



UNIVERSITAS INDONESIA

**STUDI PERBANDINGAN GAYA GESER (DINAMIK 3D)
TOWER PADA STRUKTUR PODIUM MULTI TOWER
DENGAN ANALISA RESPON SPEKTRUM DAN RIWAYAT
WAKTU**

SKRIPSI

CHRISTOPHER SALANGKA
04 05 01 014 Y

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL**

**DEPOK
JANUARI 2010**



UNIVERSITAS INDONESIA

**STUDI PERBANDINGAN GAYA GESER (DINAMIK 3D)
TOWER PADA STRUKTUR PODIUM MULTI TOWER
DENGAN ANALISA RESPON SPEKTRUM DAN RIWAYAT
WAKTU**

SKRIPSI

Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik

CHRISTOPHER SALANGKA
04 05 01 014 Y

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL**

**DEPOK
JANUARI 2010**

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

**Skripsi ini adalah hasil karya saya sendiri,
dan semua sumber baik yang dikutip maupun dirujuk
telah saya nyatakan dengan benar.**

Nama : Christopher Salangka

NPM : 040501014Y

Tanda Tangan : 

Tanggal : 13 Januari 2010

HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh

Nama : Christopher Salangka
NPM : 040501014Y
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Studi Perbandingan Gaya Geser (Dinamik 3D) Tower Pada Struktur Podium Multi Tower Dengan Analisa Respon Spektrum Dan Riwayat Waktu

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Dewan Penguji dan diterima sebagai bagian persyaratan yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik, Universitas Indonesia.

DEWAN PENGUJI

Pembimbing : Dr.-Ing Josia Irwan Rastandi, ST., MT.



Penguji : Dr. Ir. Yuskar Lase



Penguji : Ir. Sjahril A. Rahim, M. Eng.



Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 13 Januari 2010

KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Tuhan Yesus Kristus, karena hanya karena berkat dan kasih karuniaNya, penulis bisa menyelesaikan skripsi ini. Penulisan skripsi ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Jurusan Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Indonesia. Penulis menyadari bahwa ada keberadaan pihak lain yang membantu penyelesaian skripsi ini. Oleh karena itu, pada kesempatan ini penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada:

1. Bapak Dr.-Ing Josia Irwan Rastandi, ST., MT., selaku pembimbing utama penulis yang telah memberikan ilmu dan waktunya dalam membimbing, mengarahkan, dan menolong penulis dalam menyusun skripsi ini.
2. Bapak Dr. Ir. Yuskar Lase, dan Bapak Ir. Sjahril A. Rahim, M. Eng., selaku dosen penguji.
3. Bapak Prof. Ir. Benjamin Lumantarna, M. Eng, Ph.D, yang memberikan program RESMAT untuk dipakai dalam penyusunan skripsi ini.
4. Segenap dosen pengajar dari Departemen Teknik Sipil FTUI yang selama ini mengajar dan membagikan ilmu kepada penulis serta staf Departemen Teknik Sipil FTUI yang membantu dalam hal teknis maupun non-teknis.
5. Pihak keluarga penulis yang selama ini setia mendukung, mendoakan serta memotivasi penulis, yaitu Ayah, Ibu, Adik, dan Oma tercinta serta saudara-saudara yang berada di Jakarta.
6. Teman penyusun skripsi, Daniel (Eks. 06) sebagai teman diskusi dalam menyusun skripsi, serta Melva, Ardiles, Gilbert, Sabda, dan Gani yang dengan sukarela meminjamkan komputer untuk penulis pakai dalam penyusunan skripsi ini.
7. Kakak-kakak pembimbing, Kak Lina Kristo, Kak Fifi, Kak Poer, Bang Brain, Agus, Yudhis serta sahabat-sahabat dekat penulis, Sly, Anto, Dickson, Jabat, Dragon, Frisca, Loly, Febri, Sisca, yang bersama-sama membantu penulis menikmati pertumbuhan iman, karakter dan skill semasa perkuliahan.

8. Teman-teman dalam Persekutuan Oikumene Fakultas Teknik Universitas Indonesia (POFTUI), terutama Eric, Lukman, Lukas, Dapot, Frans, Reynold, Evraim dan Victor sebagai Anak Kelompok Kecil penulis, serta Jevon, Ingrid, Lucy, Vera, yang memotivasi dan mendoakan penulis.
9. Teman-teman regular angkatan 2005 yang tidak bisa disebutkan satu per satu.
10. Pihak-pihak lain yang belum disebut yang secara langsung maupun tidak langsung telah membantu penulis dalam membuat skripsi ini.

Semoga segala sesuatu yang telah diberikan dan diterima, bermanfaat dan menolong sesama kita agar kita saling mengasihi Tuhan dan sesama. Sebab segala sesuatu adalah dari Tuhan, oleh Tuhan dan kepada Tuhan.

Depok, 13 Januari 2010

Penulis



Christopher Salangka

**HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI
TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

Sebagai sivitas akademik Universitas Indonesia, saya yang bertanda tangan di bawah ini :

Nama : Christopher Salangka
NPM : 040501014Y
Program Studi : Teknik Sipil
Departemen : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik
Jenis karya : Skripsi

demi pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada Universitas Indonesia Hak Bebas Royalti Noneksklusif (*Non-exclusive Royalty-Free Right*) atas karya ilmiah saya yang berjudul:

**STUDI PERBANDINGAN GAYA GESER (DINAMIK 3D) TOWER PADA
STRUKTUR PODIUM MULTI TOWER DENGAN ANALISA RESPON
SPEKTRUM DAN RIWAYAT WAKTU**

beserta perangkat yang ada (jika diperlukan). Dengan Hak Bebas Royalti Noneksklusif ini Universitas Indonesia berhak menyimpan, mengalihmedia/formatkan, mengelola dalam bentuk pangkalan data (*database*), merawat, dan memublikasikan tugas akhir saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok

Pada tanggal : 13 Januari 2010

Yang menyatakan



(Christopher Salangka)

ABSTRAK

Nama : Christopher Salangka
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Studi Perbandingan Gaya Geser (Dinamik 3D) Tower Pada Struktur Podium Multi Tower Dengan Analisa Respon Spektrum Dan Riwayat Waktu

Mixed-use building secara structural dapat dianggap sebagai struktur podium yang memiliki beberapa tower yang seringkali dalam analisis, struktur podium dan tower dimodelkan secara terpisah dengan tower diasumsikan terjepit pada lantai atap podium. Pada penulisan ini akan dilakukan analisis dinamik 3D struktur podium yang memiliki beberapa tower sebagai satu kesatuan dengan bantuan program ETABS untuk mengetahui arah dan besaran gaya geser baik pada bagian atap podium maupun dasar podium dengan menggunakan analisa riwayat waktu. Hasil ini kemudian akan dibandingkan dengan hasil analisa respon spektrum.

Dari hasil simulasi dan analisis menunjukkan bahwa perbandingan antara analisa riwayat waktu dan respon spektrum tergolong kecil terutama pada struktur yang memiliki tower kembar, sehingga analisa respon spektrum cukup aman jika digunakan pada struktur podium multi tower. Hasil analisa respon spektrum pada umumnya lebih besar pada atap podium, namun lebih kecil pada dasar podium serta jika tower dimodelkan terpisah. Untuk tower yang memiliki ketinggian yang berbeda, terjadi gaya tekan, tarik maupun geser pada pelat lantai atap podium akibat gerakan tower yang berlawanan arah sehingga perlu diperhatikan lebih lanjut.

Kata kunci : struktur podium multi tower, pemodelan 3D, analisa riwayat waktu dan respon spektrum, arah dan besaran gaya geser, pola ragam getar

ABSTRACT

Name : Christopher Salangka
Study Program : Civil Engineering
Title : A Comparison Study on The Shear Force (Dynamic 3D) of Towers at The Multi Towers Podium Structure with Response Spectrum and Time History Analysis

A mixed-use building, in structural can be interpret as a podium structure with several towers, which common in analyzing modeled separately by means the towers assumed to be fixed at podium's roof level. In this study, a podium structure with several towers is modeled completely as a unity with 3D dynamic analysis will be performed by ETABS programme to find out the direction and value of the shear force at podium's roof and base level with time history analysis. This output will be compare with response spectrum analysis.

