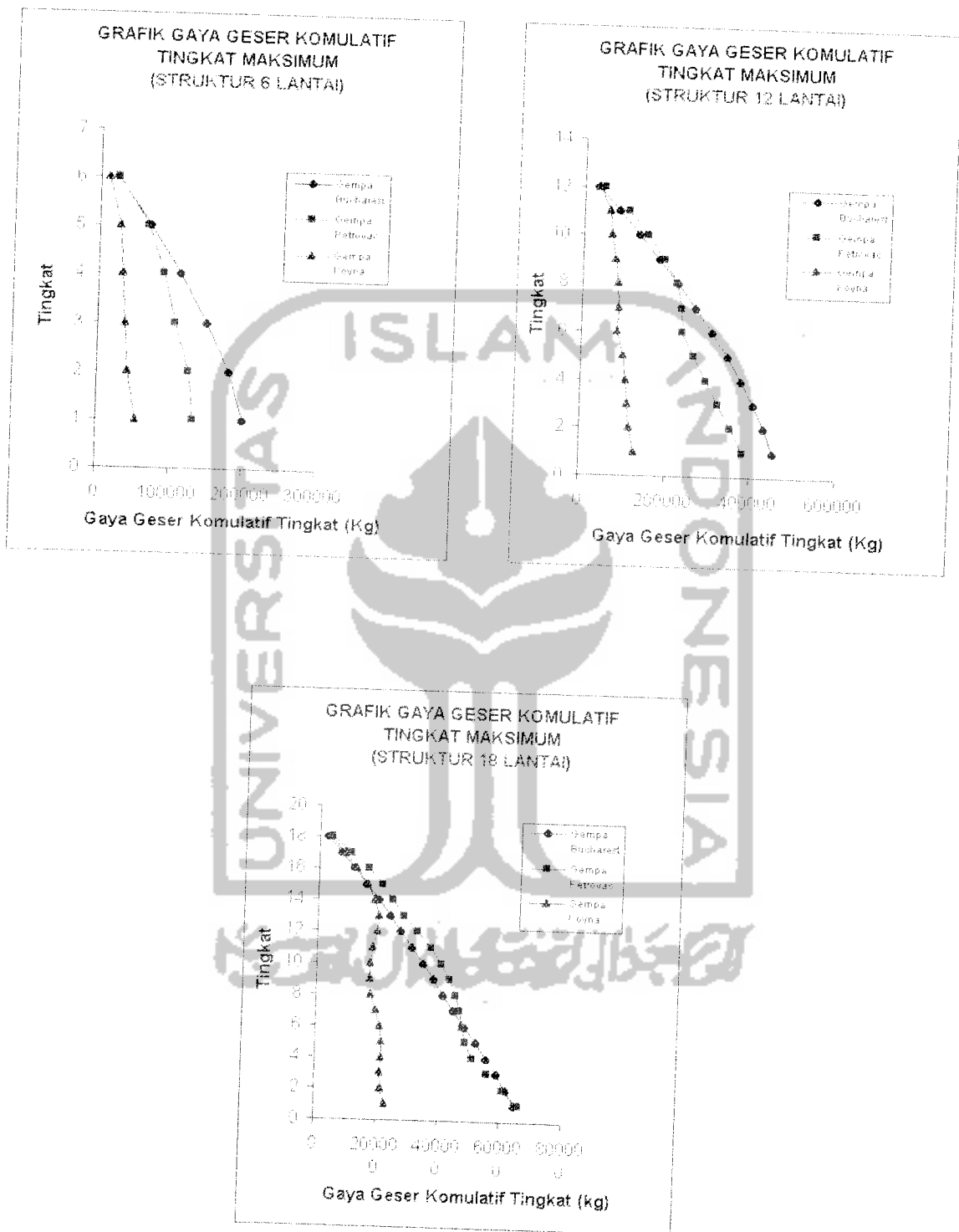
#### 5.11.4 Gaya Geser Komulatif Tingkat

Dari hasil plot antara gaya geser komulatif tingkat dengan tingkat menunjukkan bahwa :

1. Nilai gaya geser tingkat maksimum dipengaruhi oleh simpangan relatif dan kekakuan tingkat.
2. 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 seperti yang ditunjukkan pada struktur 6, 12 lantai gaya geser yang terjadi akibat gempa Bucharest merupakan gaya geser terbesar sedang gaya geser akibat gempa Koyna merupakan gaya geser terkecil tetapi paada struktur 18 lantai gaya geser yang diakibatkan gempa Petrovac menghasilkan gaya geser terbesar pada lantai 1 dan gaya geser akibat gempa Bucharest menghasilkan gaya geser terkecil pada lantai 18.
3. Penambahan besarnya nilai gaya geser tingkat tidak linier, hal ini karena pengaruh kekakuan dan simpangan relatif pada tiap tingkatnya. Dengan melihat besarnya nilai kekakuan tingkat dan simpangan relatif dapat diketahui bahwa kontribusi kekakuan lebih dominan.
4. Pada lantai yang mempunyai perbedaan kekakuan yang relatif besar dengan tingkat yang lainnya akan mempunyai pola yang cenderung

patah. Sehingga perbedaan kekakuan yang besar juga akan mengakibatkan perubahan gaya geser tingkat yang relatif besar. Besarnya gaya geser tingkat 1 merupakan komulatif dari gaya geser tingkat di atasnya dan akan menimbulkan reaksi yang sama besarnya tetapi arahnya berlawanan, gaya reaksi ini sering disebut sebagai gaya geser dasar.





Gambar 5.52 Plot Gaya Geser Kumulatif Tingkat Maksimum untuk 3 gempa

Tabel 5.20. Gaya Geser Kumulatif Tingkat Maksimum Struktur 6 Lantai.

Tingkat	Gy. Geser kom. Tk. Maks. Gempa bucharest	Gy. Geser Kom. Tk. Maks. Gempa petrovac	Gy. Geser Kom. Tk. Maks. Gempa koyna
1	200539.6	132418	53283.73
2	180127.6	125402.6	41777.66
3	149837.9	106157.6	37375.24
4	112328.4	89762.78	33223.42
5	69667.15	66830.14	29050.9
6	23284.77	25605.7	12564.88

Tabel 5.21. Gaya Geser Kumulatif Tingkat Maksimum Struktur 12 Lantai.

Tingkat	Gy. Geser Kom. Tk Maks. Gempa Bucharest	Gy. Geser Kom. Tk Maks. Gempa Petrovac	Gy. Geser Kom. Tk Maks. Gempa Koyna
1	453958.961	383588.4506	128123.4597
2	432256.5971	355133.3955	115814.7516
3	406108.3582	324132.7683	110087.8269
4	376224.227	293409.8621	105916.0879
5	342924.0052	262600.9216	96747.93103
6	306303.7497	236628.46	83314.90197
7	266123.3978	232381.7753	85838.36933
8	222949.4065	219993.5102	83915.74969
9	177425.8522	192009.4939	76015.29268
10	130009.685	151077.4481	64500.35174
11	82731.39483	105160.4883	61389.19421
12	32985.74411	46571.29902	35468.61921

Tabel 5.22. Gaya Geser Kumulatif Tingkat Maksimum Struktur 18 Lantai.

Tingkat	Gy. Geser Kom. Tk Maks. Gempa Bucharest	Gy. Geser Kom. Tk Maks. Gempa Petrovac	Gy. Geser Kom. Tk Maks. Gempa Koyna
1	649141.3	660383.4	227921.8
2	620174.9	611263.5	214416.9
3	588019.6	558443.2	211199
4	554529	509695.5	215101.4
5	519527	484710.9	214586.8
6	483169.9	475696.9	207939.1
7	445496.1	466753.7	193938.5
8	411956	452536.1	177042.6
9	378367.2	432176.8	171813.5
10	343638.1	403545.1	171702.4
11	307743.6	367739.9	179622.8
12	270320.1	325031.4	191382.3
13	233629.3	280970.3	195691.9
14	195555.5	241412.1	183981.7
15	156214.3	206106.5	157549.1

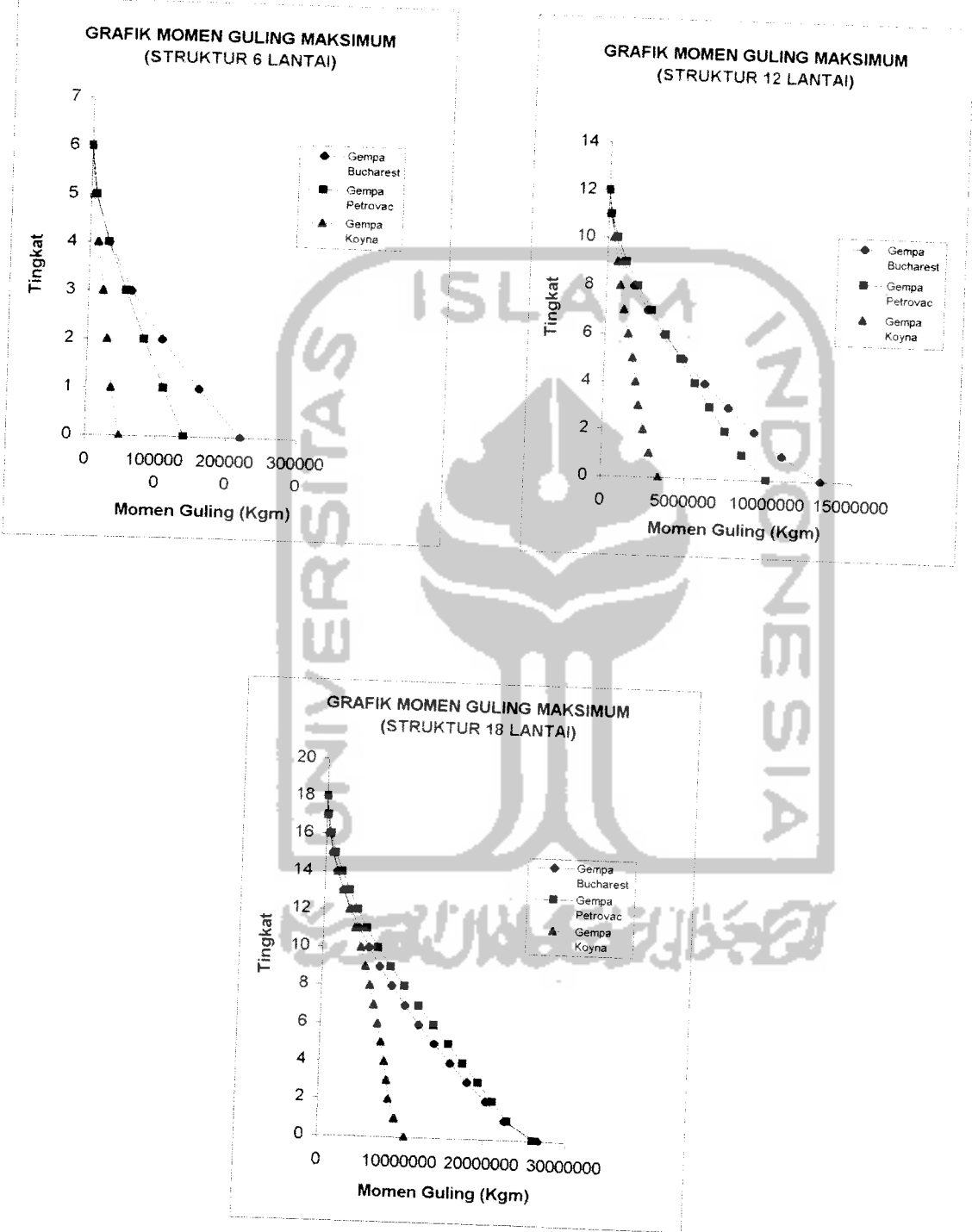
16	115204.8	160576	120117.3
17	72692.32	105154	82217.44
18	29043.78	43091.47	34955.09

### 5.11.5 Momen Guling

Dari hasil plot antara momen guling dengan tingkat menunjukkan bahwa :

1. Momen guling dipengaruhi oleh gaya horisontal tingkat dan tinggi tingkat.
2. Momen guling akan mengalami nilai maksimum pada lantai dasar.
3. Momen guling untuk tingkat paling atas akan bernilai nol.
4. Momen guling yang diakibatkan oleh gempa Petrovac merupakan momen guling terbesar, yaitu terjadi pada struktur 18 lantai.
5. Momen guling yang diakibatkan oleh gempa Bucharest mengalami nilai maksimum pada struktur 6 dan 12 lantai.
6. Momen guling yang disebabkan oleh gempa Koyna merupakan momen guling terkecil untuk semua struktur.





Gambar 5.53 Plot Momen Guling Maksimum untuk 3 gempa

Tabel 5.23. Momen Guling Maksimum Struktur 6 Lantai.

Tingkat	Momen Guling Maks. Gempa bucharest (kgm)	Momen Guling Maks Gempa petrovac (kgm)	Momen Guling Maks. Gempa koyna (kgm)
0	2203406	1406053	482090.4
1	1602630	1097475	354419.5
2	1064054	810061.9	282730.1
3	615647.5	535163.3	211132.1
4	278849.3	276266	123980.4
5	69852.66	76817.03	37694.44
6	0	0	0

Tabel 5.24. Momen Guling Maksimum Struktur 12 Lantai.

Tingkat	Momen Guling Maks. Gempa Bucharest (kgm)	Momen Guling Maks. Gempa Petrovac (kgm)	Momen Guling Maks. Gempa Koynat (kgm)
0	13155353	9912518	3433814
1	10796727	8400085	2833274
2	9112573	7357163	2441707
3	7532148	6384625	2120617
4	6069633	5467442	1927101
5	4736382	4567898	1680712
6	3547140	3654630	1396952
7	2513987	2750010	1093169
8	1647589	1896932	841390.1
9	957144.8	1149909	626697
10	451000.2	591753.6	377746.9
11	128641.3	181627.9	138328.1
12	0	0	0

Tabel 5.25. Momen Guling Maksimum Struktur 18 Lantai.

Tingkat	Momen Guling Maks. Gempa Bucharest (kgm)	Momen Guling Maks. Gempa Petrovac (kgm)	Momen Guling Maks. Gempa Koyna (kgm)
0	26668760	26072412	10447253
1	22605316	22936396	9166560
2	20213588	21063782	8357971
3	17936722	19215728	8080090
4	15778775	17335390	7720215
5	13743497	15474703	7311271
6	11834686	13600750	6831093
7	10057228	11743002	6303210
8	8409506	9932858	5745431
9	6896034	8210761	5155622
10	5521480	6603526	4518012
11	4290504	5197371	3815586
12	3209221	4066550	3050057

13	2274700	3000019	2271088
14	1492477	2053979	1554217
15	867690.8	1233282	946506.7
16	406943.6	592982.3	468690.6
17	116172.5	172365.3	139820.6
18	0	0	0

Dari tabel-tabel di atas yang menunjukkan harga-harga maksimum dari respon struktur yang berupa simpangan relatif, simpangan antar tingkat, gaya horisontal tingkat, gaya geser tingkat, dan momen guling dapat diketahui besar dan waktu terjadinya respon maksimum pada tiap tingkatnya. Dari tabel-tabel tersebut juga dapat diketahui bahwa respon struktur tiap tingkatnya tidak terjadinya 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 dapat pada tabel berikut. Percepatan tanah maksimum telah dinormalisasikan terhadap percepatan tanah maksimum gempa Koyna seperti pada tabel 5.26.

Tabel 5.26. Normalisasi Percepatan Tanah Maksimum

No	Nama Gempa	Perc. Maks norm thd gem. Koyna Cm/det <sup>2</sup>	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.	Crinth	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.	Thaluac Bombas	548.79	26.01
14.	Mexico	548.79	37.21
15.	Lolleo	548.79	23.81

( Sumber. Tugas akhir Jayadi dan Dhani)

## BAB VI

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 6.1. Kesimpulan

Kesimpulan yang dapat diambil dari penelitian Respon Seismik Struktur Bangunan Bertingkat dengan Integrasi Persamaan Differensial Secara Langsung adalah sebagai berikut.

1. Perbedaan penggunaan beban gempa terhadap struktur yang mempunyai beda jumlah tingkat akan menyebabkan efek yang sangat besar antara lain :
  - a. Beban gempa Bucharest akan mengakibatkan :
    - a.1 Simpangan relatif tingkat maksimum paling besar dibandingkan beban gempa Petrovac dan Koyna pada struktur 6, 12, 18 lantai
    - a.2 Simpangan antar tingkat maksimum pada lantai 6, 12 paling besar diantara beban gempa yang lain tetapi untuk struktur 18 lantai simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Bucharest dan Petrovac hampir sama besar.
  - b. Beban Gempa Petrovac akan mengakibatkan :
    - b.1 Gaya horisontal tingkat maksimum dan gaya geser komulatif tingkat maksimum paling besar dibandingkan dengan beban

gempa Bucharest dan Koyna baik pada struktur 6, 12 dan 18 lantai

2. Hubungan antara parameter gerakan tanah dengan respon struktur sangat erat diantaranya :
  1. Bahwa gempa frekuensi rendah (gempa Bucharest) dengan A/V rasio 0,6422 g/m/det cenderung menyebabkan respon struktur yang maksimum dibandingkan dengan gempa frekuensi sedang (gempa Petrovac) dengan A/V rasio 1,09876 g/m/det dan gempa frekuensi tinggi (gempa Koyna) dengan A/V rasio 3,46774 g/m/det
  2. Bahwa gempa dengan percepatan tanah maksimum ternyata tidak menyebabkan respon struktur yang maksimum juga. Ini terlihat pada gempa Koyna yang mempunyai percepatan tanah maksimum sebesar 548,791 cm/det<sup>2</sup> ternyata respon struktur yang terjadi kalah besar dibandingkan gempa Bucharest dengan percepatan tanah maksimum 225,401 cm/det<sup>2</sup> dan gempa Petrovac dengan percepatan tanah maksimum sebesar 441 cm/det<sup>2</sup>.
  3. Bahwa gempa dengan durasi atau lama terjadinya gempa yang maksimum ternyata tidak menyebabkan semua respon struktur yang maksimum, ini terlihat dari gempa Petrovac yang durasinya paling lama dibanding dengan gempa Bucharest dan gempa Koyna ternyata simpangan relatif tingkat maksimum dan simpangan antar tingkat maksimum kalah besar dibandingkan gempa Bucharest.

3. Pola simpangan relatif maksimum berkebalikan dengan pola simpangan antar tingkat maksimum model struktur 6,12,18 lantai. Nilai simpangan relatif akan terus bertambah dari lantai 1 sampai lantai 18, sedangkan nilai simpangan antar tingkat akan terus berkurang dari lantai 1 sampai lantai 18 untuk setiap kasus pembebanan. Hal ini sesuai dengan pola goyangan untuk mode pertama.
4. Simpangan relatif maksimum tidak berpola sama dengan gaya geser dasar. Hal ini disebabkan karena gaya geser dasar merupakan fungsi kekakuan struktur dan struktur mempunyai kekakuan yang tidak seragam.
5. 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.
6. Percepatan tanah dengan magnitudo yang maksimum tidak menyebabkan respon struktur menjadi maksimum pada waktu yang sama.
7. Gempa dengan kandungan frekuensi tinggi cenderung menyebabkan respon yang relatif kecil dibanding dengan respon akibat gempa frekuensi rendah.

6. Bahwa Metode Wilson- $\phi$  ternyata mampu menyelesaikan persamaan-persamaan yang tidak dapat diselesaikan dengan menggunakan persamaan unkuoupling.

## 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 banyak 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. 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.

5. Perlu diadakan penelitian tentang pola dan variasi frekuensi percepatan tanah yang cenderung menyebabkan respon struktur menjadi besar.
6. Perlu diadakan penelitian yang sama dengan menggunakan asumsi struktur berperilaku selain linier elastis (nonlinier elastis, linier inelastis, nonlinier inelastis).
7. 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.
8. Perlu dilakukan penelitian dengan menggunakan metode selain metode Wilson- $\phi$  dan Modal Analisis /Mode Superposition Methods yang umum digunakan, sehingga dapat diketahui metode mana yang paling baik.
9. Perlu diadakan penelitian yang lain dengan melakukan perubahan variasi massa dan kekakuan.
10. Perlu diadakan penelitian terhadap bangunan-bangunan apabila mengalami rotasi.



## DAFTAR PUSTAKA

- Bathe Jurgen, Klaus, 1996. **Finite Elemen Procedures**. Prentice Hall International Edition
- 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 Sructures**. McGraw-Hill. Second Edition.
- Craig Clark John, 1997. **Microsoft Visual Basic 4.0 Developer,s Workshop**. Microsoft Press. Edisi ketiga
- 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.

Microsoft Corporation, 1985 – 1999. **Microsoft Exel 2000**. Copyright All Right Reserved.

Munadi Suparjitno, 1994. **Perhitungan Matriks dengan Quick Basic**. Andi Offset, Yogyakarta

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.

Supartitno, Munadi, 1994. **Perhitungan Matriks dengan Quick Basic**. Andi Offset, Yogyakarta

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

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



## DAFTAR LAMPIRAN

1. **Lampiran 1** Gambar data plot beban gempa .
2. **Lampiran 2** Verifikasi perhitungan respon struktur dengan aplikasi program NRMDOFS 2000 dan perhitungan manual .
3. **Lampiran 3** User's Manual NRMDOFS 2000







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

Propose 100  
TA = 300  
Ay

### KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

No.	Nama	No. Mhs.	N.I.R.M.	Bidang Studi
1.	AGUNG FEBRIARTO	94 310 070		TSS
2.	YESRIELRIAN	94 310 056		TSS

JUDUL TUGAS AKHIR : ..... RESPON SEISMIK STRUKTUR BANGUNAN .....  
..... BERTINGKAT DENGAN INTEGRASI PERSAMAAN DIFFERENSIAL SECARA  
..... LANGSUNG. ....

Dosen Pembimbing I : IR. H. WIDODO, MSCE, PH.D  
Dosen Pembimbing II : IR. H. ILAMAN NOOR, MSCE

1

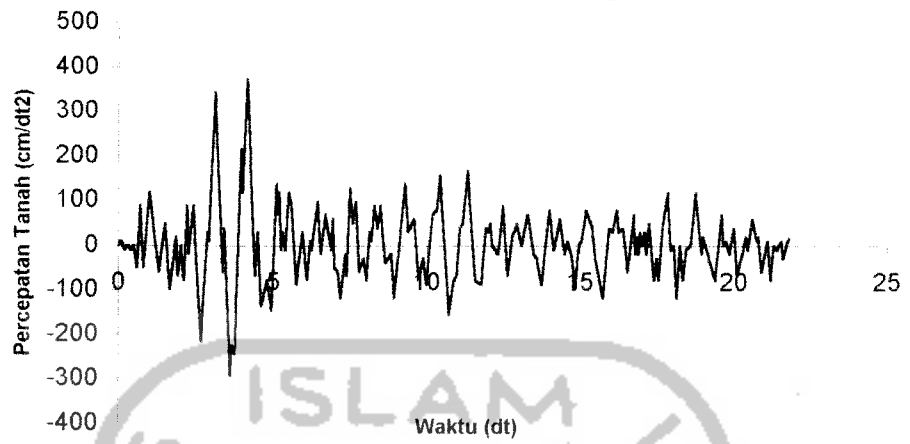
2



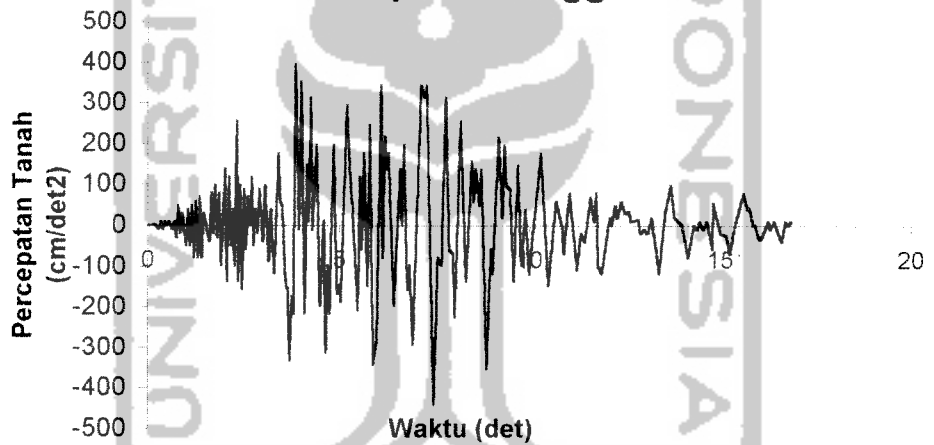
Yogyakarta, 15 Mei 2000  
Dekan,  
Jurusan Teknik Sipil

IR. H. TADJUDDIN BM ARIS, MS

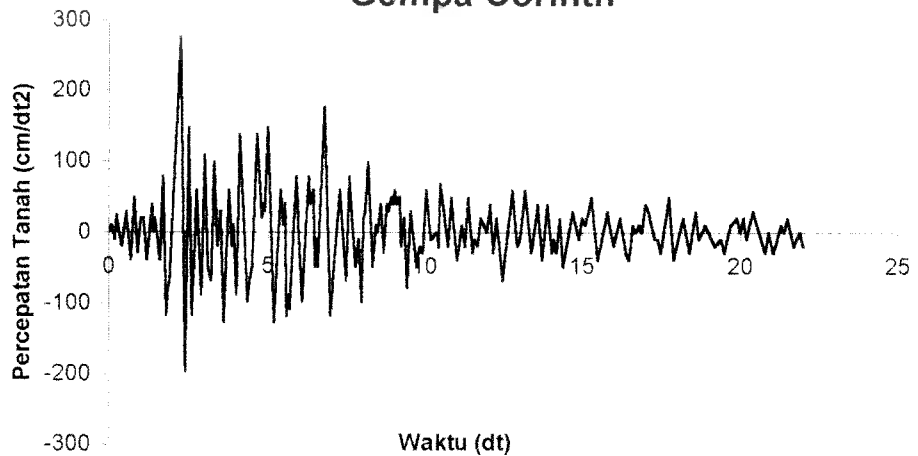
### Gempa Bar Montenegro

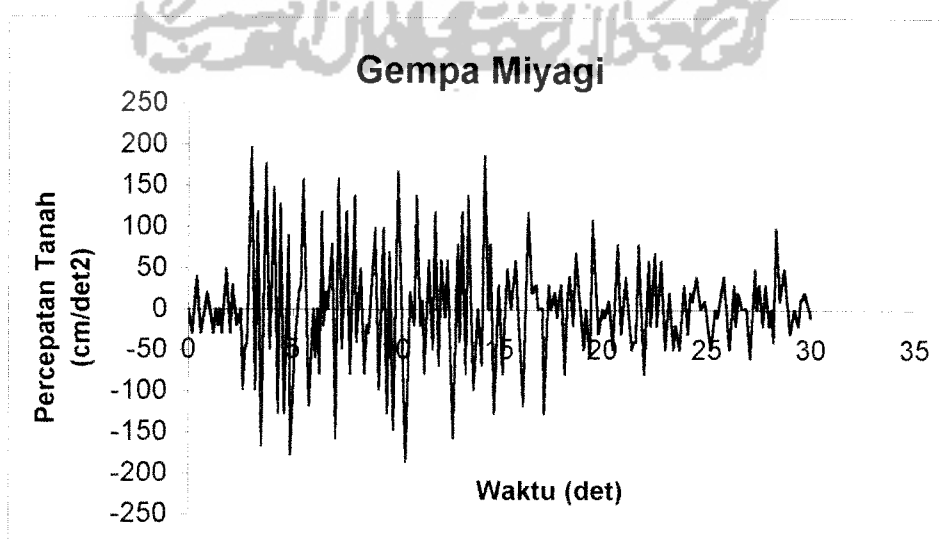
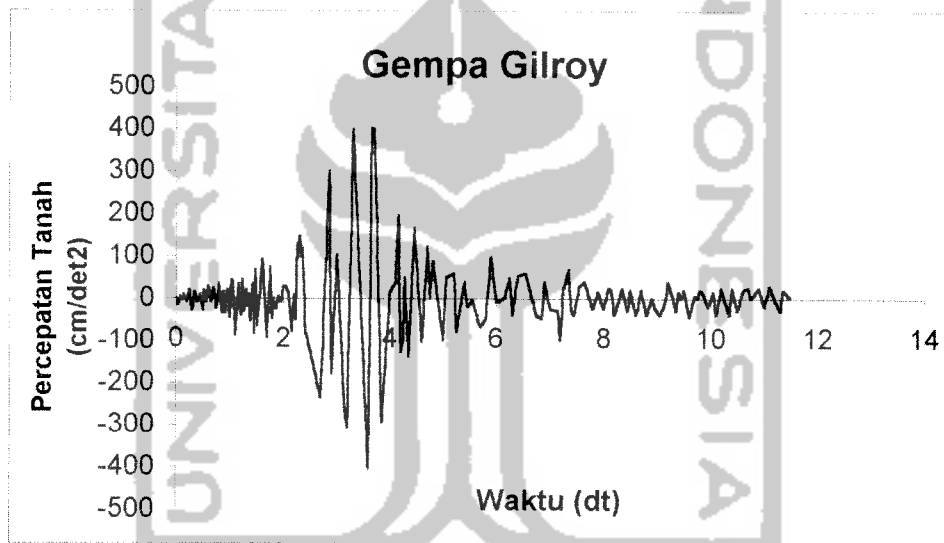
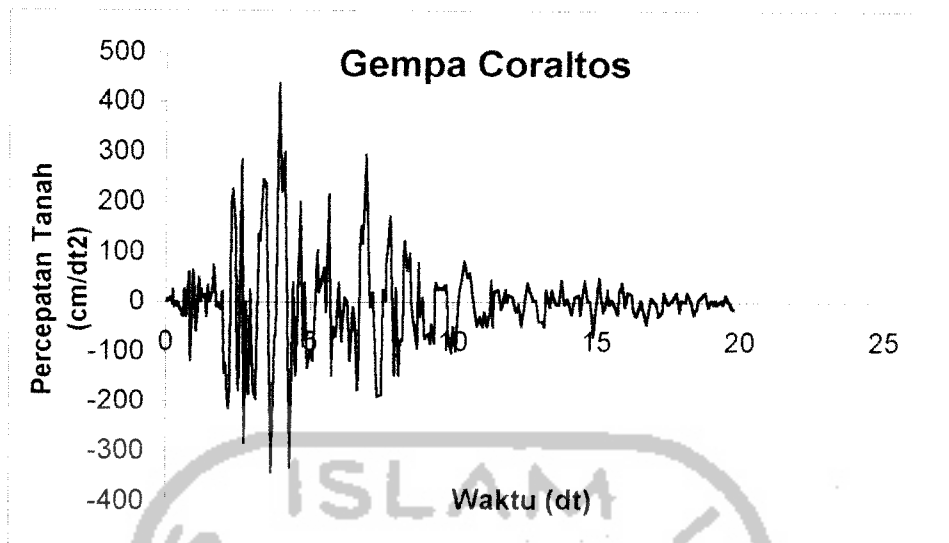


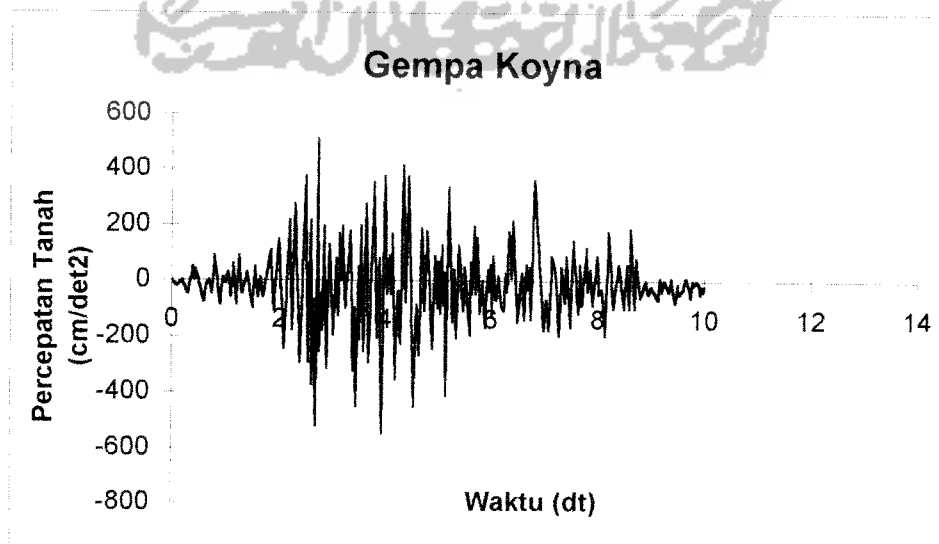
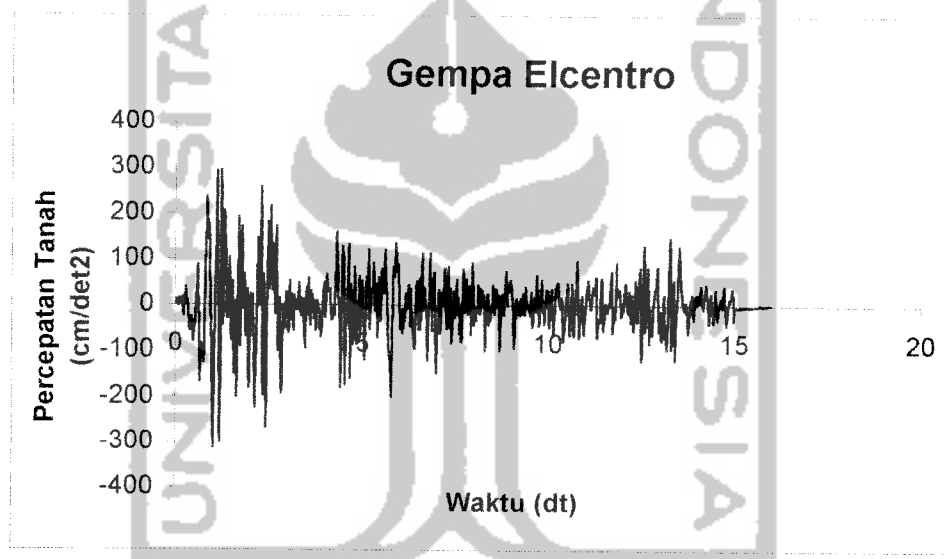
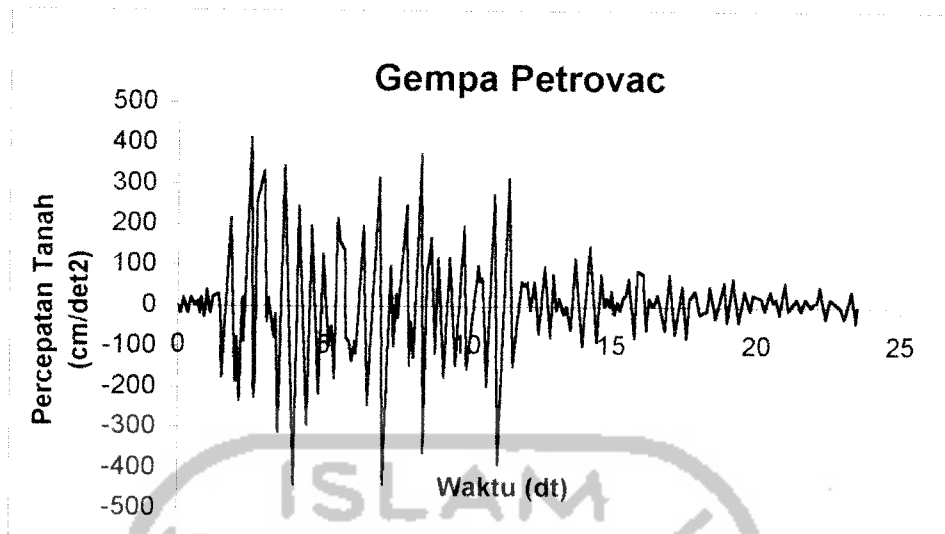
### Gempa Coalingga