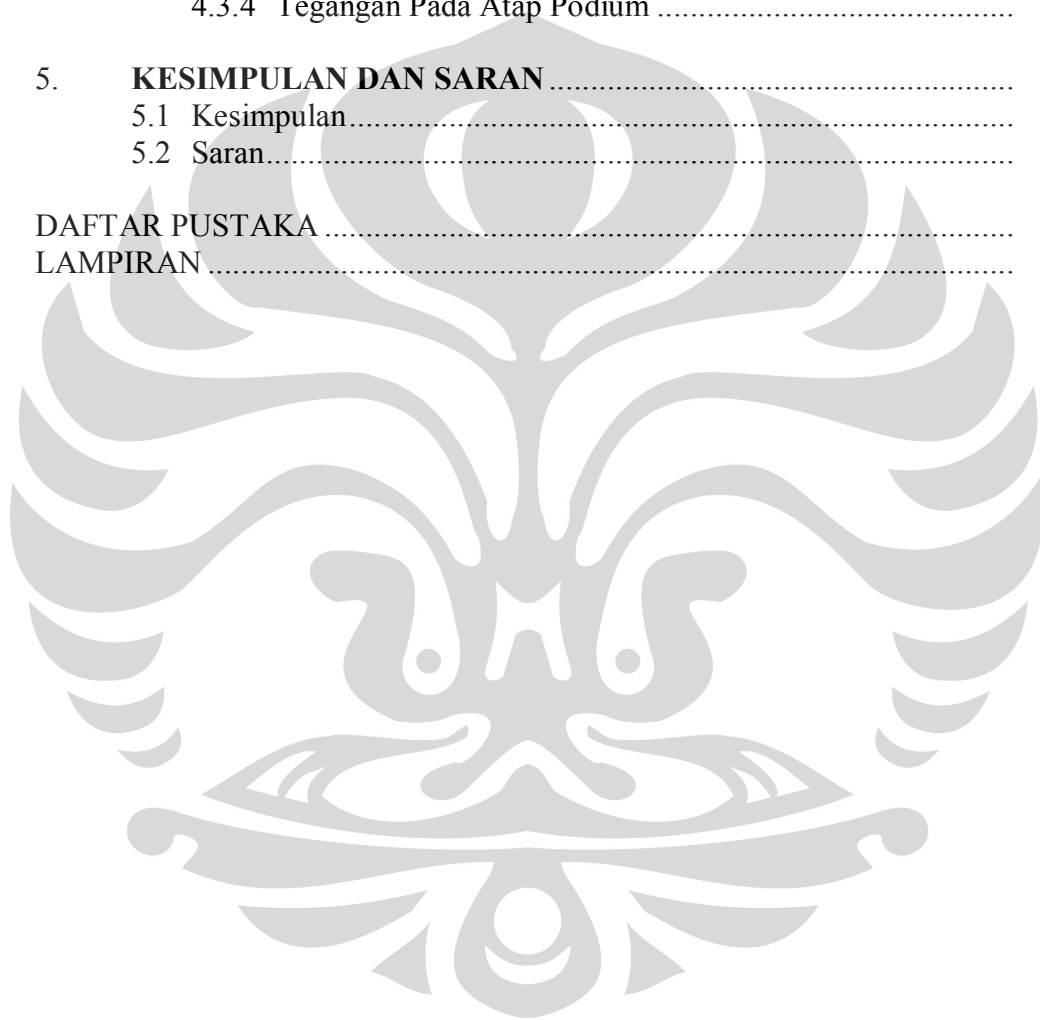
The output of simulation and analysis show that the comparison between time history and response spectrum analysis relatively small, especially the structure which have a twin towers, so the response spectrum analysis can be classified safely if used at multi towers podium structure. Generally, the value of response spectrum analysis had a bigger result at podium's roof level, but smaller at podium's base level and if the tower modeled separately. For the tower which have different level, there are normal and shear force at podium's roof level which happen because of different direction between towers, so it need to be considered.

Keywords : multi towers podium structure, 3D modeling, time history and response spectrum analysis, direction and value of shear force, mode shape

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS	ii
HALAMAN PENGESAHAN	iii
KATA PENGANTAR	iv
HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS	vi
ABSTRAK	vii
ABSTRACT	viii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xiii
1. PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Literatur Review	2
1.3 Identifikasi Masalah	4
1.3.1 Deskripsi Masalah	4
1.3.2 Rumusan Masalah	4
1.2.3 Batasan Masalah	5
1.4 Tujuan Penulisan	5
1.5 Manfaat Penulisan	6
1.5 Sistematika Penulisan	6
2. TINJAUAN PUSTAKA	8
2.1 Pembebanan Dinamik	8
2.2 Analisa Dinamik Struktur Bangunan	9
2.2.1 Modelisasi Struktur	9
2.2.2 Sistem Satu Derajat Kebebasan (SDOF)	13
2.2.3 Sistem Derajat Kebebasan Majemuk (MDOF)	15
2.3 Metode Analisa Bangunan terhadap Gempa	20
2.3.1 Analisa Dinamik	20
2.3.2 Analisa Statik Ekuivalen	31
3. METODE PENELITIAN	32
3.1 Kerangka Acuan	32
3.1.1 Pembebanan Struktur	32
3.1.2 Pemodelan Elemen Struktur	33
3.2 Metode Penelitian	35
3.3 Model Penelitian	35
3.3.1 Model tipe 1 : struktur podium dengan 2 tower	36
3.3.2 Model tipe 2 : struktur podium dengan 3 tower	38
3.3.4 Model tipe 3 : struktur podium dengan 4 tower	39
3.4 Input Riwayat Waktu	40

4.	ANALISA DAN PEMBAHASAN	42
4.1	Pendahuluan.....	42
4.2	Analisa.....	42
4.2.1	Struktur dengan tower kembar (Model 1A, 2A, 3A)	42
4.2.2	Struktur dengan tower beda tinggi.....	45
4.3	Pembahasan	48
4.3.1	Periode dan Pola Ragam Getar	48
4.3.2	Faktor Partisipasi Massa.....	48
4.3.3	Gaya Geser	49
4.3.4	Tegangan Pada Atap Podium	54
5.	KESIMPULAN DAN SARAN	56
5.1	Kesimpulan.....	56
5.2	Saran.....	57
	DAFTAR PUSTAKA	58
	LAMPIRAN	59



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Ilustrasi dinamika struktur.....	8
Gambar 2.2	<i>Distributed parameter system</i>	9
Gambar 2.3	<i>Discrete parameter system</i>	10
Gambar 2.4	Model struktur dengan komponen massa, redaman, dan kekakuan	10
Gambar 2.5 (a)	Struktur portal; (b) Modelisasi struktur; (c) <i>Free-body diagram</i>	11
Gambar 2.6 (a)	Struktur portal; (b) Modelisasi struktur; (c) <i>Free-body diagram</i>	12
Gambar 2.7	Struktur SDOF (Single Degree of Freedom) [Chopra, 1995] ..	13
Gambar 2.8	Generalisasi Sistem SDF [Chopra, 1995]	19
Gambar 2.9	Data riwayat waktu - El Centro, California.....	22
Gambar 2.10	Desain Umum (Tipikal) Spektrum	28
Gambar 2.11	Contoh respon spektrum gempa rencana	30
Gambar 3.1	Denah Model Tipe 1	36
Gambar 3.2	Elevasi Model Tipe 1a : Podium 5 lt. dengan 2 tower sama tinggi 15 lt.	37
Gambar 3.3	Elevasi Model Tipe 1b : Podium 5 lt. dengan 2 tower beda tinggi 15 lt. dan 30 lt.	37
Gambar 3.4	Elevasi Model Tipe 1c : Podium 5 lt. dengan 2 tower beda tinggi 15 lt. dan 45 lt.	37
Gambar 3.5	Denah Model Tipe 2	38
Gambar 3.6	Elevasi Model Tipe 2a : Podium 5 lt. dengan 3 tower sama tinggi 15 lt.	38
Gambar 3.7	Elevasi Model Tipe 2b : Podium 5 lt. dengan 2 tower sama tinggi 15 lt. Dan 1 tower beda tinggi 30 lt.	39
Gambar 3.8	Elevasi Model Tipe 2c : Podium 5 lt. dengan 3 tower beda tinggi 15 lt., 30 lt., 45 lt.	39
Gambar 3.9	Denah Model Tipe 3	40
Gambar 3.10	Grafik Data Time History El Centro awal dan respon spektra awal yang dihasilkan.....	41
Gambar 3.11	Grafik Data Time History El Centro yang disesuaikan dengan SNI respon spektrum wilayah 3 tanah lunak.....	41
Gambar 4.1	Gaya geser tower pada atap podium (model 3A) – gempa arah X.....	Err

or! Bookmark not defined.