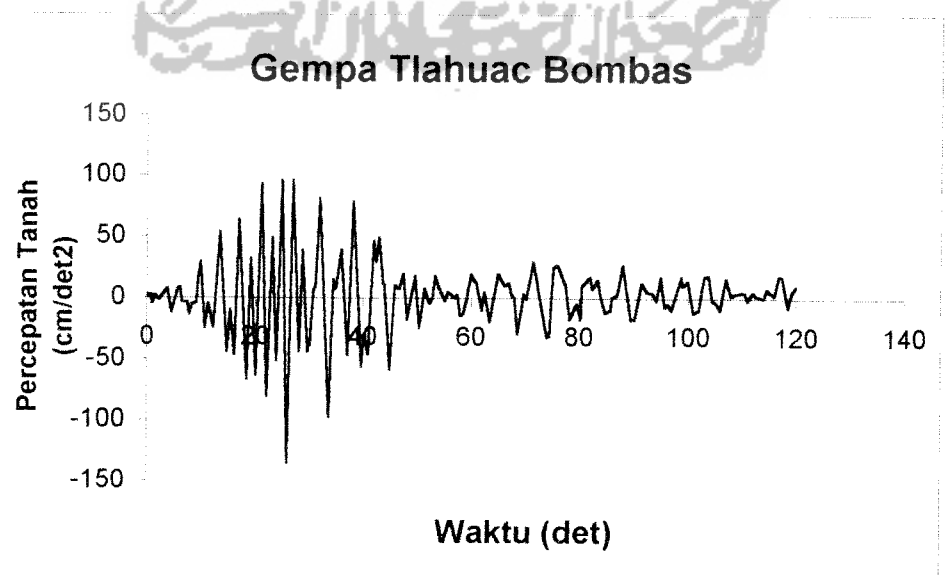
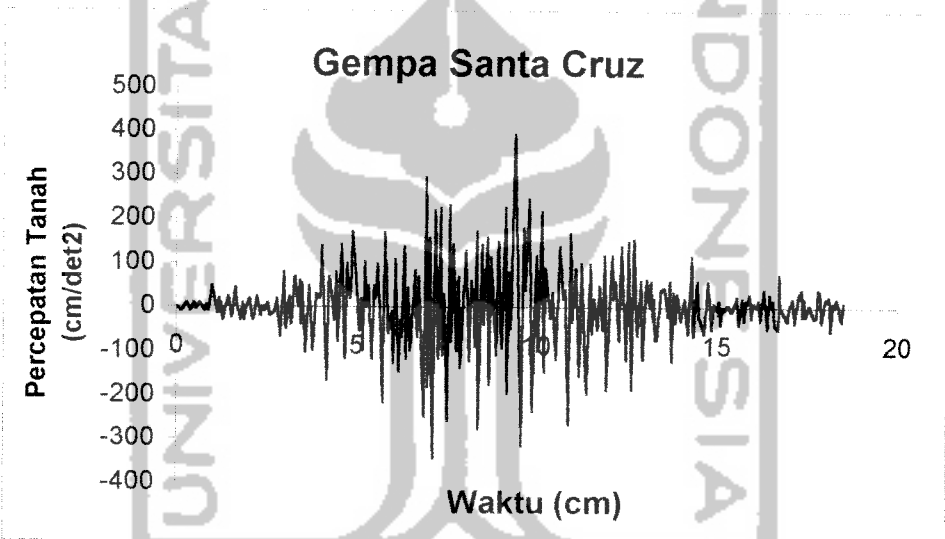
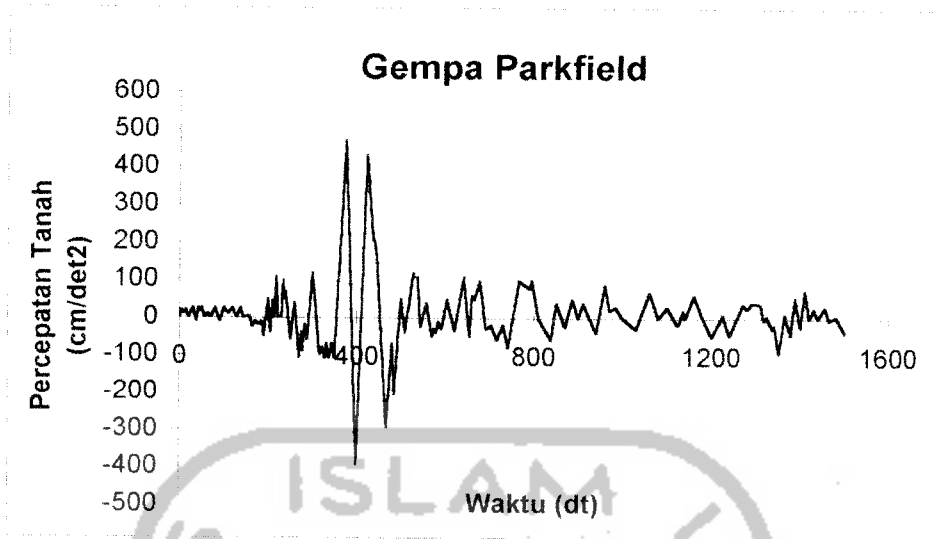
### Gempa Corinth











## VERIFIKASI

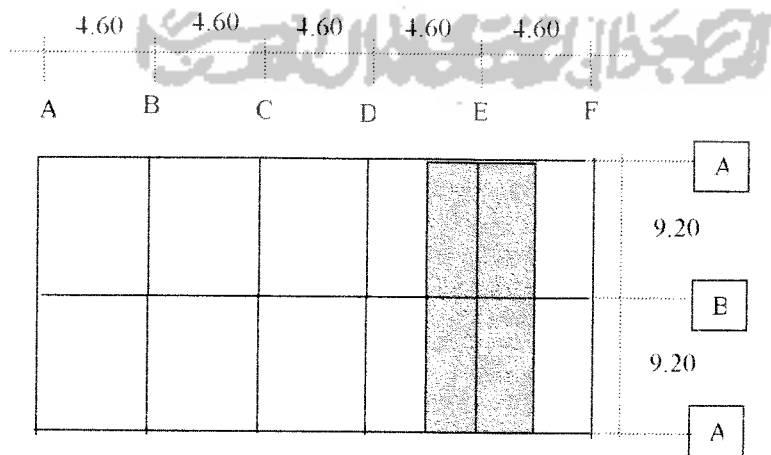
Verifikasi untuk struktur 3 lantai dengan beban gempa t dengan cara manual dan program NRMDOFS.

### 1. Perhitungan Manual

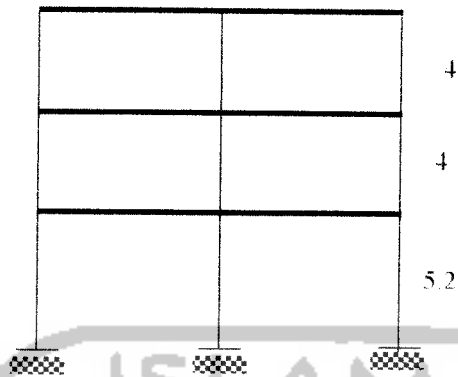
Dalam perhitungan manual ini dalam mencari besarnya omega ( $\omega$ ) kami menggunakan Metode Polinomial dan untuk mencari besarnya simpangan, simpangan antar tingkat, gaya horisontal tingkat, gaya geser tingkat, gaya geser dasar dan momen guling kami menggunakan Metode Wilson- $\phi$ .

#### A. Data Struktur

Struktur yang ditinjau merupakan suatu model *shear building* 3 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  $200000 \text{ kg/cm}^2$  dan berat jenis ( $\gamma$ ) beton bertulang diambil sebesar  $2400 \text{ kg/m}^3$ .



Gambar 5.55 Denah Model struktur



Gambar 5.56 Potongan Portal E

### B. 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 5.56). 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 PPTGIUG 1983 diperoleh data

- a. Beban hidup ( $q_l$ ) pada atap gedung :  $100 \text{ kg/m}^2$ .
- b. Beban hidup ( $q_l$ ) pada lantai gedung :  $250 \text{ kg/m}^2$ .

Sehingga beban hidup yang bekerja pada portal E ( Gambar 5.56) dapat dihitung dengan rumus :

$$W_l = q_l \times b \times l \dots\dots\dots(5.1)$$

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

a. Plat atap =  $100 \times 18,4 \times 4,6 = 8464 \text{ kg} = 8,464 \text{ Ton}$ .

b. 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. Asumsi tebal plat atap dan plat lantai secara berurutan adalah sebesar 15 cm dan 20 cm.

Perhitungan berat beban mati dapat dicari dengan rumus :

$$W_d = b \times h \times l \times \gamma \dots \dots \dots (5.2)$$

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

a. Beban mati

a.1 Lantai

a.1.1 Pelat =  $0,12 \times 2,4 \times 18,4 \times 4,6 = 24,376 \text{ ton}$

a.1.2 Tegel =  $0,02 \times 2,4 \times 18,4 \times 4,6 = 4,063 \text{ ton}$

a.1.3 Spesi + pasir =  $0,04 \times 2,1 \times 18,4 \times 4,6 = 7,11 \text{ ton}$

a.1.4 Langit-langit + penggantung =  $0,18 \text{ ton}$

$W_d = 35,729 \text{ ton}$

a.2 Atap

a.2.1 Plat atap =  $0,10 \times 2,4 \times 18,4 \times 4,6 = 20,314 \text{ Ton}$ .

a.2.2 Langit-langit + penggantung =  $0,18 \text{ ton}$

a.2.3 Finishing =  $0,02 \times 18,4 \times 4,6 \times 2,4 = 4,063 \text{ ton}$

$W_d = 24,557 \text{ ton}$ .

b. Beban mati akibat balok

b.1 Dimensi balok 25/70 =  $0,25 \times 0,7 \times 2,4 \times 18,4 = 7,728$  Ton.

b.2 Dimensi balok 30/80 =  $0,3 \times 0,8 \times 2,4 \times 18,4 = 10,5984$  Ton.

b.3 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 :

$$W_{tot} = W_d + W_l \dots\dots\dots(5.3)$$

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 berikut :

Hasil perhitungan beban tiap lantai

No.	Lantai	Beban tiap lantai (Ton)
1	1	64,6170
2	2	67,4874
3	3	46,1586

### C. 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.

#### 1. Perhitungan Massa Tingkat

Massa tingkat dihitung dengan rumus 3.1, dimana massa adalah berat dibagi percepatan gravitasi. Di dalam perhitungan ini percepatan gravitasi diambil

sebesar  $980 \text{ cm/det}^2$ . Dari rumus tersebut maka massa untuk lantai satu dapat dihitung sebagai berikut :

$m_l = w_l / g$ , dimana  $w_l = 86004 \text{ kg}$ , sehingga

$$m_l = 86004 / 980 = 87,759 \text{ kg det}^2/\text{cm}$$

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

Hasil perhitungan massa

No.	Lantai	Massa (kg. Det <sup>2</sup> /cm)
1	1	65,9357
2	2	68,8646
3	3	47,1006

## 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 3.23. Dengan melihat data struktur maka kekakuan dihitung secara paralel yaitu kekakuan tiap lantai merupakan jumlah dari kekakuan kolom, secara matematis dapat dituliskan dengan rumus 3.24, sehingga kekakuan tingkat satu dapat dihitung dengan rumus 3.25.

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

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

$$k_{l1} = 2 * 24002.90168 + 24002.90168 = 72008.70504 \text{ kg/cm}$$

selanjutnya hasil perhitungan kekakuan tingkat disajikan dalam Tabel berikut ini :

Hasil perhitungan kekakuan

No.	Lantai	Kekakuan (kg/cm)
1	1	72008.70504
2	2	102984.375
3	3	46875

Jadi

$$M_1 = 65,9357 \text{ kgdet}^2/\text{cm}$$

$$K_1 = 72008.70504 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_2 = 68,8646 \text{ kgdet}^2/\text{cm}$$

$$K_2 = 102984.375 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_3 = 47,1006 \text{ kgdet}^2/\text{cm}$$

$$K_3 = 46875 \text{ kg/cm}^2$$

**Penyelesaian :**

$$[M] = \begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} \quad [K] = \begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.375 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix}$$

misalnya dipakai, unit massa  $m = 47,1006 \text{ kgdet}^2/\text{cm}$  dan unit kekakuan  $k = 46875 \text{ kg/cm}$  maka matriks massa dan kekakuan menjadi:

$$[M] = \begin{bmatrix} 1.3999m & 0 & 0 \\ 0 & 1.4621m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix} \dots\dots\dots(3.39)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} 3.7332k & -2.197k & 0 \\ -2.197k & 3.197k & -k \\ 0 & -k & k \end{bmatrix} \dots\dots\dots(3.40)$$

Dengan memperhatikan matriks-matriks diatas maka persamaan eigenproblem yang dapat disusun adalah sebagai berikut:

$$\begin{bmatrix} 3.7332k - 1.3999\omega^2 m & -2k & 0 \\ -2k & 3.197k - 1.4621\omega^2 m & -k \\ 0 & -k & k - \omega^2 m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_3 \\ \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \dots\dots (5.41)$$

Persamaan 5.41 dapat ditulis menjadi:

$$\begin{bmatrix} 3.7332 - \frac{1.3999\omega^2}{k/m} & -2 & 0 \\ -2 & 3.197 - 1.462 \frac{\omega^2}{k/m} & -1 \\ 0 & -1 & 1 - \frac{\omega^2}{k/m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_3 \\ \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \dots\dots (3.42)$$

apabila diambil suatu notasi  $\lambda = \frac{\omega^2}{k/m}$ , maka persamaan 3.42 menjadi

$$\begin{bmatrix} 3.7332 - 1.3999\lambda & -2 & 0 \\ -2 & 3.197 - 1.462\lambda & -1 \\ 0 & -1 & 1 - \lambda \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_3 \\ \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \dots\dots (3.43)$$

apabila persamaan 3.43 disederhanakan maka akan diperoleh,

$$\begin{aligned} (3.7332 - 1.3999\lambda)\phi_3 - 2\phi_2 &= 0 \\ -2\phi_3 + (3.197 - 1.462\lambda)\phi_2 - \phi_1 &= 0 \dots\dots (3.44) \\ -\phi_2 + (1 - \lambda)\phi_1 &= 0 \end{aligned}$$

dengan mengambil nilai,

$$\phi_3 = 1 \dots\dots (3.54)$$

Dengan mensubsitusikan nilai persamaan 3.54 kedalam baris pertama persamaan 3.53 akan diperoleh

$$\phi_2 = (1.8666 - 0.69995\lambda) \dots\dots (3.55)$$



Selanjutnya substitusi persamaan 3.54 dan 3.55 kedalam baris ke-2 persamaan 3.53 maka akan diperoleh

$$\phi_1 = 1,02332\lambda^2 - 4,9666\lambda + 3,9675 \dots \dots \dots (3.56)$$

Selanjutnya substitusi persamaan 3.55 dan 3.56 kedalam baris ke-3 persamaan 3.53, setelah disusun akan diperoleh

$$-0,365456\lambda^3 + 2,13929\lambda^2 + 2,8748\lambda + 3,1129 = 0 \dots \dots \dots (3.57)$$

diperoleh,  $\lambda_1 = 0,2678$ , maka  $\omega_1 = [0,2678 \times (46875/47.006)]^{1/2} = 16,3417$  rad/det

$\lambda_1 = 1,50309$ , maka  $\omega_1 = [1,50309 \times (46875/47.006)]^{1/2} = 38,71564$  rad/det

$\lambda_1 = 4,070655$ , maka  $\omega_1 = [4,07065 \times (46875/47.006)]^{1/2} = 63,7119$  rad/det

Menghitung redaman menggunakan kemungkinan I:

$$[C] = \alpha * [M] \dots \dots \dots (3.2)$$

dimana,  $\alpha = 2 * \xi_k * \omega_k \dots \dots \dots (3.6)$

misalnya, diambil sebagai acuan mode ke -2, maka  $\omega_2 = 38,7156$  dan nilai  $\xi$

diambil 5%, sehingga matrik redaman menjadi

$$[C] = 2 * 0,05 * 38,7156 * \begin{bmatrix} 65,9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68,86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47,1006 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 255,274 & 0 & 0 \\ 0 & 266,6134 & 0 \\ 0 & 0 & 182,3528 \end{bmatrix}$$

Maka untuk menghitung percepatan, kecepatan, simpangan yang terjadi akibat adanya gempa pada det dan serta gaya yang bekerja dihitung dengan rumus  $F = m * \ddot{y}_t$ .

$t = 0.01, \ddot{y}_t = 4.9 \text{ det/cm}^2$	$t = 0.02, \ddot{y}_t = 9.8 \text{ det/cm}^2$	$t = 0.03, \ddot{y}_t = 14.7 \text{ det/cm}^2$
$F_1 = 65.9357 * 4.9 = 323.0849 \text{ kg}$	$F_1 = 65.9357 * 9.8 = 646.1698 \text{ kg}$	$F_2 = 65.9357 * 14.7 = 969.254796 \text{ kg}$
$F_2 = 68.86461 * 4.9 = 337.4365 \text{ kg}$	$F_2 = 68.86461 * 9.8 = 674.873 \text{ kg}$	$F_2 = 68.86461 * 14.7 = 1012.3095 \text{ kg}$
$F_3 = 47.1006 * 4.9 = 230.79294 \text{ kg}$	$F_2 = 47.1006 * 9.8 = 461.5858 \text{ kg}$	$F_2 = 47.1006 * 14.7 = 692.3787 \text{ kg}$

$$t = 0.04, \dot{y}_i = 19.6 \text{ det/cm}^2$$

$$F_1 = 65.9357 * 19.6 = 1292.339 \text{ kg}$$

$$F_2 = 68.86461 * 19.6 = 1349.746 \text{ kg}$$

$$F_3 = 47.1006 * 14.7 = 923.1717 \text{ kg}$$

Maka persamaan differensial gerakan yang terjadi yaitu

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

Jika  $\Delta t = 0.01 \text{ det}$  dan  $\theta = 1.4$ , maka nilai  $\tau = \Delta t * \theta = 0.014$  dan menghitung konstanta-konstanta maka kita dapatkan

$$a_1 = \frac{3}{\tau} = 214.2857, \quad a_2 = \frac{6}{\tau} = 428.57, \quad a_3 = \frac{\tau}{2} = 0.007,$$

$$a_4 = \frac{6}{\tau^2} = 30612.2463$$

UNTUK SETIAP SELANG WAKTU

STEP 1 (saat 0.01 detik)

- ◆ Menghitung matriks kekakuan efektif  $\bar{K}$

$$[\bar{K}] = [K] + a_4[M] + a_1[C]$$

$$[\bar{K}] = \begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.275 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} + 30612.2463 \begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} + 214.2857 \begin{bmatrix} 255.27489 & 0 & 0 \\ 0 & 266.61438 & 0 \\ 0 & 0 & 182.35342 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.248 \cdot 10^6 & -1.03 \cdot 10^5 & 0 \\ -1.03 \cdot 10^5 & 2.315 \cdot 10^6 & -4.688 \cdot 10^4 \\ 0 & -4.688 \cdot 10^4 & 4.688 \cdot 10^4 \end{bmatrix}$$

- ◆ Menghitung pertambahan beban  $\hat{\Delta F}_i$  untuk selang waktu  $Dt = 0.01 \text{ detik}$

sampai  $t + \tau = 0.01 + 0.014$ , maka nilai  $\hat{\Delta F}_i = F_{i+1} + (F_{i-2} - F_{i+1})(\theta - 1) - F_i$

$$\hat{\Delta F}_1 = 323.0849 + (646.1698 - 323.0849) \times (1.4 - 1) - 0 = 452.31886 \text{ kg}$$

$$\hat{\Delta}F_1 = 337.4365 + (674.873 - 337.4365) \times (1.4 - 1) - 0 = 472.41110 \text{ kg}$$

$$\hat{\Delta}F_2 = 230.3929 + (461.5858 - 230.3929) \times (1.4 - 1) - 0 = 322.87006 \text{ kg}$$

◆ **Menghitung Gaya efektif**

$$\overline{\hat{\Delta}F} = \hat{\Delta}F_1 + (a_2 M + 3C)\dot{y}_1 + (3M + a_3 C)\ddot{y}_1$$

$$\overline{\hat{\Delta}F} = \begin{bmatrix} 452.31886 \\ 472.41110 \\ 322.87006 \end{bmatrix} + [0] + [0] = \begin{bmatrix} 452.31886 \\ 472.41110 \\ 322.87006 \end{bmatrix} \text{ kg}$$

◆ **Menghitung pertambahan perpindahan**

$$\overline{K}\hat{\Delta}y_1 = \overline{\hat{\Delta}F}$$

$$\begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.275 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} [\hat{\Delta}y] = \begin{bmatrix} 452.31886 \\ 472.41110 \\ 322.87006 \end{bmatrix}$$

$$[\hat{\Delta}y] = \begin{bmatrix} 0.043443006 \\ 0.044746406 \\ 0.044810616 \end{bmatrix}$$

◆ **Menghitung pertambahan percepatan untuk selang waktu  $\tau_1$**

$$\hat{\Delta}\ddot{y}_1 = a_4 \hat{\Delta}y_1 - a_2 \dot{y}_1 - 3\ddot{y}_1$$

$$\hat{\Delta}\ddot{y} = 30612.2463 \begin{bmatrix} 0.043443006 \\ 0.044746406 \\ 0.044810616 \end{bmatrix} - 428.57[0] - 3[0] = \begin{bmatrix} 1329.88800 \\ 1369.78800 \\ 1371.75360 \end{bmatrix}$$

◆ **Menghitung pertambahan percepatan untuk selang waktu normal**

$$\Delta\ddot{y} = \frac{\hat{\Delta}\ddot{y}}{\theta} = \frac{1}{1.4} \begin{bmatrix} 1329.88800 \\ 1369.78800 \\ 1371.75360 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 949.92000 \\ 978.42000 \\ 979.82400 \end{bmatrix}$$

- ◆ Menghitung pertambahan kecepatan  $\Delta\dot{y}$ , dan pertambahan perpindahan

$\Delta y$ , dari waktu  $t_i$  sampai  $t_i + \tau$

$$\Delta\dot{y} = \ddot{y}\Delta t + \frac{1}{2}\Delta\ddot{y}\Delta t$$

$$\Delta\dot{y} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} (0.01) + \frac{0.01}{2} \begin{bmatrix} 949.92000 \\ 978.42000 \\ 979.82400 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.749600 \\ 4.892100 \\ 4.899120 \end{bmatrix}$$

$$\Delta y = \dot{y}\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{y}\Delta t^2 + \frac{1}{6}\Delta\ddot{y}\Delta t^3$$

$$\Delta y = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + \frac{0.01^2}{6} \begin{bmatrix} 4.749600 \\ 4.892100 \\ 4.899120 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.000079160 \\ 0.000081535 \\ 0.000081652 \end{bmatrix}$$

- ◆ Menghitung perpindahan dan kecepatan ada waktu  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y_i = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0.000079160 \\ 0.000081535 \\ 0.000081652 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.000079160 \\ 0.000081535 \\ 0.000081652 \end{bmatrix}$$

$$\dot{y}_{i+1} = \dot{y}_i + \Delta\dot{y}_i = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 4.749600 \\ 4.892100 \\ 4.899120 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.749600 \\ 4.892100 \\ 4.899120 \end{bmatrix}$$

- ◆ Menghitung percepatan pada waktu  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$

$$M\ddot{y}_{i+1} = F_{i+1} - C\dot{y}_{i+1} - Ky_{i+1}$$

$$\begin{bmatrix} 100.3839 & 0 & 0 \\ 0 & 97.27216 & 0 \\ 0 & 0 & 60.59233 \end{bmatrix} [\ddot{y}] = \begin{bmatrix} 452.31886 \\ 472.41110 \\ 322.87006 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 255.274 & 0 & 0 \\ 0 & 266.6134 & 0 \\ 0 & 0 & 182.3528 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 4.749600 \\ 4.892100 \\ 4.899120 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.275 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.000079160 \\ 0.000081535 \\ 0.000081652 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} [\ddot{y}] = \begin{bmatrix} 634.985 \\ 668.277 \\ 457.231 \end{bmatrix}$$

$$(\ddot{y}) = \begin{bmatrix} 9.63037 \\ 9.70421 \\ 9.70754 \end{bmatrix} \text{det}^2 \text{ cm}$$

◆ **Menghitung Interstorey Drift**

$$\text{Interstorey Drift} = \frac{y_i - y_{i-1}}{H_i} \times 100\%$$

$$\text{Int Drift}_{(1)} = \frac{0.000079160 - 0}{5.2} * 100\% = 0.00152223$$

$$\text{Int Drift}_{(2)} = \frac{0.000081536 - 0.000079160}{4} * 100\% = 0.0000594$$

$$\text{Int Drift}_{(3)} = \frac{0.000081652 - 0.000081536}{4} * 100\% = 0.0000029$$

◆ **Gaya Horizontal Tingkat**

$$[F] = [y] * [k]$$

$$[F] = \begin{bmatrix} 174993.1 & -102984.4 & 0 \\ -102984.4 & 149859.4 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.000079160 \\ 0.000081535 \\ 0.000081652 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.2157 \\ 0.236 \\ 0.006281 \end{bmatrix}$$

◆ **Menghitung Gaya Geser Komulatif tingkat**

$$V_{\text{kom tingkat}} = \Sigma F_{\text{tingkat}}$$

$$V_{\text{kom tk3}} = F_3 = 0.006281 \text{ kg}$$

$$V_{\text{komtk2}} = F_3 + F_2 = 0.00267875 + 0.236 = 0.24228 \text{ kg}$$

$$V_{\text{kom tk1}} = F_3 + F_2 + F_1 = 5.458 \text{ kg}$$

◆ **Menghitung Gaya Geser Dasar**

$$V_{\text{dasar}} = 5.458 \text{ kg}$$

◆ **Menghitung Momen Guling**

$$M(\text{dasar}) = (F_1 \times h_1) + F_2 \times (h_1 + h_2) + F_3 \times (h_1 + h_2 + h_3)$$

$$M(\text{dasar}) = (5.2157 \times 5.2) + (0.24612 \times 9.2) + (0.005212 \times 13.2) \\ = 29.4547424 \text{ kgm}$$

$$M_{(1)} = (F_2 \times h_2) + F_3 \times (h_2 + h_3) \\ = (0.24612 \times 4.0) + (0.005212 \times 8.0) = 1.026176 \text{ kgm}$$

$$M_{(2)} = (F_3 \times h_3) = (0.005212 \times 4) = 0.020848 \text{ kgm}$$

$$M_{(3)} = 0 \text{ kgm}$$

**STEP 2 (saat 0.02 detik)**

◆ **Menghitung pertambahan beban  $\hat{\Delta}F_i$  untuk selang waktu  $\Delta t = 0.01$  detik sampai  $t + \tau = 0.01 + 0.014$ , maka nilai**

$$\hat{\Delta}F_i = F_{i+1} + (F_{i+2} - F_{i+1})(\theta - 1) - F_i \dots \dots \dots (3.98)$$

$$\hat{\Delta}F_1 = 646.1698 + (969.25479 - 646.1698) \times (1.4 - 1) - 323.0849 = 452.31889 \text{ kg.}$$

$$\hat{\Delta}F_2 = 674.873 + (1012.3095 - 674.873) \times (1.4 - 1) - 337.4365 = 472.41110 \text{ kg.}$$

$$\hat{\Delta}F_3 = 461.5858 + (692.3787 - 461.5858) \times (1.4 - 1) - 230.79294 = 323.1100 \text{ kg.}$$

◆ **Menghitung Gaya efektif**

$$\overline{\hat{\Delta}F}_i = \hat{\Delta}F_i + (a_2M + 3C)\dot{y}_i + (3M + a_3C)\ddot{y}_i \dots (3.91)$$

$$\hat{\Delta}F = \begin{bmatrix} 452.31889 \\ 472.41110 \\ 323.11 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 428.57 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} \cdot 3 \begin{bmatrix} 255.27489 & 0 & 0 \\ 0 & 266.61438 & 0 \\ 0 & 0 & 182.35342 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.02309 \\ 0.02382 \\ 0.02385 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 3 & 0 & 68.86461 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 255.27489 & 0 & 0 \\ 0 & 266.61438 & 0 \\ 0 & 0 & 182.35342 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 9.63037 \\ 9.70421 \\ 9.70754 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3044 \\ 3217 \\ 2201 \end{bmatrix}$$

◆ **Menghitung pertambahan perpindahan**

$$\overline{K}\hat{\Delta}y_i = \overline{\hat{\Delta}F}_i \dots (3.89)$$

$$\begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.275 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} [\hat{\Delta}y] = \begin{bmatrix} 452.31886 \\ 472.41110 \\ 322.87006 \end{bmatrix}$$

$$[\hat{\Delta}y] = \begin{bmatrix} 0.001427344 \\ 0.001490441 \\ 0.001489142 \end{bmatrix}$$

◆ **Menghitung pertambahan percepatan untuk selang waktu  $\tau_i$**

$$\hat{\Delta}\ddot{y}_i = a_4\hat{\Delta}y_i - a_2\dot{y}_i - 3\ddot{y}_i \dots (3.87)$$

$$\hat{\Delta}\ddot{y} = 30612.2463 \begin{bmatrix} 0.001427344 \\ 0.001490441 \\ 0.001489142 \end{bmatrix} - 428.57 \begin{bmatrix} 0.02309 \\ 0.02382 \\ 0.02385 \end{bmatrix} - 3 \begin{bmatrix} 9.63037 \\ 9.70421 \\ 9.70754 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.907406 \\ 6.304578 \\ 6.255564 \end{bmatrix}$$

◆ **Menghitung pertambahan percepatan untuk selang waktu normal**

$$\Delta\ddot{y} = \frac{\hat{\Delta}\ddot{y}}{\theta} = \frac{1}{1.4} \begin{bmatrix} 4.907406 \\ 6.304578 \\ 6.255564 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.50529 \\ 4.50327 \\ 4.6826 \end{bmatrix} \text{ det}^2/\text{cm}$$

◆ **Menghitung pertambahan kecepatan  $\Delta\dot{y}_i$  dan pertambahan perpindahan**

$\Delta y_i$  dari waktu  $t_i$  sampai  $t_i + \tau$

$$\Delta\dot{y} = \ddot{y}\Delta t + \frac{1}{2}\Delta\ddot{y}\Delta t \dots\dots\dots(3.93)$$

$$\Delta\dot{y} = \begin{bmatrix} 9.63037 \\ 9.70421 \\ 9.70754 \end{bmatrix} (0.01) + \frac{0.01}{2} \begin{bmatrix} 3.50529 \\ 4.50327 \\ 4.46826 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.11383015 \\ 0.11955845 \\ 0.11941670 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\Delta y = \dot{y}\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{y}\Delta t + \frac{1}{6}\Delta\ddot{y}\Delta t^2 \dots\dots\dots(3.94)$$

$$\Delta y = \begin{bmatrix} 0.02309 \\ 0.02382 \\ 0.02385 \end{bmatrix} (0.01) + \left(\frac{0.01^2}{2}\right) \begin{bmatrix} 9.63037 \\ 9.70421 \\ 9.70754 \end{bmatrix} + \left(\frac{0.01^2}{6}\right) \begin{bmatrix} 3.50529 \\ 4.50327 \\ 4.46826 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.000770840 \\ 0.000798465 \\ 0.000798348 \end{bmatrix}$$

◆ **Menghitung perpindahan dan kecepatan ada waktu  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$**

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y_i = \begin{bmatrix} 0.000079160 \\ 0.000081535 \\ 0.000081652 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0.000770840 \\ 0.000798465 \\ 0.000798348 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00085 \\ 0.00088 \\ 0.000868 \end{bmatrix} \text{ cm} \dots\dots\dots(3.95)$$

$$\dot{y}_{i+1} = \dot{y}_i + \Delta\dot{y}_i = \begin{bmatrix} 0.02309 \\ 0.02382 \\ 0.02385 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0.11383015 \\ 0.11955845 \\ 0.11941670 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.13692015 \\ 0.14337845 \\ 0.14326677 \end{bmatrix} \text{ cm/det} \dots\dots\dots(3.96)$$

◆ **Menghitung percepatan pada waktu  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$**

$$M\ddot{y}_{i+1} = F_{i+1} - C\dot{y}_{i+1} - Ky_{i+1} \dots\dots\dots(3.97)$$



$$\begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} [\ddot{y}] = \begin{bmatrix} 452.31886 \\ 472.41110 \\ 322.87006 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 255.27489 & 0 & 0 \\ 0 & 266.61438 & 0 \\ 0 & 0 & 182.35342 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 0.13692015 \\ 0.14337845 \\ 0.14326677 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.275 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.00085 \\ 0.00088 \\ 0.00088 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 100.3839 & 0 & 0 \\ 0 & 97.27216 & 0 \\ 0 & 0 & 60.59233 \end{bmatrix} [\ddot{y}] = \begin{bmatrix} 873700 \\ 81700 \\ 1861 \end{bmatrix}$$

$$(\ddot{y}) = \begin{bmatrix} 132939 \\ 0.14258 \\ 0.14294 \end{bmatrix} \det^2/cm$$

◆ **Menghitung Interstorey Drift**

$$\text{Interstorey Drift} = \frac{y_i - y_{i-1}}{H_i} \times 100\% \dots \dots \dots (5.7)$$

$$\text{Int Drift}_{(1)} = \frac{0.00085 - 0}{5.2} * 100\% = 0.016346154$$

$$\text{Int Drift}_{(2)} = \frac{0.00088 - 0.00085}{4} * 100\% = 0.0007500$$

$$\text{Int Drift}_{(3)} = \frac{0.00088 - 0.000868}{4} * 100\% = 0.0000389$$

◆ **Gaya Horisontal Tingkat**

$$[F] = [y] * [k] \dots \dots \dots (5.8)$$

$$[F] = \begin{bmatrix} 174993.1 & -102984.4 & 0 \\ -102984.4 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.00085 \\ 0.00088 \\ 0.000868 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 57.89509 \\ 2.939794 \\ 0.0738115 \end{bmatrix}$$