Gambar 4.2	Snapshot Time History Animation struktur tipe 1A dan 2A (gempa arah X)	43
Gambar 4.3	Gaya geser tower model 2A – gempa arah 30^0 sb X	45
Gambar 4.4	Snapshot Time History Animation struktur tipe 2A (gempa arah 30^0 sb X)	45
Gambar 4.5	Gaya geser tower pada atap podium (model 2C) – gempa arah X.....	46
Gambar 4.6	Snapshot Time History Animation struktur tipe 1C dan 2C (gempa arah X)	46
Gambar 4.7	Model 1C - Distribusi tegangan pelat pada atap podium dan potongan memanjang (arah tower) akibat gempa arah X pada $t = 1.8$ detik	54
Gambar 4.8	Model 1C - Distribusi tegangan pelat pada atap podium dan potongan memanjang (arah tower) akibat gempa arah X pada $t = 4.2$ detik	55



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	<i>Modal Static Response</i> [Chopra, 1995].....	24
Tabel 4.1	Perbandingan gaya geser dasar podium untuk model 1A, 2A, dan 3A	44
Tabel 4.2	Perbandingan gaya geser tower pada atap podium untuk model 1A, 2A, dan 3A.....	44
Tabel 4.3	Perbandingan gaya geser tower pada atap podium model 2A (variasi arah gempa).....	45
Tabel 4.4	Perbandingan gaya geser dasar podium untuk struktur tower beda tinggi	47
Tabel 4.5	Perbandingan gaya geser tower pada atap podium untuk struktur tower beda tinggi.....	47
Tabel 4.6	Perbandingan gaya geser tower pada atap podium.....	50
Tabel 4.7	Perbandingan gaya geser dasar podium	51
Tabel 4.8	Perbandingan gaya geser dasar tower (model terpisah).....	51
Tabel 4.9	Model 2B – Selisih EMF antara respon spektra target (SNI wil 3) dan modifikasi	52
Tabel 4.10	Selisih EMF antara respon spektra target (SNI wil 3) dan modifikasi	53
Tabel 4.11	Perbandingan gaya geser tower pada atap podium antara analisa riwayat waktu dengan <i>incremental time</i> 0.02 detik dan 0.01 detik.....	54
Tabel 4.12	Perbandingan gaya geser tower pada atap podium antara analisa riwayat waktu dengan <i>incremental time</i> 0.02 detik dan 0.005 detik.....	54

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kebutuhan akan adanya fasilitas yang bisa digunakan oleh manusia khususnya kebutuhan akan adanya infrastruktur, misalnya bangunan untuk manusia tinggal menetap, berlindung dari cuaca ataupun beristirahat dan berekreasi, membuat perkembangan infrastruktur bangunan terus berjalan. Dengan adanya perkembangan zaman, bangunan-bangunan yang ada pun semakin berkembang baik dari sisi kuantitas maupun kualitas mengingat laju pertumbuhan manusia yang juga meningkat.

Pada awalnya, bangunan dibangun dengan konsep melebar atau memanjang searah horizontal karena masih banyaknya lahan kosong yang tersedia. Tetapi, seiring dengan berkembangnya zaman dan populasi manusia, ketersediaan lahan kosong pun menjadi suatu permasalahan yang rumit, dimana makin lama lahan kosong yang tersedia makin sedikit. Hal ini juga didukung oleh siklus atau umur bangunan yang tahan lama, yang menyebabkan adanya bangunan-bangunan tua yang tetap mengisi lahan, sementara lahan yang lain dipakai untuk pembangunan bangunan baru yang lebih layak pakai. Karena permasalahan ketersediaan lahan ini, ditambah dengan tingginya harga lahan di daerah pusat perkotaan, bangunan akhirnya dibuat bukan lagi melebar secara horizontal, tetapi mulai dibuat memanjang dengan arah vertikal, sehingga sekalipun dengan lahan yang sempit, kebutuhan akan tersedianya fasilitas infrastruktur tetap bisa dipenuhi. Beberapa contoh perkembangan hal ini ialah dengan banyaknya bangunan tingkat tinggi dan juga dibangunnya apartemen-apartemen menggantikan perumahan-perumahan biasa. Hal ini terjadi pada kota-kota besar yang memiliki populasi penduduk yang banyak dan lahan yang sempit.

Disamping itu, penerapan konsep *mixed use* bagi pemanfaatan lahan, dimana lokasi perkantoran, tempat tinggal dan pusat perbelanjaan dan rekreasi berada dalam satu lokasi, telah menjadi salah satu alternatif yang banyak dipilih para pengembang untuk mengoptimalkan penggunaan lahan dan pemberian nilai

tambah. Dengan konsep *mixed use* ini, diharapkan akan terjadi pula penghematan energi dan pengurangan tingkat polusi udara, karena diharapkan segala keperluan penghuni *mixed used* dapat terpenuhi di lokasi yang sama, sehingga mobilitas penghuni untuk keluar lokasi dapat dikurangi. Secara struktural kompleks *mixed use* ini pada umumnya merupakan sebuah struktur dimana adanya suatu struktur *podium* yang biasanya berfungsi sebagai *mall* atau pusat perbelanjaan dengan beberapa *tower* yang berdiri di atasnya yang berfungsi sebagai apartemen, hotel ataupun perkantoran.

Semakin tinggi atau semakin langsing suatu bangunan, maka kecenderungan bangunan tersebut akan semakin rawan atau peka terhadap gaya-gaya luar, khususnya gaya horizontal yang bekerja, dalam hal ketidakstabilan bangunan, yaitu dapat membuat bangunan bergoyang, retak bahkan sampai runtuh jika gaya yang terjadi sangat besar. Gaya-gaya yang besar itu terjadi biasanya dengan kasus khusus, seperti angin keras (badai) atau gempa. Dalam hal ini, kondisi yang paling sering ditinjau, khususnya di Indonesia adalah gaya gempa, karena Indonesia termasuk wilayah rawan gempa dan juga gempa dapat dimodelkan sebagai gaya dinamik atau gaya yang bekerja secara kontinu menurut waktu, pada sebuah struktur bangunan.

1.2 Literatur Review

1. ATC 72 (*Applied Technology Council*) membahas mengenai pedoman dalam pemodelan struktur podium (*stiff base structure below the high-rise tower superstructure*) termasuk kekakuan diafragma, kekakuan dinding, dan kekakuan pondasi.
2. “Analisa Dinamik Arah Gaya Geser Tower Pada Struktur Podium Multi Tower” (Seminar dan Pameran HAKI 2008 – Pengaruh Gempa dan Angin Pada Struktur).