◆ **Menghitung Gaya Geser Kumulatif tingkat**

$$V_{(i)} = \sum_{j=1}^n F_{(j)} \dots \dots \dots (5.9)$$

$$V_{\text{komtk}3} = F_3 = 0.0738115 \text{ kg}$$

$$V_{\text{komtk}2} = F_3 + F_2 = 3.0136055 \text{ kg}$$

$$V_{\text{komtk}1} = F_1 + F_2 + F_3 = 60.908695 \text{ kg}$$

◆ **Menghitung Gaya geser dasar**

$$V_{\text{dasar}} = 60.908695 \text{ kg}$$

◆ **Menghitung Momen Guling**

$$M(\text{dasar}) = (F_1 \times h_1) + F_2 \times (h_1 + h_2) + F_3 \times (h_1 + h_2 + h_3)$$

$$M(\text{dasar}) = (57.89059 \times 5.2) + (2.939794 \times 9.2) + (0.0738115 \times 13.2) \\ = 329.0514846 \text{ kgm}$$

$$M_{(1)} = (F_2 \times h_2) + F_3 \times (h_2 + h_3) \\ = (2.939794 \times 4.0) + (0.0738115 \times 8.0) = 12.349668 \text{ kgm}$$

$$M_{(2)} = (F_3 \times h_3) = (0.0738115 \times 4) = 0.295246 \text{ kgm}$$

$$M_{(3)} = 0 \text{ kgm}$$

**STEP 3 (saat 0.03 detik)**

◆ **Menghitung pertambahan beban  $\hat{\Delta}F_i$  untuk selang waktu  $\Delta t = 0.01$  detik sampai  $t + \tau = 0.01 + 0.014$ , maka nilai**

$$\hat{\Delta}F_i = F_{i+1} + (F_{i+2} - F_{i+1})(\theta - 1) - F_i \dots \dots \dots (3.98)$$

$$\hat{\Delta}F_1 = 969.25479 + (1292.339 - 969.25479) \times (1.4 - 1) - 646.1698 = 452.31 \text{ kg}$$

$$\hat{\Delta}F_2 = 1012.3095 + (1349.746 - 1012.3095) \times (1.4 - 1) - 674.873 = 472.1 \text{ kg}$$

$$\hat{\Delta}F_3 = 692.3787 + (923.1717 - 692.3787) \times (1.4 - 1) - 461.5858 = 323.11 \text{ kg}$$

◆ **Menghitung Gaya efektif**

$$\overline{\hat{\Delta}F}_i = \hat{\Delta}F_i + (a_2 M + 3C)\dot{y}_i + (3M + a_3 C)\ddot{y}_i \dots (3.91)$$

$$\hat{\Delta}F = \begin{bmatrix} 668.8338 \\ 667.47342 \\ 415.76032 \end{bmatrix} + \left( 428.57 \begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} + 3 \begin{bmatrix} 255.27489 & 0 & 0 \\ 0 & 266.61438 & 0 \\ 0 & 0 & 182.35342 \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} 0.09254207 \\ 0.09796419 \\ 0.0979175 \end{bmatrix} + \left( 3 \begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} + 0.007 \begin{bmatrix} 255.27489 & 0 & 0 \\ 0 & 266.61438 & 0 \\ 0 & 0 & 182.35342 \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} 4.8707716 \\ 4.439466 \\ 4.8976865 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5568 \\ 5584 \\ 3444 \end{bmatrix}$$

◆ *Menghitung pertambahan perpindahan*

$$\overline{K\hat{\Delta}y}_i = \overline{\hat{\Delta}F}_i \dots (3.89)$$

$$\begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.275 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{\Delta}y_1 \\ \hat{\Delta}y_2 \\ \hat{\Delta}y_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5568 \\ 5584 \\ 3444 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \hat{\Delta}y_1 \\ \hat{\Delta}y_2 \\ \hat{\Delta}y_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.003212107 \\ 0.00346685 \\ 0.003486707 \end{bmatrix}$$

◆ *Menghitung pertambahan percepatan untuk selang waktu  $\tau_i$*

$$\hat{\Delta}\ddot{y}_i = a_4 \hat{\Delta}y_i - a_2 \dot{y}_i - 3\ddot{y}_i \dots (3.87)$$

$$\hat{\Delta}\ddot{y}_1 = 30612.2463 * \begin{bmatrix} 0.003212107 \\ 0.00346685 \\ 0.003486707 \end{bmatrix} - 428.57 * \begin{bmatrix} 0.13636 \\ 0.14258 \\ 0.14296 \end{bmatrix} - 3 * \begin{bmatrix} 13.29396 \\ 14.10534 \\ 14.1459 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.081312 \\ 2.706648 \\ 3.02988 \end{bmatrix}$$

◆ *Menghitung pertambahan percepatan untuk selang waktu normal*

$$\Delta\ddot{y} = \frac{\hat{\Delta}\ddot{y}}{\theta} = \frac{1}{1.4} \begin{bmatrix} 0.081312 \\ 2.706648 \\ 3.02988 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.05808 \\ 1.93332 \\ 2.1642 \end{bmatrix} \text{ det}^2/\text{cm}$$

- ◆ Menghitung pertambahan kecepatan  $\Delta\dot{y}$ , dan pertambahan perpindahan

$\Delta y$ , dari waktu  $t_i$  sampai  $t_i + \tau$

$$\Delta\dot{y} = \dot{y}\Delta t + \frac{1}{2}\Delta\ddot{y}\Delta t \dots\dots\dots(3.93)$$

$$\Delta\dot{y} = \begin{bmatrix} 13.29396 \\ 14.10534 \\ 14.1459 \end{bmatrix} (0.01) + \frac{0.01}{2} \begin{bmatrix} 0.05808 \\ 1.93332 \\ 2.1642 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.13323 \\ 0.15072 \\ 0.15228 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\Delta y = \dot{y}\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{y}\Delta t^2 + \frac{1}{6}\Delta\ddot{y}\Delta t^3 \dots\dots\dots(3.94)$$

$$\Delta y = \begin{bmatrix} 0.13323 \\ 0.15072 \\ 0.15228 \end{bmatrix} (0.01) + \left(\frac{0.01^2}{2}\right) \begin{bmatrix} 13.29396 \\ 14.10534 \\ 14.1459 \end{bmatrix} + \left(\frac{0.01^3}{6}\right) \begin{bmatrix} 0.05808 \\ 1.93332 \\ 2.1642 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00203 \\ 0.002165 \\ 0.0021698 \end{bmatrix}$$

- ◆ Menghitung perpindahan dan kecepatan ada waktu  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y_i = \begin{bmatrix} 0.00085 \\ 0.00088 \\ 0.00088 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0.00203 \\ 0.002165 \\ 0.0021698 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00288 \\ 0.003045 \\ 0.0030498 \end{bmatrix} \text{ cm} \dots\dots\dots(3.95)$$

$$\dot{y}_{i+1} = \dot{y}_i + \Delta\dot{y}_i = \begin{bmatrix} 0.13636 \\ 0.14258 \\ 0.14296 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0.13323 \\ 0.15072 \\ 0.15228 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.26959 \\ 0.2933 \\ 0.29524 \end{bmatrix} \text{ cm/det} \dots\dots\dots(3.96)$$

- ◆ Menghitung percepatan pada waktu  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$

$$M\ddot{y}_{i+1} = F_{i+1} - C\dot{y}_{i+1} - Ky_{i+1} \dots\dots\dots(3.97)$$

$$\begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} [\ddot{v}] = \begin{bmatrix} 668.63340 \\ 667.28998 \\ 415.66340 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 255.27489 & 0 & 0 \\ 0 & 266.61438 & 0 \\ 0 & 0 & 182.35342 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 0.13636 \\ 0.14258 \\ 0.14296 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.275 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.00085 \\ 0.00088 \\ 0.00088 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 100.3839 & 0 & 0 \\ 0 & 97.27216 & 0 \\ 0 & 0 & 60.59233 \end{bmatrix} [\ddot{v}] = \begin{bmatrix} 614.6685734 \\ 663.5133813 \\ 415.3901269 \end{bmatrix}$$

$$(\ddot{v}) = \begin{bmatrix} 15.6747 \\ 14.10531 \\ 18.44567 \end{bmatrix} \text{det}^2/cm$$

◆ **Menghitung Interstorey Drift**

$$\text{Interstorey Drift} = \frac{y_i - y_{i-1}}{H_i} \times 100\% \dots \dots \dots (5.7)$$

$$\text{Int Drift}_{(1)} = \frac{0.00288 - 0}{5.2} * 100\% = 0.0553846$$

$$\text{Int Drift}_{(2)} = \frac{0.00304 - 0.00288}{4} * 100\% = 0.004$$

$$\text{Int Drift}_{(3)} = \frac{0.00305 - 0.00304}{4} * 100\% = 0.00025$$

◆ **Gaya Horizontal Tingkat**

$$[F] = [\dot{y}] * [k] \dots \dots \dots (5.8)$$

$$[F] = \begin{bmatrix} 174993.1 & -102984.4 & 0 \\ 102984.4 & 149859.4 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.00288 \\ 0.00304 \\ 0.00305 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 190.21106 \\ 16.303854 \\ 0.52349 \end{bmatrix}$$

◆ **Menghitung Gaya Geser Komulatif tingkat**

$$V_{(0)} = \sum_{j=1}^n F_{(j)} \dots \dots \dots (5.9)$$

$$V_{\text{komtk3}} = F_3 = 0.52349 \text{ kg}$$

$$V_{\text{komtk2}} = F_3 + F_2 = 16.82734 \text{ kg}$$

$$V_{\text{komtk1}} = F_1 + F_2 + F_3 = 207.0384040 \text{ kg}$$

◆ **Menghitung Gaya Geser Dasar**

$$V_{\text{dasar}} = 207.0384040 \text{ kg}$$

◆ **Menghitung Momen Guling**

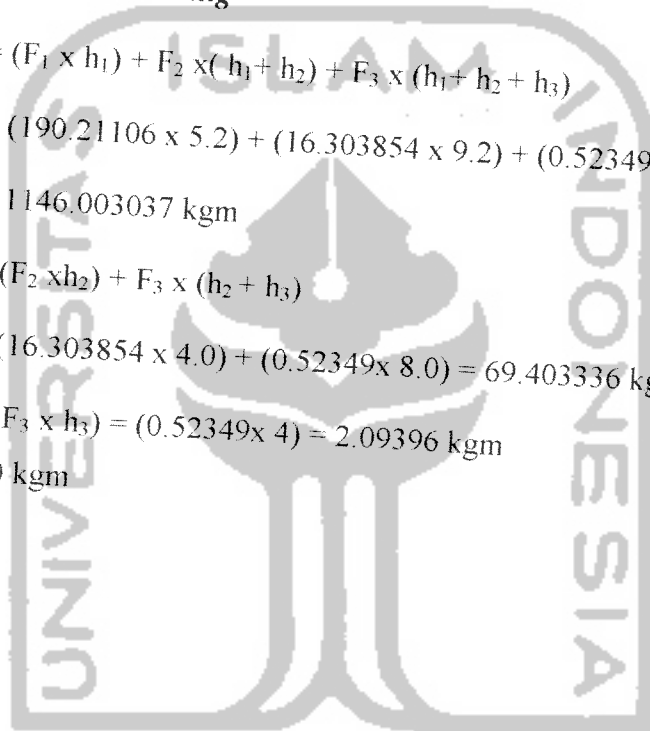
$$M(\text{dasar}) = (F_1 \times h_1) + F_2 \times (h_1 + h_2) + F_3 \times (h_1 + h_2 + h_3)$$

$$M(\text{dasar}) = (190.21106 \times 5.2) + (16.303854 \times 9.2) + (0.52349 \times 13.2) \\ = 1146.003037 \text{ kgm}$$

$$M_{(1)} = (F_2 \times h_2) + F_3 \times (h_2 + h_3) \\ = (16.303854 \times 4.0) + (0.52349 \times 8.0) = 69.403336 \text{ kgm}$$

$$M_{(2)} = (F_3 \times h_3) = (0.52349 \times 4) = 2.09396 \text{ kgm}$$

$$M_{(3)} = 0 \text{ kgm}$$



Hasil perbandingan antara perhitungan manual dengan program NRMDOFS 2000 disajikan dalam tabel-tabel berikut ini :

**Tabel 4. Verifikasi Simpangan Relatif Tingkat**

TK	WAKTU	SIMPANGAN RELATIF TINGKAT AKIBAT GEMPA PARKFIELD		
		MANUAL	PROGRAM NRMDOFS 2000 (pembulatan 5 angka)	KETELITIAN (%)
1	0.01	0.000079160	0.00008	1.05
2	0.01	0.000081535	0.00008	1.918
3	0.01	0.000081652	0.00008	2.06
1	0.02	0.00085	0.00085	0
2	0.02	0.000868	0.00088	1.38
3	0.02	0.00088	0.00088	0
1	0.03	0.00288	0.00288	0
2	0.03	0.00304	0.00304	0
3	0.03	0.00305	0.00305	0

**Tabel 5. Verifikasi Simpangan Antar Tingkat (Interstorey Drift)**

TK	WAKTU	SIMPANGAN ANTAR TINGKAT AKIBAT GEMPA PARKFIELD		
		MANUAL	PROGRAM NRMDOFS 2000 (pembulatan 5 angka)	KETELITIAN (%)
1	0.01	0.00152223	0.001480	2.85337
1	0.02	0.016246154	0.016268	0.13428
1	0.03	0.0553846	0.055292	0.1674
2	0.01	0.0000594	0.000061	2.62295
2	0.02	0.00075	0.000732	2.4

2	0.03	0.004	0.004085	2.08
3	0.01	0.0000029	0.000003	0.001
3	0.02	0.000389	0.00004	0.385
3	0.03	0.00025	0.000279	0.0029

Tabel 6. Verifikasi Gaya Horisontal Tingkat

TK	WAKTU	GAYA HORIZONTAL TINGKAT AKIBAT GEMPA PARKFIELD		
		MANUAL	PROGRAM NRMDOFS 2000 (pembulatan 5 angka)	KETELITIAN (%)
1	0.01	5.458	5.290658	3.16
1	0.02	57.89589	57.89909	0.0055
1	0.03	190.21106	190.211060	0
2	0.01	0.24612	0.245956	0.066
2	0.02	2.939794	2.939794	0
2	0.03	16.303854	16.303854	0
3	0.01	0.005212	0.005162	0.9686
3	0.02	0.0738115	0.074667	1.15
3	0.03	0.52349	0.523493	0

Tabel 7. Verifikasi Gaya Geser Kumulatif Tingkat

TK	WAKTU	GAYA GESER KOMULATIF TINGKAT AKIBAT GEMPA PARKFIELD		
		MANUAL	PROGRAM NRMDOFS 2000 (pembulatan 5 angka)	KETELITIAN (%)
1	0.01	5.458	5.541776	1.5349
1	0.02	60.908695	60.913551	0
1	0.03	207.0384040	207.038406	0
2	0.01	0.24228	0.241118	0.4



*User's manual*  
**NRMDoFS 2000**  
Versi 1.0 for Windows

1. **Pengenalan** program

NRMDoFS 2000 adalah program untuk menganalisis atau menghitung respon seismik pada struktur berderajat kebebasan banyak (MDoF) dengan integrasi persamaan differensial secara langsung, khususnya Metode Wilson- $\phi$ .

2. **Sistem Hardware** yang Dibutuhkan

2.a. **Konfigurasi Minimum**

Win95 atau yang lebih tinggi  
IBM PC dengan Processor Pentium 100 Mhz  
RAM 16 MB  
VGA monitor  
Mouse  
Harddisk space 20 MB

2.b. **Konfigurasi Optimum**

WIN98 atau yang lebih tinggi  
PC dengan Processor Pentium PRO atau Pentium II /III  
RAM 64 MB  
SVGA Monitor  
Microsoft Mouse  
100 MB harddisk space

3. **Instalasi** Program

3.1. **Kebutuhan**

Program NRMDoFS 2000 memerlukan 3 disket master program untuk diinstall ke komputer PC

3.2. **Cara menginstal NRMDoFS 2000**

Siapkan 3 disket master program. Masukkan disket #1 ke dalam floppy disk, selanjutnya ikuti petunjuk pada tampilan di layar monitor komputer sampai selesai.

- NRMDOFS ..... jangan diubah.
- Kolom NDOF adalah jumlah tingkat.
- Kolom DAMPR adalah rasio redaman.
- Kolom DT adalah selang waktu (dt).
- Kolom TMAX adalah waktu lamanya terjadi gempa berdasarkan data percepatan Gempa (dt).
- Kolom SG adalah skala gempa.
- Kolom Tingkat adalah tingkat ke-?.
- Kolom H adalah tinggi tingkat.
- Kolom Massa adalah massa tiap lantai dengan prinsip lumped mass .
- Kolom Kekakuan adalah kekakuan kolom tingkat yang dihitung dengan prinsip shear building.

#### 4.2.1.2. INPUT DATA PERCEPATAN GEMPA

Data percepatan gempa sudah tersedia dalam bentuk file \*.DAT, dimana sementara ini sudah ada 14 data gempa, antara lain :

1. Gempa Bucharest
2. Gempa Petrovac
3. Gempa Koyna
4. Gempa BarMontenegro
5. Gempa Coalingga
6. Gempa Parkfield
7. Gempa Tlahuac Bombas
8. Gempa Corinth
9. Gempa EL-centro
10. Gempa Miyagi
11. Gempa Santa Cruz
12. Gempa Ulcinj
13. Gempa Gilroy
14. Gempa Coraltos

#### 4.2.2. Menjalankan Aplikasi

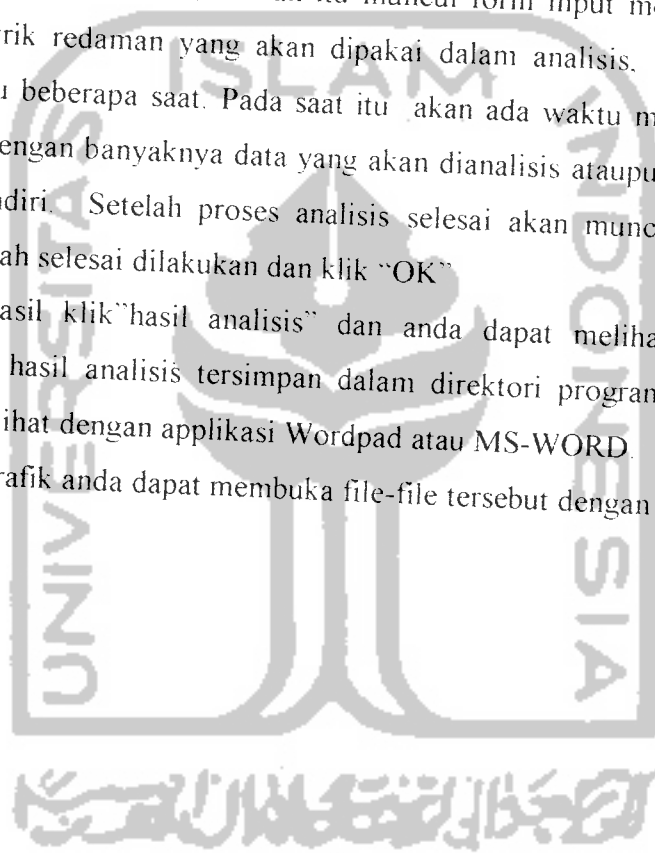
Klik aplikasi NRMDoS 2000 dimana shortcut berada, kemudian akan muncul tampilan seperti di bawah ini :



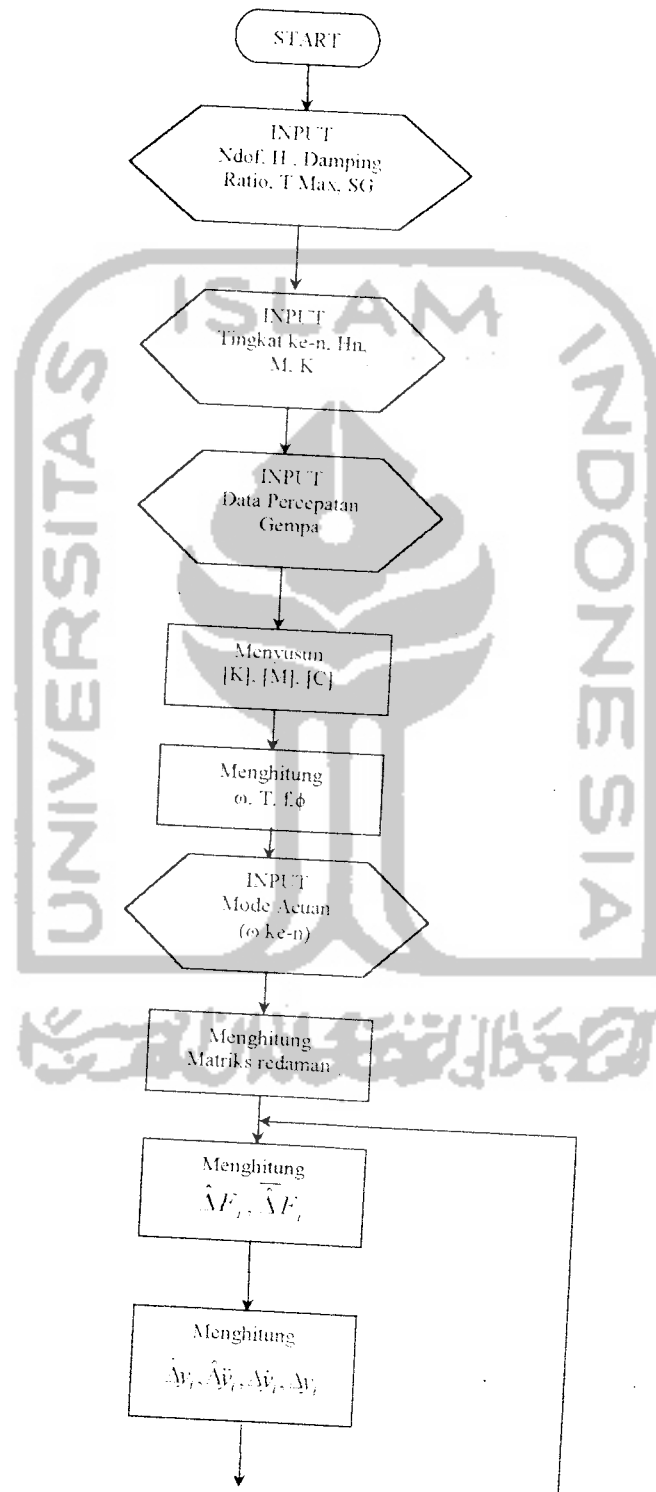
Setelah itu klik file – buka file dan akan keluar pesan dan klik “OK” lalu keluar tampilan explorer untuk mencari dan memasukkan file input data struktur yang sudah kita buat ataupun kita edit sebelumnya, kemudian kita klik “open”, setelah itu akan muncul pesan lagi dan klik “OK” lalu keluar tampilan explorer untuk memasukkan file data percepatan gempa dan klik “open”. Setelah proses ini, klik “analisis”, lalu ketik nama file Output yang akan kita inginkan pada form penyimpanan file dan klik OK, setelah itu muncul form input mode yang akan ditinjau dan matrik redaman yang akan dipakai dalam analisis, kemudian klik “proses”. Tunggu beberapa saat. Pada saat itu akan ada waktu menunggu yang lamanya sesuai dengan banyaknya data yang akan dianalisis ataupun kemampuan komputer itu sendiri. Setelah proses analisis selesai akan muncul keterangan bahwa analisis telah selesai dilakukan dan klik “OK”

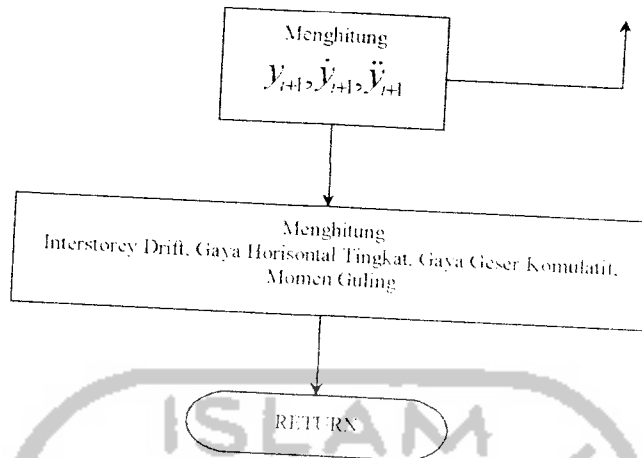
Untuk melihat hasil klik “hasil analisis” dan anda dapat melihat pada layar monitor. File-file hasil analisis tersimpan dalam direktori program NRMDofS 2000 dan dapat dilihat dengan aplikasi Wordpad atau MS-WORD.

Untuk membuat grafik anda dapat membuka file-file tersebut dengan aplikasi MS-EXCEL.



5. **Bagan Alir** Global Program NRMDOFS 2000





## 6. Source Code Program

```

FRMSPLASH
Option Explicit
Dim X, Y, DeltaY, DeltaX As Integer, m As Byte
Declare variables.
Private Sub Form_KeyPress(KeyAscii As Integer)
Unload Me
frmNRMDofS.Show
End Sub
Private Sub Frame1_Click()
Unload Me
frmNRMDofS.Show
End Sub

Private Sub Form_Load()
Top = Height / 2
Left = Width / 2
Timer2.Interval = 500 : Set Interval.
DeltaY = 7
DeltaX = 1
LblWarning.Caption = "RESPON SEISMIK STRUKTUR
BANGUNAN BERTINGKAT"
frmNRMDofS.Show
End Sub

Private Sub Timer2_Timer()
X = X + DeltaX
Y = Y + DeltaY
If Y = 1 Then
DeltaY = 2
LblWarning.Caption = ""
End If
If Y = 7 Then
DeltaY = -2
LblWarning.Caption = "RESPON SEISMIK
STRUKTUR BANGUNAN BERTINGKAT"
End If
If X = 8 Then Unload Me
frmNRMDofS.Show
End Sub

Private Sub Timer1_Timer()
If m = 4 Then
For m = 0 To 3
Img(m).Visible = False
Next m
m = 0
End If
Img(m).Visible = True
m = m + 1
End Sub

FRMNRMDOFS
Option Base 1
'u penukaran dr InputOmega
Public DtxtInput1 As Integer
Public DtxtInput2 As Integer
Public pilihan As Integer
Public wessS
Private Const LINES = 37
Private AS()
Dim Y, DeltaY As Integer, G As Byte, m As Byte
Declare variables.

Private Sub Analisa_Struktur()
Dim StiffS() As Single, CMass() As Single
Kekakuan dan Matrik massa CMass(), NdoF, StiffS()

Dim Decomposed, CMassU() As Single, U() As Single
Simetrik standar CMassU(), CMass(), Decomposed,
NdoF, StiffS(), U()

Dim CEigenVal() As Single, ModeShp() As Single
Cari_Eigen CMassU(), NdoF, CEigenVal(), ModeShp()

EigenVector_Transformasi CEigenVal(), Decomposed,
NdoF, ModeShp(), U()
frmSave.Show 1

On Error GoTo sip
If frmSave.Text2.DataChanged = True Then
  
```

```

MkDir frmSave.Text2.Text
End If

sip:
Select Case Err
Case 75
GoTo 8:
Case 76
MkDir frmSave.Text2.Text
End Select
8: wessS = frmSave.Text1

Filename = FreeFile: Open frmSave.Text2 & "." &
wessS & ".MDS" For Output As #Filename
ReDim ModeShp1(Ndof, Ndof) As Single
Cetak Hasil CMass(), CEigenVal(), Decomposed,
Filename, Ndof, ModeShp1()

ReDim DAMP(Ndof, Ndof) As Single
ReDim DA(Ndof) As Single

InputOmega.Combo1.Clear
InputOmega.Combo2.Clear
InputOmega.Combo1.Text = 1
InputOmega.Combo2.Text = 1
For i = 1 To Ndof
entry = i ^ Create entry:
InputOmega.Combo1.AddItem entry
InputOmega.Combo2.AddItem entry
Next i

For i = 0 To 2
InputOmega.Option1(i).Value = False
Next i

5: InputOmega.Show 1

Select Case pilihan
Case 1
Damping1 Dampratio, Filename, CMass(), Ndof,
DAMP(), CEigenVal(), DA()
Case 2
Damping2 Dampratio, Filename, StiffS(), Ndof,
DAMP(), CEigenVal(), DA()
Case 3
Damping3 Dampratio, Filename, StiffS(), CMass(),
Ndof, DAMP(), CEigenVal(), DA()
Case Else
GoTo 5
End Select

Dim NT As Single, NT1 As Single
NT = Tmax / Dt
NT1 = NT + 1

ReDim UA(Ndof) As Single, Skalar(Ndof) As Single
ReDim NEQ(Ndof) As Single, F(Ndof, NT1 + 1) As
Single, TC(Ndof) As Single

For J = 1 To NT
For B = 1 To Ndof
For K = 1 To Ndof
Skalar(K) = 1
F(B, J) = F(B, J) + ((CMass(B, K) * Skalar(K)) * -
Pt(J))
Next K
Next B
Next J

```

```

Displacement_Awal CMass(), StiffS, Ndof, NT, Dt, F(),
UA()

'interpolate Ndof, TMAX, Dt, NEQ(), F(), Pt(), TC()

ReDim UD(Ndof, NT) As Single, UV(Ndof, 1) As
Single
wessS = frmSave.Text1
Open frmSave.Text2 & "." & wessS & ".RSJ," For
Output As #Filename
Print #Filename, "NRMDOFS ( Dapat dilihat pada
file *.RSJ, )"
steps FileName, Filename, NT1, Dt, Ndof, DAMP(),
CMass(), StiffS(), UDO, UV(), UA(), F(), h(), Bkom(),
momen()
End Sub

Private Sub Form_Resize()
txtInfo1.Left = frmNRMDoFS.ScaleLeft
txtInfo1.Width = frmNRMDoFS.ScaleWidth
txtInfo1.Height = frmNRMDoFS.ScaleHeight
txtInfo1.Top = frmNRMDoFS.ScaleTop
End Sub

Private Sub mnuAbout_Click()
frmAbout.Show
End Sub

Private Sub mnuExit_Click()
pilihan = MsgBox("Anda yakin akan keluar?",
vbOKCancel + vbQuestion, "Pesan")
If pilihan = 1 Then
mnuFile.Visible = True
mnuAnalyze.Visible = False
mnuResult.Visible = False
txtInfo1.Visible = False
Else
frmNRMDoFS.SetFocus
End If
End Sub

Private Sub mnuFileItem_Click(index As Integer)
cmdNRMDoFS.Filter = "NRMDoFS Data Struktur
(*.TXT)*.TXT;All Files (*.*)*.*"
cmdNRMDoFS.FilterIndex = 1
cmdNRMDoFS.Flags = (OFN_FILEMUSTEXIST
Or OFN_PATHMUSTEXIST) And
OFN_OVERWRITEPROMPT

Dim FName As String
Dim pilihan As String
Select Case index
Case 0
Case 1 'Pilih = 1 Open file
mnuAnalyze.Visible = False
mnuResult.Visible = False
cmdNRMDoFS.DialogTitle = "Masukkan File
Data Struktur"
cmdNRMDoFS.CancelError = True
On Error GoTo ErrorHandler
MsgBox "Masukkan file data struktur...!"
cmdNRMDoFS.Action = DLG_FILE_OPEN
If cmdNRMDoFS.FileName = FName Then
Exit Sub
FileName = cmdNRMDoFS.FileName
OpenFile FileName, Ndof, Dampratio, Dt,
Tmax, Sg, h(), Mass(), KK(), Pt()

```

```

MsgBox "Masukkan file data percepatan gempa
..."
cmdNRMDofS.FileName = ""
cmdNRMDofS.Filter = "NRMDofS Data
Percepatan Gempa (*.DAT)*.DAT All Files (*.*)*.*"
cmdNRMDofS.FilterIndex = 1
cmdNRMDofS.Flags = (OFN_FILEMUSTEXIST
Or OFN_PATHMUSTEXIST) And
OFN_OVERWRITEPROMPT
cmdNRMDofS.DialogTitle = "Masukkan File Data
Percepatan Gempa"
cmdNRMDofS.CancelError = True
cmdNRMDofS.Action = DLG_FILE_OPEN
If cmdNRMDofS.FileName = FName Then Exit
Sub
FileName = cmdNRMDofS.FileName
OpenFile1 FileName, N dof, D ampratio, Dt, Tmax,
Sg, h(), Mass(), KK(), Pt()

Case 2
cmdNRMDofS.Action = DLG_PRINT
frmNRMDofS.Caption = "Print " &
cmdNRMDofS.FileName
If cmdNRMDofS.FileName = "" Then
MsgBox "No file selected."
Else
FName = cmdNRMDofS.FileName
End If
frmNRMDofS.Caption = "Print " &
cmdNRMDofS.FileName
Case 4
pilihan = MsgBox("Terimakasih! Anda yakin akan
keluar dari program?", vbOKCancel + vbQuestion,
"Pesan")
If pilihan = 1 Then
Unload frmNRMDofS
Else
frmNRMDofS.SetFocus
End If
End Select
mnu.Analyze.Visible = True
Exit Sub

ErrorHandler:
Select Case Err
Case 0
Case 13
Msg = "Unknown file format. Press CTR-ALT-DEL
then click END TASK and recheck input file!"
Case 52
Msg = "Bad filename. Press CTR-ALT-DEL then
click END TASK and recheck input file!"
Case 53
Msg = "File " + FName + " doesn't exist. Please retry!
Press CTR-ALT-DEL then click END TASK and recheck
input file!"
Case 62
Close #FileNumber
Msg = "Error on line " & L N & " of file:" + Chr$(10)
FName + Chr$(10) + " Please Press CTR-ALT-DEL then
click END TASK and recheck input file!"
Case 68
Msg = "Drive " + UCase$(Left$(FName, 2)) + " is
not available. Press CTR-ALT-DEL then click END TASK
and recheck input file!"
Case 70
Msg = "Cannot open the " + FName + " file." +
Chr$(10) + "It may be in use, try next time! Press
CTR-ALT-DEL then click END TASK and recheck
input file!"
Case 71
Msg = "Drive " + UCase$(Left$(FName, 2)) + " is
not ready. Please try again! Press CTR-ALT-DEL then
click END TASK and recheck input file!"
Case 76
Msg = "Specified path doesn't exist. Press CTR-
ALT-DEL then click END TASK and recheck input
file!"
Case CDERR_CANCEL
Exit Sub
Case Else
If FileNumber > 0 Then Close #FileNumber
Msg = "Error " & Err & " occurred. Press CTR-
ALT-DEL then click END TASK "
End Select
FName = ""
If Msg = "" Then MsgBox Msg,
MB_ICONINFORMATION, "NRMDofS Error"
Resume
End Sub

Private Sub OpenFile(FileName As String, N dof As
Integer, D ampratio As Single, Dt As Single, Tmax As
Single, Sg, h() As Single, Mass() As Single, KK() As
Single, Pt() As Single)
If FileName = "" Then
mnu.Analyze.Visible = False
Exit Sub
End If

ChDir App.Path
FileNumber = FreeFile

Dim Temp As String
Open FileName For Input As #FileNumber
Input #FileNumber, Temp$
' Check file of type
Select Case UCase$(Left$(Temp$, 7))
Case "NRMDOFS"
Line Input #FileNumber, Titles$
Input #FileNumber, Titles$
Input #FileNumber, N dof, D ampratio, Dt, Tmax,
Sg
ReDim h(N dof) As Single, Mass(N dof) As
Single, KK(N dof) As Single
Line Input #FileNumber, Temp$
Input #FileNumber, Titles$
' Read Joint Coordinates
For i = 1 To N dof
Input #FileNumber, n
Input #FileNumber, h(n), Mass(n), KK(n)
Next i

Case Else
FileName = ""
MsgBox "Unknown file format. Cleaning
Screen...", MB_ICONINFORMATION, "NRMDofS
Graphics Viewer Error"
End Select
Close #FileNumber
End Sub