Josia Irwan RASTANDI dalam makalahnya mensimulasikan suatu struktur podium yang memiliki beberapa tower dan dimodelkan secara menyeluruh dalam satu kesatuan. Terdapat tiga tipe model struktur yang dimodelkan sebagai portal geser 2D, yaitu : (1) struktur podium dengan 2 buah tower sama tinggi 15 lantai; (2) struktur podium dengan 2 buah tower

beda tinggi 15 lantai dan 23 lantai; dan (3) struktur podium dengan 2 buah tower beda tinggi 15 lantai dan 30 lantai. Variasi penelitian yang dilakukan adalah dengan menghitung respon struktur secara keseluruhan dan juga secara terpisah sebagai sub-sistem yang terdiri dari tower atau podium. Selain itu variasi juga dilakukan terhadap perbedaan tinggi bangunan. Dari hasil simulasi dan analisis yang dilakukan terhadap ke-3 tipe struktur tersebut, diperoleh kesimpulan :

- Pada struktur podium dengan multi tower, mode simetris yang muncul di mode awal, walaupun mempunyai nilai MPF (*mass participation factor*) yang kecil, akan tetapi tidak bisa diabaikan karena masih mempunyai kontribusi yang cukup signifikan terhadap respons struktur secara keseluruhan.
 - Nilai gaya geser dasar pada podium yang nol pada mode simetris disebabkan oleh karena gaya yang mempunyai besaran yang sama dengan arah yang berlawanan.
 - Arah gaya geser dasar sub-struktur tower pada atap podium, tidak selalu satu arah, akan tetapi bisa berlawanan arah seperti pada mode simetris.
 - Jika dilakukan analisis terpisah antara podium dengan tower, maka untuk aplikasi gaya geser dari tower pada atap podium harus dilakukan dengan kombinasi berbagai arah termasuk arah yang berbeda dan berlawanan untuk masing-masing towernya.
3. “*Studi Perbandingan Gaya Geser (Dinamik 3D) Tower Pada Struktur Podium Multi Tower Dengan Analisis Lengkap dan Terpisah*” (Skripsi)
Daniel Dixon Octora dalam skripsi nya menjelaskan tentang perbandingan gaya geser pada struktur podium multi tower dengan menggunakan analisis respon spektrum pada struktur utuh (lengkap) dan jika tower di modelkan terpisah.

1.3 Identifikasi Masalah

1.3.1 Deskripsi Masalah

Struktur *podium* biasanya mempunyai jumlah tingkat yang relatif lebih sedikit dibandingkan dengan struktur *tower*-nya, akan tetapi luasan per lantainya jauh lebih besar dibanding dengan luasan lantai *tower*.

Karena *podium* mempunyai ketinggian yang relatif rendah dengan luasan lantai yang relatif besar, maka struktur *podium* ini secara struktural mempunyai kekakuan yang jauh lebih besar dibandingkan dengan struktur *tower*-nya, sehingga dalam pemodelan seringkali *tower* dimodelkan secara terpisah dengan mengasumsikan terjepit pada level atap *podium*. Kemudian gaya geser dasar dari *tower* tersebut diaplikasikan pada atap *podium*. Pada pemodelan secara terpisah ini, besaran gaya geser yang harus diaplikasikan pada atap *podium* didapat dari hasil analisis model *tower* dengan penjepitan pada atap *podium*.

Akan tetapi, dalam penelitian ini, pemodelan dibuat secara utuh. Aplikasi dari arah dan besaran gaya geser yang harus diterapkan masih merupakan pertanyaan dan memerlukan penelitian yang lebih mendalam agar didapat hasil yang optimal yang mendekati kenyataan yang sebenarnya.

1.3.2 Rumusan Masalah

Pertama akan dibahas tentang dasar teori dari analisa dinamik dengan *modal analysis* dan selanjutnya akan dilakukan suatu simulasi dengan model *portal* geser 3-D yang mewakili struktur *podium* dengan beberapa *tower*. Pertama akan dilakukan pada *podium* yang memiliki dua buah *tower* dengan ketinggian yang sama, selanjutnya ketinggian salah satu *tower* akan divariasikan untuk melihat pengaruh perbedaan ketinggian *tower* terhadap besaran gaya geser pada atap *podium* tersebut dan hal yang sama dilakukan yaitu mencari arah dan nilai gaya geser pada struktur *podium* dengan tiga *tower* dan kemudian empat *tower* dan juga *tower* jika dimodelkan secara terpisah.

Dalam simulasi ini dapat diperoleh hubungan antara bentuk pola ragam getar struktur (*mode shapes*) dengan besaran massa modal efektif (*effective modal mass*) serta besarnya gaya geser dasar (*base shear*) dari *podium* maupun dari

masing-masing *tower*. Simulasi ini akan menggunakan analisa riwayat waktu buatan, yang kemudian hasilnya akan dibandingkan dan dianalisa.

1.3.3 Batasan Masalah

Dalam penelitian ini, batasan-batasan permasalahan hanya untuk mencari gaya geser pada struktur *podium multitower* ini adalah :

- Digunakan struktur bangunan tiga dimensi (3D) dengan sumbu kerja x, y, z (dengan z sebagai sumbu vertikal)
- Gaya gempa sebagai aplikasi beban dinamik dalam penelitian ini yang dimodelkan bekerja pada dua arah, yaitu arah x dan y
- Analisa yang digunakan adalah analisa dinamik dengan menggunakan analisa respon riwayat waktu buatan (*artificial time history*)
- Modelisasi struktur 3D dilakukan secara lengkap dan dibuat dalam bentuk yang tipikal dan tidak tipikal. Struktur bangunan dalam penulisan ini merupakan fiktif dengan pemodelan yang dibuat berdasarkan keinginan dan tingkat kesulitan yang dikehendaki.
- Pemodelan dilakukan dengan menggunakan program ETABS dan data riwayat waktu buatan dari program RESMAT.
- Hasil analisis respon spektrum diambil dari Skripsi karya Daniel Dixon Octora yang berjudul, “*Studi Perbandingan Gaya Geser (Dinamik 3D) Tower Pada Struktur Podium Multi Tower Dengan Analisis Lengkap dan Terpisah*”.

1.4 Tujuan Penulisan

Meninjau dari perumusan masalah yang telah dikemukakan, maka penelitian ini bertujuan untuk mendapatkan hasil optimal, arah dan besaran pada gaya geser yang mendekati kenyataan yang sebenarnya yang bekerja pada struktur *podium multitower*. Arah dan besaran ini dianalisa dengan analisa riwayat waktu dan kemudian dibandingkan dengan analisa respon spektrum. Dari hasil simulasi kemudian akan diambil kesimpulan hubungan antara analisa respon spektra dan analisa riwayat waktu modifikasi terhadap besaran gaya geser yang bekerja pada atap dan dasar podium serta jika tower dimodelkan secara terpisah.

1.5 Manfaat Penulisan

Dengan mengetahui arah dan besaran gaya geser yang sebenarnya bekerja pada struktur *podium multitower* ini serta perbandingan besaran dengan menggunakan analisa respon spektra dan riwayat waktu modifikasi, diharapkan dapat menjadi acuan bagi para konsultan untuk lebih meneliti arah dan besaran gaya geser yang sebenarnya bekerja pada struktur *podium multitower* sehingga dapat membuat struktur bangunan yang tahan terhadap gaya geser optimal yang bekerja serta efektif dan ekonomis dalam menghitung. Secara umum, semoga dengan penelitian ini dapat memberikan sedikit partisipasi untuk kemajuan perkembangan kualitas struktur bangunan tingkat tinggi khususnya yang ada di Indonesia.

1.6 Sistematika Penulisan

Adapun sistematika penulisan skripsi ini ialah sebagai berikut:

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini menguraikan latar belakang penulisan, gambaran literatur, deskripsi masalah, perumusan masalah, pembatasan permasalahan, tujuan penulisan skripsi, manfaat penulisan skripsi, dan sistematika penulisan skripsi.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menguraikan tentang teori yang berhubungan dengan penelitian pada skripsi ini dengan kajian dari beberapa tinjauan pustaka yang terkini dan relevan.

BAB III MODELISASI STRUKTUR PODIUM MULTI TOWER

Bab ini menguraikan tentang konfigurasi dan variasi struktur bangunan yang akan dipakai dalam simulasi numerik.

BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

Bab ini secara umum membahas hasil penelitian yang telah dilakukan, terutama mengenai karakteristik dinamik serta gaya geser yang dihasilkan pada struktur.

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini mencakup kesimpulan yang diperoleh dari pembahasan bab-bab sebelumnya dan saran mengenai temuan-temuan dari penelitian ini yang dianggap penting dan layak untuk dipublikasikan.

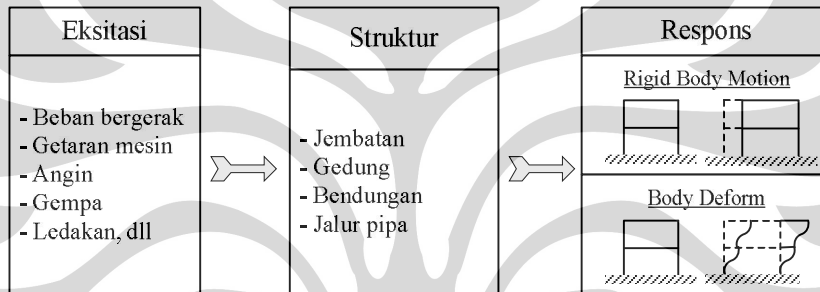


BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pembebanan Dinamik

Sebagian besar dari bangunan sipil direncanakan dengan memakai anggapan bahwa pembebanan struktur menggunakan pembebanan yang statis, akan tetapi ada beberapa hal dimana perhitungan secara statis saja tidak cukup atau tidak dapat digunakan. Gambar dibawah mengilustrasikan mengenai eksitasi beban dinamik pada struktur bangunan sipil sehingga diperoleh respon dinamik dari struktur bangunan tersebut [Lynch, 2008].



Gambar 2.1 Ilustrasi dinamika struktur

Beban dapat dianggap sebagai beban statis bila perubahan beban cukup kecil (perlahan-lahan), sehingga efek dinamis tidak akan terjadi [Wilson, 2002]. Sifat dinamis dari suatu pembebanan dapat dilihat dari besar atau kecilnya perubahan pembebanan yang kemudian dibandingkan dengan waktu getar (*natural period*) dari bangunan yang merupakan suatu parameter yang sangat penting. Waktu getar secara sederhana dapat didefinisikan sebagai waktu yang dibutuhkan oleh suatu bangunan untuk melakukan satu siklus getaran.

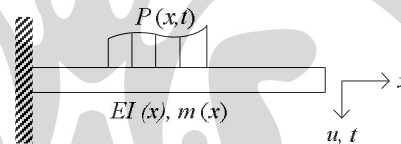
2.2 Analisa Dinamik Struktur Bangunan

2.2.1 Modelisasi Struktur

Pemodelan struktur adalah suatu representasi matematika dari struktur tersebut sehingga struktur tersebut dapat di analisis sedemikian sehingga diperoleh hasil yang diinginkan. Dalam dinamika struktur terdapat dua pendekatan model matematika [Chopra, 1995], yaitu :

- *Distributed parameter system*

Pemodelan dengan sistem ini adalah massa struktur dimodelkan terdistribusi di sepanjang batangnya (Gambar 2.2). Nilai lendutan dan percepatan harus didefinisikan di setiap titik di sepanjang batang untuk memperoleh besarnya gaya inersia pada struktur tersebut [Clough & Penzien, 2003]. Pada kasus ini, analisis harus dilakukan dengan persamaan diferensial parsial (*partial differential equation*) dimana panjang batang dan waktu sebagai variabel independen. Walaupun hasil analisis dengan model ini memberikan nilai yang akurat/realistik namun terdapat kekurangan yaitu kesulitan dalam analisis.



Gambar 2.2 *Distributed parameter system*

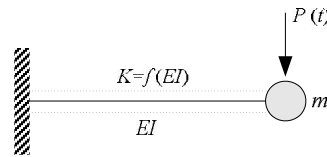
Adapun persamaannya adalah :

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[EI(x) \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \right] + m(x) \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} = P(x,t) \quad (2.1)$$

- *Discrete parameter system (Lump Mass Procedure)*

Pemodelan dengan sistem ini adalah massa struktur dimodelkan terkonsentrasi pada suatu titik diskrit (Gambar 2.3). Dengan model ini, analisis dapat disederhanakan dan diselesaikan dengan mudah karena nilai lendutan dan percepatan hanya didefinisikan pada titik diskrit saja

sehingga besarnya gaya inersia yang dihasilkan hanya pada titik diskrit tersebut [Clough & Penzien, 2003].



Gambar 2.3 Discrete parameter system

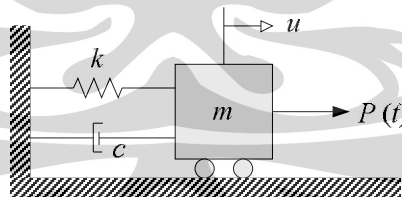
Pada kasus ini, analisis dapat dilakukan dengan persamaan diferensial biasa (*ordinary differential equation*) dimana waktu sebagai variabel independen. Hasil dari analisis model ini berupa pendekatan dan bukan merupakan hasil yang realistik.

Adapun persamaannya adalah :

$$m\ddot{u} + ku = P(t) \quad (2.2)$$

2.2.1.1 Komponen kekakuan, redaman, dan massa

Sifat dasar fisik dari struktur elastik material yang di bebani oleh beban dinamik adalah massa, kekakuan, dan redaman atau mekanisme kehilangan-energi (*energy-loss*). Pada model dengan sistem diskrit dapat di modelisasi dengan sistem massa dan per (Gambar 2.4).



Gambar 2.4 Model struktur dengan komponen massa, redaman, dan kekakuan

Hubungan antara massa (m) dan percepatan (\ddot{u}) didasarkan pada hukum kedua Newton dimana gaya adalah massa dikali percepatan. Konstanta elastis per (k) dicari dari kekakuan struktur yang bersangkutan, yaitu dengan mencari besar gaya yang dibutuhkan untuk menyebabkan pergeseran (*deflection*) sebesar satu satuan. Sedangkan konstanta (c) adalah redaman atau mekanisme kehilangan-

energi (*energy-loss*) dimana redaman diasumsikan sebagai redaman viskos linier (*linear viscous damper*).

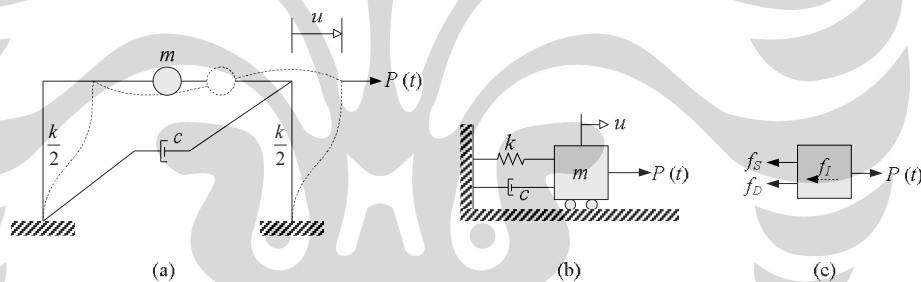
2.2.1.2 Persamaan dinamik

Persamaan dinamik dari suatu sistem struktur dapat dijabarkan dengan menggunakan dua metode yaitu (1) hukum kedua Newton, dan (2) kesetimbangan dinamik (*d'Alembert's Principle*).

Pada dasarnya terdapat dua model struktur yang diakibatkan oleh eksitasi beban dinamik, yaitu :

- Akibat gaya luar (dinamik) [Chopra, 1995]

Struktur portal di modelkan dengan sistem diskrit yang dibebani oleh gaya P dan bervariasi terhadap waktu dengan massa (m) terpusat pada balok (*Gambar 2.5a*). Modelisasi struktur dilakukan seperti pada *Gambar 2.5b*.