```

```

Private Sub OpenFile1(FileName As String, Ndots As Integer, DampRatio As Single, Dt As Single, Tmax As Single, Sg, h() As Single, Mass() As Single, KK() As Single, Pt() As Single)
If FileName = "" Then
    mnu.Analyze.Visible = False
Exit Sub
End If

ChDir App.Path
Filename = FreeFile

Dim Temp As String
Open FileName For Input As #Filename
Input #Filename, Temp$
' Check file of type
Select Case UCase$(Left$(Temp$, 10))
Case "PERCEPATAN"
    Line Input #Filename, Titles$
    n = Tmax / Dt
    ' Read Member Connectivity
    ReDim Pt(n)
    On Error Resume Next
    For i = 1 To n
        Input #Filename, Pt(i)
        Pt(i) = Sg * Pt(i)
    Next i
Case Else
    FileName = ""
    MsgBox "Unknown file format. Cleaning Screen...", MB_ICONINFORMATION, "NRMDoFS Graphics Viewer Error"
    mnu.Analyze.Visible = False
End Select
Close #Filename

End Sub

Private Sub mnu.Analyze_Click()
    Analisa.Struktur
    mnuDisplay.Enabled = True
    InputOmega.Visible = False
    MsgBox ("Proses analisis telah selesai.....!!"), vbOKOnly
    mnuFile.Visible = False
    mnu.Analyze.Visible = False
    mnuResult.Visible = True
    txtInfo1.Visible = True
End Sub

Private Sub mnuGuling_Click()
    frmGuling.Show 1
End Sub

Private Sub mnuGyGsrDsr_Click()
    frmGGD.Show 1
End Sub

Private Sub mnuMaks_Click()
    frmMaximum.Show 1
End Sub

Private Sub mnuModeShp_Click()
    frmModeshp.Show 1
End Sub

Private Sub mnuRsIDisp_Click()
    frmResult.Show 1
End Sub
Private Sub mnuRsIEigen_Click()
        frmEigen.Show 1
End Sub

Private Sub Form_Load()
    Timer1.Interval = 500 * SetInterval
    Timer2.Interval = 500
    Timer3.Interval = 500
    DeltaY = 7
End Sub

Private Sub Timer1_Timer()
    If m = 11 Then
        For m = 0 To 10
            Label1(m).Visible = False
        Next m
        m = 0
    End If
    Label1(m).Visible = True
    m = m + 1
End Sub

Private Sub Timer2_Timer()
    If G = 6 Then
        For G = 0 To 5
            Label2(G).Visible = False
        Next G
        G = 0
    End If
    Label2(G).Visible = True
    G = G + 1
    If G = 6 Then
        G = 0
    End If
    Label2(G).Visible = True
End Sub

Private Sub Timer3_Timer()
    Y = Y + DeltaY
    If Y = 1 Then
        DeltaY = 2
        Label3.Caption = ""
    End If
    If Y = 7 Then
        DeltaY = -2
        Label3.Caption = "UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA"
    End If
End Sub

Private Sub vscroll1_Change()
    Dim i As Integer
    Dim Tmp$
    'Create display string from array elements
    For i = VScroll1.Value To VScroll1.Value + LINES
        Tmp$ = Tmp$ + AS(i) + vbCrLf
    Next i
    txtInfo2.Text = Tmp$
End Sub

Private Sub vscroll2_Change()
    Dim i As Integer
    Dim Tmp$
    'Create display string from array elements
    For i = VScroll2.Value To VScroll2.Value + LINES
        Tmp$ = Tmp$ + AS(i) + vbCrLf
    Next i
    txtInfo3.Text = Tmp$
End Sub

```



## INPUTOMEGA

```
Option Explicit
Private Sub Command_Click()
    If Option1(0).Value = True Then
        frmNRMDofS.DttxtInput1 = Int(Combo1)
    ElseIf Option1(1).Value = True Then
        frmNRMDofS.DttxtInput2 = Int(Combo2)
    ElseIf Option1(2).Value = True Then
        frmNRMDofS.DttxtInput1 = Int(Combo1)
        frmNRMDofS.DttxtInput2 = Int(Combo2)
    End If
    InputOmega.Visible = False
End Sub

Private Sub Option1_Click(Index As Integer)
    frmNRMDofS.pilihan = Index + 1
    Command.Visible = True
End Sub

FRMIRESLT

Option Explicit
Private Const LINES = 25
Private AS()
Private Sub CmdExit_Click()
    Dim pilihan As String
    pilihan = MsgBox("Keluar dari form ini ?", vbOKCancel, vbQuestion, "Pesan")
    If pilihan = 1 Then
        Unload Me
    Else
        frmResult.SetFocus
    End If
End Sub

Private Sub Form_Load()
    Dim wessS
    Dim n
    Dim filnum As Integer
    filnum = FreeFile
    'load dynamic string array from large text file
    wessS = Left(Dir(Filename), Len(Dir(Filename)) - 4)
    Open App.Path & "\" & wessS & ".RSL" For Input As filnum
    Do Until EOF(1)
        n = n + 1
        ReDim Preserve AS(n - LINES)
        Line Input #1, AS(n)
    Loop
    Close #1
    'set scrollbar properties
    With vsbTest
        .Min = 1
        If n >= 32730 Then
            .Max = n
        Else
            .Max = 32730
        End If
        .SmallChange = 1
        .LargeChange = n - 10
    End With
End Sub

Private Sub vsbTest_Change()
    Dim i As Integer
    Dim TmpS
    'Create display string from array elements
    For i = vsbTest.Value To vsbTest.Value + LINES
        TmpS = TmpS + AS(i) + vbCrLf
    Next i
```

```
Next i
TstTest.Text = TmpS
End Sub
```

## MODULE 1(NRMDOFS.BAS)

```
Option Base 1
Public Filenumber As Integer, N dof As Integer,
Filename As String, Mass() As Single, KK() As Single,
Pt() As Single
Public Dampratio As Single, Tmax As Single, Dt As
Single, h() As Single
Sub Cetak_Hasil(CMass() As Single, CEigenVal() As
Single, Decomposed, Filenumber As Integer, N dof As
Integer, ModeShp() As Single, ModeShp1() As Single)
    'variabel u sorting
    Dim A As Integer
    Dim B As Integer
    Dim BanyakData As Integer
    Dim TukarVar As Single

    ReDim EE(N dof) As Single
    CRLF = Chr$(13) + Chr$(10)

    If Not Decomposed Then
        Dim NDoF2 As Integer
        NDoF2 = N dof / 2
        For i = 1 To NDoF2
            j = N dof - i + 1
            Swap CEigenVal(i), CEigenVal(j)
            For k = 1 To N dof
                Swap ModeShp(k, i), ModeShp(k, j)
            Next k
        Next i
    End If

    For i = 1 To N dof
        For j = 1 To N dof
            Sum = 0
            For k = 1 To N dof
                Sum = Sum + ModeShp(k, i) * CMass(k, j)
            Next k
            EE(j) = Sum
        Next j
        Sum = 0
        For j = 1 To N dof
            Sum = Sum + EE(j) * ModeShp(j, i)
        Next j
        Sum = Sqr(Sum)
        For j = 1 To N dof
            ModeShp(j, i) = ModeShp(j, i) / Sum
        Next j
    Next i
    'logic modeshp

    Dim qw As Single
    Dim qe As Single
    On Error Resume Next
    For i = 1 To N dof
        qw = 1
        qe = qw
        For j = 1 To N dof
            If ModeShp(j, i) * ModeShp(j - 1, i) <= 0 Then
                qw = qe
            ElseIf ModeShp(j, i) * ModeShp(j - 1, i) >= 0
            Then
                qw = qw + 1
            End If
        Next j
    Next i
```

```

        qe = qw
    End If
    qe = qw
Next j
For j = 1 To N dof
    ModeShp1(j, qe) = ModeShp(j, i)
Next j
Next i

'-----
'sorting
'-----
BanyakData = N dof
For A = 1 To BanyakData
    For B = A + 1 To BanyakData
        If CEigenVal(A) < CEigenVal(B) Then GoTo
LompatTali 'Ascending
        TukarVar = CEigenVal(A)
        CEigenVal(A) = CEigenVal(B)
        CEigenVal(B) = TukarVar
LompatTali:
    Next B
Next A

CRLF = Chr$(13) + Chr$(10)
Print #FileNumber, "NRMDOFS 2000 (Dapat dilihat pada
file =nama file input .MDS)"
Print #FileNumber,
Print #FileNumber, "MODE SHAPE"
Print #FileNumber,
For i = 1 To N dof
    For j = 1 To N dof
        Print #FileNumber, Format(ModeShp1(i, j),
"##0.##00").
    Next j
    Print #FileNumber,
Next i
Close #FileNumber

wess$ = Left$(Dir$(Filename), Len(Dir$(Filename)) - 4)
FileNumber = FreeFile: Open App.Path & "" & wess$ &
"EGN" For Output As #FileNumber
Print #FileNumber, "NRMDOFS 2000 (Dapat dilihat pada
file =nama file input .EGN)"
Print #FileNumber,

For i = 1 To N dof
    CRLF = Chr$(13) + Chr$(10)
    Print #FileNumber, "MODE KE " & i
    Print #FileNumber, " Frekuensi Sudut(Omega) = " &
CEigenVal(i) & " Rad dt"
    F = CEigenVal(i) / (44 / 7)
    Print #FileNumber, " Frekuensi = " & F & " Hz"
    Print #FileNumber, " Periode = " & 1 / F & " dt"
    Print #FileNumber,
Next i
Erase EF
End Sub

Sub Kekakuan_dan Matrik_massa(CMass() As Single,
N dof As Integer, StiffS() As Single)
ReDim StiffS(N dof, N dof), CMass(N dof, N dof)

For B = 1 To N dof
    For K = 1 To N dof
        If B = K Then
            If (K - 1 <= 0) Then StiffS(B, K - 1) = -KK(B)
            If (K + 1 <= N dof) Then StiffS(B, K + 1) = -KK(B)

```

```

            If (B - 1) <= N dof Then StiffS(B, K) = KK(B) +
KK(B - 1) Else StiffS(B, K) = KK(B)
        End If
    Next K
Next B

For B = 1 To N dof
    For K = 1 To N dof
        If B = K Then CMass(B, K) = Mass(B)
    Next K
Next B

For i = 2 To N dof
    For j = 1 To i - 1
        StiffS(i, i) = StiffS(i, j) + StiffS(j, i) ' Place a lower
triangular term into an upper triangular position
        CMass(i, i) = CMass(i, j)
    Next j
Next i

End Sub
Sub Simetri_k_standar(CMass() As Single, CMass()
As Single, Decomposed, N dof As Integer, StiffS() As
Single, U() As Single)
CRLF = Chr$(13) + Chr$(10)
ReDim U(N dof, N dof), CMassU(N dof, N dof)

For i = 1 To N dof
    For j = 1 To N dof
        U(i, j) = StiffS(i, j)
    Next j
Next i

Decomposed = False
Decompose U(), N dof, Singular

If Not Singular Then
    frmNRMDoFS.txtInfo1.Text = "Stiffness Matrix
decomposed."
    For i = 1 To N dof
        For j = 1 To N dof
            CMassU(i, j) = CMass(i, j)
        Next j
    Next i
Else
    For i = 1 To N dof
        For j = 1 To N dof
            U(i, j) = CMass(i, j)
        Next j
    Next i

    Decomposed = True
    Decompose U(), N dof, Singular

    If Not Singular Then
        frmNRMDoFS.txtInfo1.Text =
frmNRMDoFS.txtInfo1.Text + CRLF + "Stiffness
Matrix not positive definite, Mass Matrix decomposed."
        For i = 1 To N dof
            For j = 1 To N dof
                CMassU(i, j) = StiffS(i, j)
            Next j
        Next i
    Else
        frmNRMDoFS.txtInfo1.Text =
frmNRMDoFS.txtInfo1.Text + CRLF + "Stiffness
Matrix and Mass Matrix not positive definite, execution
terminated."
    End If
End If
End Sub

```

```

Singular = True
Exit Sub
End If
End If
InvertMatrix U(), N dof
For i = 1 To N dof
  i1 = N dof - i + 1
  For j = 1 To N dof
    J1 = N dof - j + 1
    Temp = 0
    For K = 1 To J1
      Temp = Temp + U(i1, K) * CMassU(i1, K)
    Next K
    CMassU(i1, J1) = Temp
  Next j
Next i

For i = 1 To N dof
  i1 = N dof - i + 1
  For J1 = 1 To N dof
    Temp = 0
    For K = 1 To i1
      Temp = Temp + CMassU(K, J1) * U(i1, K)
    Next K
    CMassU(i1, J1) = Temp
  Next J1
Next i
End Sub

Sub Cari_Eigen(A() As Single, n As Integer, Eigenvalue()
As Single, Eigenvector() As Single)
  CRLF = Chr$(13) + Chr$(10)
  frmNRMDofS.txtInfo1.Text = CRLF + "NRMDOFS 2000
  succeeded to analyze "
  Static AIK() As Single: ReDim AIK(n)
  ReDim Eigenvalue(n), Eigenvector(n, n)
  SIGMA1 = 0
  For i = 1 To n
    SIGMA1 = SIGMA1 + A(i, i) ^ 2
    Eigenvector(i, i) = 1
  Next i
  MaxIteration = 33
  For Iteration = 1 To MaxIteration
    For j = 1 To n - 1
      For K = j + 1 To n
        Q = Abs(A(j, j) - A(K, K))
        If (Q < TOLERANCE) Then
          If (Abs(A(j, K)) > TOLERANCE) Then GoTo
          ZeroOffDiagonalElement
          P = 2 * A(j, K) * Q - (A(j, j) - A(K, K))
          SPQ = Sqr(P ^ 2 + Q ^ 2)
          CosA = Sqr((1 + Q / SPQ) / 2)
          SinA = P / (2 * CosA * SPQ)
        Else
          CosA = 1 / Sqr(2)
          SinA = CosA
        End If
        For l = 1 To n
          EVK1 = Eigenvector(l, j)
          Eigenvector(l, j) = EVK1 * CosA +
          Eigenvector(l, K) * SinA
          EVK1 = Eigenvector(l, K) - EVK1 * SinA -
          Eigenvector(l, j) * CosA
          If (l = j) Then
            AK(l) = A(j, i)
            A(j, l) = CosA * AK(l) + SinA * A(l, K)
            If (l = K) Then AK(l) = SinA * AK(l) -
            CosA * A(K, l)
          Else
            AK1 = A(j, l)
            A(j, l) = CosA * AK1 + SinA * A(K, l)
            A(K, l) = SinA * AK1 - CosA * A(K, l)
          End If
        Next l
        AK(K) = SinA * AK(j) - CosA * AK(K)
        For l = 1 To K
          If (l = j) Then
            A(l, K) = SinA * AK(l) - CosA * A(l, K)
          Else
            AK1 = A(l, j)
            A(l, j) = CosA * AK1 + SinA * A(l, K)
            A(l, K) = SinA * AK1 - CosA * A(l, K)
          End If
        Next l
        Next K
      Next j
    Next Iteration
  ZeroOffDiagonalElement
  If K = n Then A(j, K) = 0
  SIGMA2 = 0
  For j = 1 To n
    Eigenvalue(j) = A(j, j)
    SIGMA2 = SIGMA2 + Eigenvalue(j) ^ 2
  Next j
  frmNRMDofS.txtInfo1.Text = CRLF + "Iteration
  number " & Iteration & " "
  If (1 - SIGMA1 / SIGMA2 < TOLERANCE) Then
    Erase AIK
    frmNRMDofS.txtInfo1.Text = CRLF + "Convergence
    for determination of eigenpairs reached after " &
    Iteration & " iterations "
    Converged = True
    Exit Sub
  End If
  SIGMA1 = SIGMA2
  Next Iteration
  frmNRMDofS.txtInfo1.Text = CRLF + "Determination
  of eigenpairs fail to converge after " & MaxIteration &
  " iterations. Execution terminated "
  Converged = False
End Sub
Sub EigenVector_Transformasi(CEigenVal() As Single,
Decomposed, N dof As Integer, ModeShp() As Single,
U() As Single)
  If Decomposed Then
    For i = 1 To N dof
      If CEigenVal(i) < TOLERANCE Then