Gambar 2.5 (a) Struktur portal; (b) Modelisasi struktur; (c) *Free-body diagram*

Persamaan dinamik struktur tersebut dapat dibangun dengan prinsip kesetimbangan dinamik (*d'Alembert's Principle*) dan melihat *free-body diagram* pada struktur portal tersebut, yaitu :

$$f_I + f_D + f_S = P(t) \quad (2.3)$$

dimana :

$$f_I : \text{ gaya inersia } = m\ddot{u} \quad (2.4a)$$

$$f_D : \text{ gaya redaman } = c\dot{u} \quad (2.4b)$$

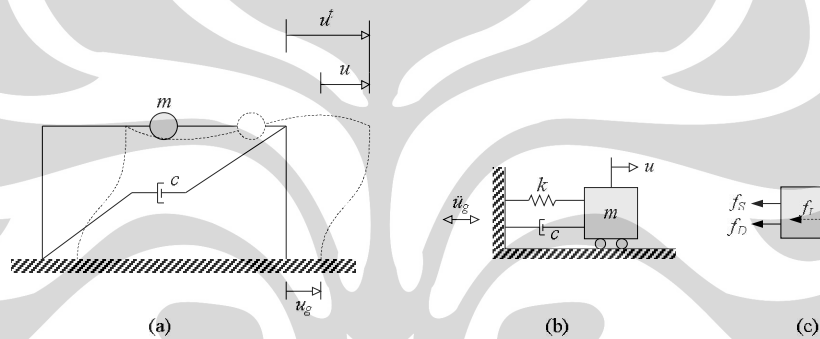
$$f_S : \text{ gaya elastis (kekakuan) } = ku \quad (2.4c)$$

Dengan mensubsitusikan persamaan (2.4) ke persamaan (2.3), maka akan diperoleh persamaan :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = P(t) \quad (2.5)$$

- Akibat perpindahan perletakan [Chopra, 1995]

Respons dinamik pada struktur tidak hanya diakibatkan oleh gaya luar yang bervariasi terhadap waktu, namun dapat terjadi akibat perpindahan perletakan yang disebabkan oleh percepatan tanah (\ddot{u}_g) akibat gempa bumi. Suatu model struktur sederhana akibat eksitasi gempa dapat dilihat pada Gambar 2.6a, dimana perpindahan perletakan (u_g) terjadi akibat eksitasi gempa.



Gambar 2.6 (a) Struktur portal; (b) Modelisasi struktur; (c) *Free-body diagram*

Persamaan dinamik struktur tersebut dapat dibangun dengan prinsip kesetimbangan dinamik (*d'Alembert's Principle*) dan melihat *free-body diagram* pada struktur portal tersebut, yaitu :

$$f_I + f_D + f_S = 0 \quad (2.6)$$

dimana :

$$f_I : \text{ gaya inersia } = m\ddot{u} \quad (2.7a)$$

$$f_D : \text{ gaya redaman } = c\dot{u} \quad (2.7b)$$

$$f_S : \text{ gaya elastis (kekakuan) } = ku \quad (2.7c)$$

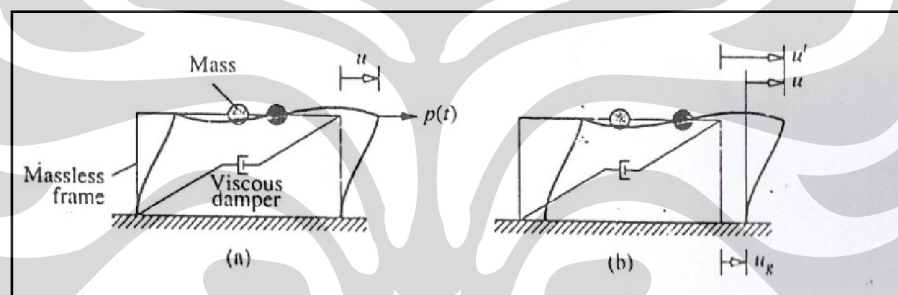
Dengan mensubsitusikan persamaan (2.7) ke persamaan (2.6), maka akan diperoleh persamaan :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \equiv P_{\text{eff}}(t) \quad (2.8)$$

Pada persamaan (2.8), P_{eff} menyatakan gaya dinamik yang disebabkan oleh perpindahan perletakan; dengan kata lain, deformasi struktur yang disebabkan oleh percepatan tanah (\ddot{u}_g) adalah sama dengan deformasi pada struktur yang diakibatkan oleh gaya luar $p(t)$ yang nilainya sama dengan $-m\ddot{u}_g$. Tanda negatif menandakan bahwa P_{eff} berlawanan dengan percepatan tanah (\ddot{u}_g).

2.2.2 Sistem Satu Derajat Kebebasan (SDOF)

Sistem yang terlihat seperti pada gambar dibawah ini memiliki massa m yang ada pada bagian atas atap, frame dengan massa kecil yang memberi kekakuan pada sistem serta *viscous damper* (*dashpot*) yang menghilangkan energi getaran pada sistem.



Gambar 2.7 Struktur SDOF (Single Degree of Freedom) [Chopra, 1995]

Sistem diatas dapat diidealisis sebagai struktur 1 tingkat dimana setiap bagian struktur memiliki peranan terhadap inersia (m), elastisitas (kekakuan) dan disipasi energi (*damping*) pada struktur tersebut. Jumlah dari kebebasan perpindahan diperlukan untuk mengetahui perpindahan seluruh massa yang ada relatif terhadap posisi awal struktur dinamakan *Degrees of Freedom* (DOFs) untuk analisa dinamis. DOFs biasanya juga diperlukan untuk mengetahui kekakuan dari struktur.

Struktur pada gambar diatas hanya memiliki 1 DOF (perpindahan lateral) untuk analisa dinamis jika struktur tersebut diidealisis dengan massa yang terletak pada satu lokasi, biasanya pada bagian atap. Sehingga disebut dengan sistem dengan satu derajat kebebasan. Pada gambar diatas ada 2 tipe guncangan dinamik yaitu gaya eksternal $p(t)$ pada Gambar 2.7 (a) diatas dan gempa yang

menyebabkan gerakan tanah $u_g(t)$ pada Gambar 2.7 (b) diatas. Dalam hal ini u adalah perpindahan relatif massa terhadap dasar struktur.

2.2.2.1 Getaran Bebas (free vibration)

Suatu struktur dikatakan mengalami getaran bebas (*free vibration*) jika struktur tersebut diganggu dari posisi kesetimbangan statik dan mengalami getaran bebas tanpa adanya suatu eksitasi dinamik [Chopra, 1995].

Persamaan dinamik dari struktur elastis dengan derajat kebebasan tunggal telah diturunkan pada persamaan (2.5). Persamaan dinamik tersebut merupakan persamaan diferensial tingkat dua. Penyelesaian umum persamaan tersebut terdiri dari penyelesaian komplementer (*complementary solution*) dan penyelesaian partikular (*particular solution*). Penyelesaian komplementer adalah penyelesaian persamaan homogen, yaitu penyelesaian dimana bagian kanan dari tanda sama dengan adalah sama dengan nol [Clough & Penzien, 2003]. Secara fisik keadaan ini dapat diartikan sebagai suatu gerakan yang terjadi tanpa adanya gaya luar (getaran bebas, *free vibration*). Sehingga persamaan umum dinamik getaran bebas dengan asumsi sistem tanpa redaman ($c = 0$) menjadi :

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (2.9)$$

Dengan mensubstitusi nilai lendutan awal, $u(0)$ dan kecepatan awal, $\dot{u}(0)$ pada waktu sama dengan nol ke persamaan (2.9), maka akan diperoleh :

$$u(t) = u(0) \cos \omega_n t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} \sin \omega_n t \quad (2.10)$$

dimana :

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.11)$$

Bentuk getaran bebas yang ditunjukkan pada persamaan (2.10) merupakan getaran harmonik sederhana yang karakteristiknya ditentukan oleh besarnya amplitudo (*amplitude, u_o*) dan periode alami (*natural period, T_n*) getaran tersebut. Periode alami, T_n adalah waktu yang dibutuhkan untuk menyelesaikan satu siklus getaran harmonis secara lengkap. Besarnya periode alami, T_n dapat diperoleh sebagai :

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.12)$$

Hubungan antara frekuensi, f_n dan periode alami, T_n dapat dirumuskan sebagai :

$$f_n = \frac{1}{T_n} = \frac{\omega_n}{2\pi} \quad (2.13)$$

2.2.2.2 Getaran Paksa (forced vibration) [Lumantarna, 2000]

Getaran paksa (*Forced Vibration*) adalah getaran yang terjadi karena adanya beban luar $P(t)$, sehingga persamaan dinamikanya sesuai dengan persamaan (2.5).

Bila keadaan awal dari getaran paksa ini tidak nol, maka penyelesaian persamaan (2.5) adalah penyelesaian umum yang terdiri dari penyelesaian partikular dan penyelesaian komplementer. Bila keadaan awal dari getaran paksa ini nol, maka penyelesaian persamaan (2.5) hanya terdiri dari penyelesaian partikular, dimana penyelesaian ini untuk bentuk-bentuk dari $P(t)$, misalnya *polynomial* atau fungsi harmonis. Gaya luar (dinamik) yang membebani struktur dapat berupa beban impuls yang merupakan gaya yang cukup besar yang akan terjadi secara tiba-tiba dan berlangsung dalam waktu yang relatif singkat. Dan gaya lainnya ialah gaya sembarang yang merupakan rangkaian beban impuls yang berbeda besaran. Dalam menyelesaikan persamaan di atas dapat menggunakan dengan persamaan differensial, dimana biasanya menggunakan integrasi *Duhamel* yang merupakan fungsi sederhana yang merupakan integrasi terhadap waktu.

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_n} \int_0^t p(\tau) \sin[\omega_n(t-\tau)] d\tau \quad (2.14)$$

2.2.3 Sistem Derajat Kebebasan Majemuk (MDOF)

Pada umumnya, respon dinamik dari struktur tidak dapat diuraikan secara memadai dengan suatu model SDOF, respon biasanya mencakup variasi waktu dari bentuk perpindahan demikian pula amplitudonya. Sifat-sifat seperti ini hanya dapat diuraikan dalam bentuk lebih dari satu derajat kebebasan. Jumlah derajat kebebasan (komponen-komponen perpindahan) yang akan ditinjau tergantung kepada kebijaksanaan analisis, dimana makin besar jumlah yang diberikan makin

baik pendekatan sifat dinamik yang sebenarnya, tetapi dalam banyak hal hasil-hasil yang sangat baik dapat diperoleh dengan hanya dua atau tiga derajat kebebasan saja. Dengan banyaknya derajat kebebasan dari satu kesatuan struktur maka dalam persamaan dinamik dibuat dalam bentuk matriks, sebagai berikut :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\} \quad (2.15)$$

dimana $[M]$ adalah matriks massa, $[C]$ adalah matriks redaman, dan $[K]$ adalah matriks kekakuan statik dari elemen struktur. Vektor $\{u\}$, $\{\dot{u}\}$, dan $\{\ddot{u}\}$ adalah nilai lendutan, kecepatan, dan percepatan dari suatu titik yang bervariasi terhadap waktu.

Pada struktur yang dikenai percepatan tanah $\ddot{u}_g(t)$ akan mengalami kesetimbangan dinamik dan persamaannya dapat dituliskan sebagai :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{i\}\ddot{u}_g(t) \quad (2.16)$$

dimana $[M]$ adalah matriks massa, $[C]$ adalah matriks redaman, dan $[K]$ adalah matriks kekakuan statik dari elemen struktur. Vektor $\{u\}$, $\{\dot{u}\}$, dan $\{\ddot{u}\}$ adalah nilai lendutan, kecepatan, dan percepatan relatif dari suatu titik yang bervariasi terhadap waktu. Vektor $\{i\}$ adalah *influence factor* yang semua nilainya adalah 1.

Pada struktur 3D, percepatan tanah $\ddot{u}_g(t)$ dapat terjadi dalam tiga komponen arah yaitu dalam arah x , y , dan z [8]. Sehingga persamaan (2.16) dapat dituliskan sebagai :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]_x \ddot{u}(t)_{xg} - [M]_y \ddot{u}(t)_{yg} - [M]_z \ddot{u}(t)_{zg} \quad (2.17)$$

$$\text{dimana } [M]_x = [M]\{i\}_x \quad (2.18a)$$

$$[M]_y = [M]\{i\}_y \quad (2.18b)$$

$$[M]_z = [M]\{i\}_z \quad (2.18c)$$

2.2.3.1 Reduksi kekakuan statis [Paz, 1985]

Jika suatu struktur mempunyai banyak titik nodal, maka matriks kekakuan struktur tersebut akan berukuran besar. Kadangkala untuk mempersingkat waktu perhitungan, kita perlu mengadakan reduksi terhadap matriks kekakuan tersebut dengan mengeliminasi DOF yang tidak begitu penting (*secondary DOF*).

Reduksi ini disebut *kondensasi*, dan metode yang digunakan di sini adalah Metode Kondensasi Statis (*Static Condensation Method*).

Kita mengatur matriks $[K]$ sehingga mempunyai susunan seperti di bawah ini :

$$\left[\begin{array}{c|c} K_{ss} & K_{sp} \\ \hline K_{ps} & K_{pp} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} \{u_s\} \\ \{u_p\} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} \{P_s\} \\ \{P_p\} \end{array} \right\} \quad (2.19)$$

dimana :

$\{u_s\}$ adalah vektor perpindahan sesuai dengan derajat kebebasan s yang di eliminasi

$\{u_p\}$ adalah vektor perpindahan sesuai dengan derajat kebebasan p yang di pertahankan

Persamaan (2.19) dapat dikembangkan menjadi 2 persamaan berikut :

$$[K_{ss}]\{u_s\} + [K_{sp}]\{u_p\} = \{P_s\} \quad (2.20a)$$

$$[K_{ps}]\{u_s\} + [K_{pp}]\{u_p\} = \{P_p\} \quad (2.20b)$$

Persamaan (2.20a) dapat ditulis sebagai :

$$\{u_s\} = -[K_{ss}]^{-1}[K_{sp}]\{u_p\} + [K_{ss}]^{-1}\{P_s\} \quad (2.21a)$$

Substitusi persamaan (2.21a) ke dalam persamaan (2.20b), akan diperoleh persamaan berikut :

$$[K_R]\{u_p\} = \{P_R\} \quad (2.21b)$$

$$[K_R] = [K_{pp}] - [K_{ps}][K_{ss}]^{-1}[K_{sp}] \quad (2.21c)$$

$$\{P_R\} = \{P_p\} - [K_{ps}][K_{ss}]^{-1}\{P_s\} \quad (2.21d)$$

dimana $[K_R]$ adalah matriks kekakuan tereduksi dan $\{P_R\}$ adalah matriks gaya luar tereduksi.

Jika $\{P_s\} = 0$, maka persamaan (2.21a) ekuivalen dengan

$$\{u_s\} = [\bar{T}]\{u_p\} \quad (2.22a)$$

$$[\bar{T}] = -[K_{ss}]^{-1}[K_{sp}] \quad (2.22b)$$

Persamaan (2.22a) yang menyatakan hubungan statis antara koordinat kedua $\{u_s\}$ dan koordinat pertama $\{u_p\}$ dapat pula ditulis dengan menggunakan identitas $\{u_p\} = [I]\{u_p\}$ sebagai :

$$\begin{Bmatrix} \{u_s\} \\ \{u_p\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [T] \\ [I] \end{bmatrix} \{u_p\}$$

atau

$$\{u\} = [T]\{u_p\} \quad (2.23a)$$

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} \{u_s\} \\ \{u_p\} \end{Bmatrix} \text{ dan } [T] = \begin{bmatrix} [T] \\ [I] \end{bmatrix} \quad (2.23b-c)$$

$[K_R]$ dalam persamaan (2.21c) dapat dinyatakan sebagai suatu transformasi dari matriks kekakuan sistem $[K]$:

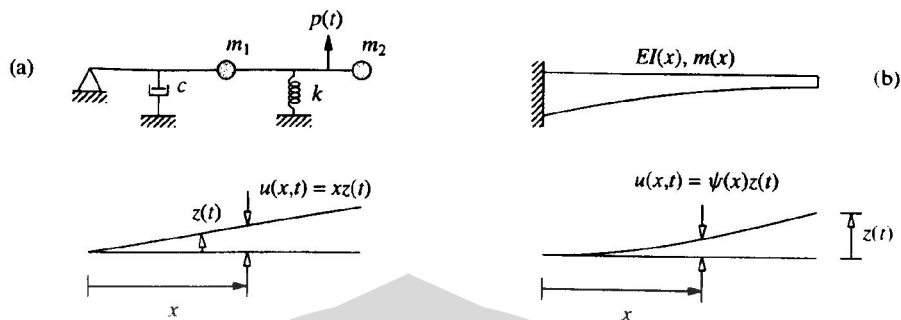
$$[K_R] = [T]^T [K] [T] \quad (2.24)$$

2.2.3.2 Generalisasi Derajat Kebebasan

Perhatikan, misalnya, sistem pada gambar dibawah, terdiri dari suatu kekakuan, batang tanpa massa didukung oleh sendi di sebelah kiri diakhiri dengan dua bongkah beban massa, pegas dan redaman, diletakkan pada batang tersebut, diberlakukan ke suatu gaya luar dengan perubahan waktu $p(t)$. Karena batang kaku, yang defleksikan dapat dikaitkan dengan suatu generalisasi perpindahan tunggal $z(t)$ yang telah ditunjukkan, dan dapat dinyatakan sebagai

$$u(x, t) = \psi(x) + z(t)$$

Kita memiliki beberapa kebebasan dalam memilih koordinat perpindahan dan cukup berwenang, kita telah memilih rotasi z dari batang. Untuk sistem ini berbentuk fungsi $\psi(x) = x$ diketahui persis dari konfigurasi sistem dan bagaimana benda tersebut tertumpu oleh tumpuan sendi. Ini adalah sebuah sistem SDF, tetapi sulit untuk menggantikan dua bongkahan massa yang setara dengan bongkahan massa di satu titik.