```



```

    CEigenVal(i) = 0
  Else
    CEigenVal(i) = Sqr(CEigenVal(i))
  End If
Next i
Else
  For i = 1 To N dof
    CEigenVal(i) = 1 + Sqr(CEigenVal(i))
  Next i
End If
For i = 1 To N dof
  For j = 1 To N dof
    Sum = 0
    For K = 1 To N dof
      Sum = Sum + U(K, i) * ModeShp(K, j)
    Next K
    ModeShp(i, j) = Sum
  Next j
Next i

For i = 1 To N dof
  BIG = 0
  For j = 1 To N dof
    C1 = Abs(ModeShp(j, i))
    C2 = Abs(BIG)
    If (C1 > C2) Then BIG = C1
  Next j
  For j = 1 To N dof
    ModeShp(j, i) = ModeShp(j, i) / BIG
  Next j
Next i

End Sub

Sub Displacement Awal(CMass() As Single, StiffS() As Single, N dof As Integer, NT As Single, Dt As Single, F() As Single, UA() As Single)
  NDI = N dof + 1
  ReDim X(N dof, NDI) As Single

  NT1 = NT + 1
  For i = 1 To N dof
    X(i, NDI) = F(i, 1)
    For j = 1 To N dof
      X(i, j) = CMass(i, j)
    Next j
  Next i

  SOLVER X, N dof
  ReDim UA(N dof, 1) As Single
  For i = 1 To N dof
    UA(i, 1) = X(i, NDI)
  Next i
End Sub

Sub Damping1(ByVal Dampratio As Single, Filenumber As Integer, CMass() As Single, ByVal n As Single, DAMP() As Single, CEigenVal() As Single, DA() As Single)

  For j = 1 To n
    For K = 1 To n
      DAMP(K, j) = DAMP(K, j) + 2 * Dampratio * CEigenVal(frmNRMDofS.DtxtInput1) * CMass(K, j)
    Next K
  Next j

  Print #Filenumber, "Damping Ratio = " & Dampratio
  Print #Filenumber, "Damping Matrix : "

```

```

  For i = 1 To n
    For j = 1 To n
      Print #Filenumber, Format(DAMP(j, i), "##0.###00"),
    Next j
    Print #Filenumber,
  Next i
  Close #Filenumber
End Sub

Sub Damping2(ByVal Dampratio As Single, Filenumber As Integer, StiffS() As Single, ByVal n As Single, DAMP() As Single, CEigenVal() As Single, DA() As Single)

  For j = 1 To n
    For K = 1 To n
      DAMP(K, j) = DAMP(K, j) + 2 * (Dampratio CEigenVal(frmNRMDofS.DtxtInput2)) * StiffS(K, j)
    Next K
  Next j

  Print #Filenumber, "Damping Ratio = " & Dampratio
  Print #Filenumber, "Damping Matrix : "

  For i = 1 To n
    For j = 1 To n
      Print #Filenumber, Format(DAMP(j, i), "##0.###00"),
    Next j
    Print #Filenumber,
  Next i
  Close #Filenumber
End Sub

Sub Damping3(ByVal Dampratio As Single, Filenumber As Integer, StiffS() As Single, CMass() As Single, ByVal n As Single, DAMP() As Single, CEigenVal() As Single, DA() As Single)

  For j = 1 To n
    For K = 1 To n
      DAMP(K, j) = DAMP(K, j) + (2 * Dampratio * (CEigenVal(frmNRMDofS.DtxtInput1) * CEigenVal(frmNRMDofS.DtxtInput2)) / (CEigenVal(frmNRMDofS.DtxtInput1) + CEigenVal(frmNRMDofS.DtxtInput2))) * CMass(K, j) + (2 * Dampratio * (CEigenVal(frmNRMDofS.DtxtInput1) + CEigenVal(frmNRMDofS.DtxtInput2))) * StiffS(K, j)
    Next K
  Next j

  Print #Filenumber, "Rasio Redaman = " & Dampratio
  Print #Filenumber, "Matriks Redaman : "

  For i = 1 To n
    For j = 1 To n
      Print #Filenumber, Format(DAMP(j, i), "##0.###00"),
    Next j
    Print #Filenumber,
  Next i
  Close #Filenumber
End Sub

Sub SOLVER(A() As Single, N dof As Integer)
  m = 1
  EPS = 0.0000000001
  NPLUSM = N dof + m
  For K = 1 To N dof

```

```

tinggi = 0
For K = (i + 1) To J
    tinggi = h(K) - tinggi
Next K
gayahor = (V(J, I) * tinggi) + gayahor
Next J
momen(i, I) = gayahor
Next I

Next I

For i = 1 To N dof
    For l = 1 To NT
        AL = I
        t = AL * Dt
        Print #Filenumbe.r, Tab(4); i, Tab(10); Format(t,
"#0,##0"); Tab(23); Format(UD(i, I), "#0,####0");
Tab(37); Format(UV(i, I), "#0,####0"); Tab(51);
Format(UA(i, I), "#0,####0"); Tab(68); Format(IND(i, I),
"#0,####0"); Tab(89); Format(V(i, I), "#0,####0");
Tab(109); Format(gaya(i, I), "#0,####0"); Tab(129);
Format(momen(i, I), "#0,####0")
        Next I
    Next i

Close #Filenumbe.r

wess$ = frmSave.Text1
Filenumbe.r = FreeFile: Open frmSave.Text2 & "" &
wess$ & ".MGI." For Output As #Filenumbe.r
Print #Filenumbe.r, "NRMDOFS 2000 (Dapat dilihat pada
file *.MGI)"
Print #Filenumbe.r,
Print #Filenumbe.r, "Tk": Tab(9); "Wkt(dt)": Tab(21);
"Momen Guling"

For i = 0 To N dof
    For l = 1 To NT
        AL = I
        t = AL * Dt
        Print #Filenumbe.r, Tab(4); i, Tab(10); Format(t,
"#0,##0"); Tab(23); Format(momen(i, I), "#0,####0")
        Next I
    Next i

Close #Filenumbe.r

wess$ = frmSave.Text1
Filenumbe.r = FreeFile: Open frmSave.Text2 & "" &
wess$ & ".MAX" For Output As #Filenumbe.r
Print #Filenumbe.r, "NRMDOFS 2000 (Dapat dilihat pada
file *.MAX)"
Print #Filenumbe.r,
Print #Filenumbe.r, "Tk": Tab(9); "Simp. Maks.(cm)":
Tab(30); "Int.Drift Maks.(%)": Tab(55); "Gaya Hor. Tk.":
Tab(75); "G.Gs.Kom.Tk.Maks."
Print #Filenumbe.r,
For i = 1 To N dof
    For l = 1 To NT
        If Abs(UD(i, I)) >= Abs(UD(i, I - 1)) Then
            UDMAKS = UD(i, I)
        Else
            UDMAKS = UD(i, I - 1)
        End If
        UD(i, I) = UDMAKS

        If Abs(IND(i, I)) >= Abs(IND(i, I - 1)) Then
            INDMAKS = IND(i, I)
        Else
            INDMAKS = IND(i, I - 1)
        End If
        IND(i, I) = INDMAKS

        If Abs(V(i, I)) >= Abs(V(i, I - 1)) Then
            VMAKS = V(i, I)
        Else
            VMAKS = V(i, I - 1)
        End If
        V(i, I) = VMAKS

        If Abs(gaya(i, I)) >= Abs(gaya(i, I - 1)) Then
            gayaMAKS = gaya(i, I)
        Else
            gayaMAKS = gaya(i, I - 1)
        End If
        gaya(i, I) = gayaMAKS
    Next I
    Print #Filenumbe.r, Tab(12);
Format(Abs(UDMAKS), "#0,####0"); Tab(33);
Format(Abs(INDMAKS), "#0,####0"); Tab(58);
Format(Abs(VMAKS), "#0,####0"); Tab(77);
Format(Abs(gayaMAKS), "#0,####0")
    Next i

Print #Filenumbe.r,
Print #Filenumbe.r,
Print #Filenumbe.r, "Tk": Tab(9); "Momen Guling"
Maks."
Print #Filenumbe.r,
For i = 0 To N dof
    For l = 1 To NT
        If Abs(momen(i, I)) >= Abs(momen(i, I - 1))
Then
            MMAKS = momen(i, I)
        Else
            MMAKS = momen(i, I - 1)
        End If
        momen(i, I) = MMAKS
    Next I
    Print #Filenumbe.r, Tab(12);
Format(Abs(MMAKS), "#0,####0")
    Next i

Close #Filenumbe.r

wess$ = frmSave.Text1
Filenumbe.r = FreeFile: Open frmSave.Text2 & "" &
wess$ & ".GGD" For Output As #Filenumbe.r
Print #Filenumbe.r, "NRMDOFS 2000 (Dapat dilihat
pada file *.GGD)"
Print #Filenumbe.r,
Print #Filenumbe.r, "Waktu": Tab(15); "Gaya Geser
Dasar"
Print #Filenumbe.r,
For l = 1 To NT
    AL = I
    t = AL * Dt
    Print #Filenumbe.r, Tab(2); Format(t, "#0,##0");
Tab(17); Format(Abs(TOTAL(I)), "#0,####0")
    Next I

Close #Filenumbe.r

End Sub

```

```

DET = DET * A(K, K)
If Abs(A(K, K)) > EPS Then Exit Sub
KPI = K + 1
For j = KPI To NPLUSM
  A(K, j) = A(K, j) / A(K, K)
Next j
A(K, K) = 1
For i = 1 To N dof
  If i = K Or A(i, K) = 0 Then GoTo 9
  For j = KPI To NPLUSM
    A(i, j) = A(i, j) - A(i, K) * A(K, j)
  Next j
  A(i, K) = 0
9: Next i
Next K
End Sub

```

```

Sub Factor(A() As Single, N dof As Integer, Singular)
  If (A(1, 1) = 0) Then
    Singular = True
    Exit Sub
  End If
  For i = 2 To N dof
    For j = 2 To i - 1
      Sum = A(j, i)
      For K = 1 To j - 1
        Sum = Sum - A(K, j) * A(K, i)
      Next K
      A(j, i) = Sum
    Next j
    Sum = A(i, i)
    For j = i To i - 1
      Temp = A(j, i) / A(j, j)
      Sum = Sum - Temp * A(j, i)
      A(j, i) = Temp
    Next j
    If (Sum = 0) Then
      Singular = True
      Exit Sub
    End If
    A(i, i) = Sum
  Next i
End Sub

```

```

Sub interpolate(N dof As Integer, Tmax As Single, Dt As Single, NEQ() As Single, F() As Single, P() As Single, TC() As Single)
  ReDim NEQ(N dof) As Single, TC(N dof) As Single
  NEQ(1) = 2
  NEQ(2) = 2
  TC(1) = 0
  TC(2) = 0.4
  P(1) = 10
  P(2) = 10
  ANN = 0#
  H = 1
  For ID = 1 To N dof
    NE = NEQ(ID)
    If NE = 0 Then GoTo 12
    If NE > Tmax / Dt Then NE = Tmax / Dt
    NT = TC(NE) / Dt
    NT1 = NT + 1
    NT2 = NT + 2
    F(ID, 1) = P(1)
    ANN = 0#
    H = 1
    For i = 2 To NT2
      AI = i - 1
      t = AI * Dt
      If i = TC(NE) Then GoTo 12
      If i = TC(H + 1) Then GoTo 9
      ANN = TC(H + 1) + t - Dt
      H = H + 1
9: ANN = ANN + Dt
      ReDim Preserve F(N dof, NT2)
      F(ID, i) = P(H) - (P(H + 1) - P(H)) * ANN / (TC(H + 1) - TC(H))
    Next i
12: Next ID
End Sub

```

```

Sub InvertMatrix(A() As Single, N dof As Integer)
  For i = 1 To N dof
    A(i, i) = 1 / A(i, i)
  Next i
  For i = 1 To N dof - 1
    For j = i + 1 To N dof
      Sum = 0
      For K = i To j - 1
        Sum = Sum - A(K, i) * A(K, j)
      Next K
      A(j, i) = Sum * A(j, j)
    Next j
  Next i
End Sub

```

```

Sub Decompose(A() As Single, N dof As Integer, Singular)
  ' Sub program for decomposing matrix, based on Cholesky method
  For i = 1 To N dof
    For j = i To N dof
      Sum = A(i, j)
      For K = 1 To i - 1
        Sum = Sum - A(K, i) * A(K, j)
      Next K
      A(j, i) = Sum * A(j, j)
    Next j
  Next i
End Sub

```

**MODULE 3 (NUMERICS.BAS)**

Option Base 1

```

Sub Solve(U() As Single, B() As Single, X() As Single, N dof As Integer)
  For i = 1 To N dof
    Sum = B(i)
    If (i = 1) Then
      For j = 1 To i - 1
        Sum = Sum - U(j, i) * X(j)
      Next j
    End If
  Next i
End Sub

```

```

    Next j
  End If
  X(i) = Sum
Next i
For i = 1 To N dof
  X(i) = X(i) + U(i, i)
Next i
For i = 1 To N dof
  j = N dof - i + 1
  Sum = X(j)
  If (j = N dof) Then
    For K = j - 1 To N dof
      Sum = Sum + U(j, K) * X(K)
    Next K
  End If
  X(j) = Sum
Next i
End Sub

```

```

Sub Swap(FirstValue As Variant, SecondValue As Variant)

```

```

Dim Temp
Temp = FirstValue
FirstValue = SecondValue
SecondValue = Temp
End Sub

```

#### MODULE4 (DYNAMICS.BAS)

```

Option Base 0

```

```

Sub steps(ByVal FileName As String, FileNumber As Integer, NT1 As Single, Dt As Single, N dof As Integer, DAMP() As Single, CMass() As Single, StiffS() As Single, UD() As Single, UV() As Single, UA() As Single, F() As Single, h() As Single) ' hkom() As Single, momen() As single)

```

```

THETA = 1.4
TU = THETA * Dt
A1 = 3 / TU
A2 = 6 / TU
A3 = TU / 2
A4 = A2 / TU
ND1 = N dof - 1
NT = Tmax / Dt
s = NT * N dof

```

```

ReDim X(N dof, ND1) As Single, DU V(NT) As Single,
DUA(N dof, NT1 - 1) As Single, UD(N dof, NT) As Single,
UV(N dof, NT) As Single, UA(N dof, NT) As Single,
V(N dof, NT1 - 1) As Single, IND(N dof, NT) As Single
ReDim TOTAL(NT) As Single, gaya(N dof, NT) As Single,
hkom(N dof) As Single, momen(N dof, NT) As Single
Print #FileNumber,
Print #FileNumber, "Tk.": Tab(9); "Waktu": Tab(22);
" Simpangan": Tab(36); "Kecepatan": Tab(50);
"Percepatan": Tab(68); "Int.Drift": Tab(87); "Gy. Hor.
Tk.": Tab(107); "Gy.Geser Kom. Tk.":
Print #FileNumber, Tab(10); "(dt)": Tab(24); "(cm)":
Tab(37); "(cm dt)": Tab(51); "(cm dt2)": Tab(71); "(%)":
Print #FileNumber,
ReDim filnum(5) As Integer

```

```

For I = 1 To NT
  For i = 1 To N dof
    For J = 1 To N dof

```

```

      X(i, J) = StiffS(i, J) - A4 * CMass(i, J) + A1
    * DAMP(i, J)
  Next J
Next i

```

```

  AL = 1
  t = AL * Dt

```

```

  For i = 1 To N dof
    X(i, ND1) = F(i, 1 - 1) + (F(i, 1 - 2) - F(i, 1 - 1))
    * (THETA - 1) - F(i, 1)
    For J = 1 To N dof
      X(i, ND1) = X(i, ND1) + (CMass(i, J) * A2 -
      DAMP(i, J) * 3) * UV(J, 1 - 1) + (CMass(i, J) * 3 - A3
      * DAMP(i, J)) * UA(J, 1 - 1)
    Next J
  Next i

```

```

  SOLVER X(), N dof

```

```

  For i = 1 To N dof
    DUA(i, 1) = A4 * X(i, ND1) - A2 * UV(i, 1 - 1) - 3
    * UA(i, 1 - 1)
    DUA(i, 1) = DUA(i, 1) - THETA
    DUV(1) = Dt * UA(i, 1 - 1) + Dt * DUA(i, 1) / 2
    UD(i, 1) = UD(i, 1 - 1) + Dt * UV(i, 1 - 1) + Dt / 2
    * UA(i, 1 - 1) / 2 + Dt / 2 * DUA(i, 1) / 6
    UV(i, 1) = UV(i, 1 - 1) + DUV(1)
  Next i

```

```

  For i = 1 To N dof
    X(i, ND1) = F(i, 1 + 1)
    For J = 1 To N dof
      X(i, ND1) = X(i, ND1) + StiffS(i, J) * UD(J, 1) -
      DAMP(i, J) * UV(J, 1)
      X(i, J) = CMass(i, J)
    Next J
  Next i

```

```

  SOLVER X(), N dof

```

```

  For i = 1 To N dof
    UA(i, 1) = X(i, ND1)
  Next i

```

```

  For i = 0 To N dof - 1
    IND(i + 1, 1) = ((UD(i + 1, 1) - UD(i, 1)) - h(i + 1)) *
    100)
  Next i

```

```

  For B = 1 To N dof
    For K = 1 To N dof
      V(B, 1) = V(B, 1) + StiffS(B, K) * UD(K, 1)
    Next K
    TOTAL(1) = TOTAL(1) + V(B, 1)
  Next B

```

```

  For i = 1 To N dof
    If i = 1 Then
      gaya(i, 1) = TOTAL(1)
    Elseif i = 1 Then
      gaya(i, 1) = gaya(i - 1, 1) - V(i - 1, 1)
    End If
  Next i

```

```

  For i = 0 To N dof
    gayahor = 0
    For J = (i + 1) To N dof

```