Gambar 2.8 Generalisasi Sistem SDF [Chopra, 1995]

Selanjutnya perhatikan, misalnya, sistem gambar diatas (b) terdiri dari balok kantilever didistribusikan dengan massa. Sistem ini dapat didefleksikan tak terbatas dalam berbagai bentuk, dan tepat untuk analisis tersebut harus diperlakukan sebagai sistem derajat kebebasan tak hingga. Defleksi pada balok lalu diberikan oleh persamaan awal, di mana generalisasi koordinat $z(t)$ adalah defleksi dari balok kantilever di lokasi tertentu yang katakanlah ujung bebas, seperti yang ditunjukkan pada gambar diatas (b).

Kedua sistem pada gambar diatas disebut sebagai generalisasi sistem SDF, karena dalam setiap hal perpindahan di semua lokasi yang ditetapkan dalam generalisasi koordinat $z(t)$, melalui bentuk fungsi $\psi(x)$. Kita akan menunjukkan bahwa persamaan dari gerakan untuk generalisasi sistem SDF adalah dalam bentuk

$$\tilde{m}\ddot{z} + \tilde{c}\dot{z} + \tilde{k}z = \tilde{p}(t)$$

dimana \tilde{m} , \tilde{c} , \tilde{k} , dan $\tilde{p}(t)$ didefinisikan sebagai generalisasi massa, generalisasi redaman, generalisasi kekakuan kaku, dan generalisasi gaya dari sistem; ini generalisasi sifat yang disatukan dengan generalisasi perpindahan tertentu $z(t)$. Persamaan ini adalah bentuk yang sama sebagai standar persamaan yang dirumuskan untuk persamaan gerak SDOF.

Langkah kunci dalam analisis yang dijelaskan di atas yang terbaru adalah dari evaluasi generalisasi sifat \tilde{m} , \tilde{c} , \tilde{k} , dan $\tilde{p}(t)$ untuk suatu sistem. Prosedur dikembangkan untuk menentukan properti ini untuk (1) kumpulan pada bagian kekakuan yang diijinkan untuk menetapkan evaluasi dari defleksi bentuk, dan (2)

Sistem derajat kebebasan tak hingga didistribusikan dengan massa atau beberapa bongkahan massa yang membutuhkan bentuk fungsi asumsi yang memenuhi batas kondisi perpindahan.

2.3 Metode Analisa Bangunan terhadap Gempa

Di dalam analisa bangunan terhadap gempa terdapat dua metode dalam menganalisa struktur terhadap gempa, yaitu (1) metode analisa dinamik; (2) metode analisa statik ekuivalen.

2.3.1 Analisa Dinamik

Secara umum, dalam peraturan bangunan (*building code*) memerlukan prosedur analisis gaya lateral dinamik yang digunakan untuk bangunan yang memperhitungkan kekakuan, berat ataupun elevasi, juga tergantung pada daerah gempa dan tinggi dan perioda alami bangunan. Analisa respon spektrum dan analisa riwayat waktu adalah dua prosedur analisa dinamik yang paling sering digunakan yang tersedia secara komersil bagi pengguna program analisa bangunan. Dua metode ini sudah di dokumentasikan.

2.3.2.1 Analisa Riwayat Waktu (*Time History Analysis*)

Belum adanya riwayat waktu gempa rencana yang disetujui untuk dipakai di Indonesia, menyebabkan dalam analisa riwayat waktu harus digunakan minimal empat riwayat waktu gempa yang berbeda. Hal ini menyebabkan kesulitan-kesulitan tersendiri dalam melakukan penelitian. Salah satu pemecahan yang dapat diambil adalah memodifikasi rekaman riwayat waktu gempa yang sesungguhnya untuk menghasilkan suatu gempa rencana yang menghasilkan respons spektra yang konsisten dengan respons spektra yang ditentukan dalam peraturan gempa.

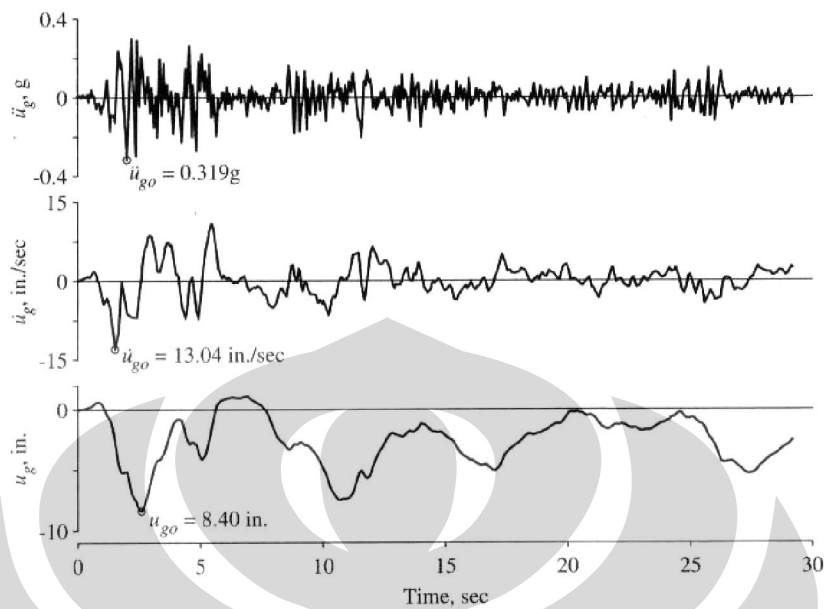
Di dalam penelitian perilaku suatu struktur terhadap gempa diperlukan suatu gempa rencana yang dapat digunakan untuk melakukan analisa respons riwayat waktu. Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung (peraturan gempa Indonesia) tidak memberikan gempa rencana, tetapi untuk perencanaan, selama belum tersedia hasil pencatatan gempa setempat yang memuaskan yang dapat digunakan untuk mendapatkan pembagian gaya geser

tingkat yang representatif, peraturan gempa Indonesia menentukan penggunaan minimal 4 (empat) riwayat waktu gempa yang berbeda. Gaya geser tingkat yang diperoleh dari ke empat rekaman gempa itu kemudian disesuaikan sehingga nilai gaya geser maksimum di tingkat dasar menjadi sama dengan 90 % gaya geser dasar yang didapatkan menurut cara pembebanan statik ekuivalen.

Secara umum ada dua metode untuk mendapatkan data riwayat waktu, yaitu: 1) menggunakan data riwayat waktu (*time history*) yang pernah direkam didekat lokasi studi, dan 2) menggunakan data riwayat waktu (*time history*) buatan (*artificial time histories*). Kelebihan metoda pertama adalah data yang digunakan dapat dianggap paling representatif untuk lokasi studi karena data tersebut berasal dari gempa alami yang diakibatkan oleh mekanisme gempa dan kondisi geologi di sekitar lokasi studi. Pada pendekatan ini data *accelerogram* cukup diskalakan dengan suatu faktor koreksi untuk menyesuaikan dengan hasil analisis *hazard* kegempaan di lokasi studi.

Metoda kedua, yaitu menggunakan data riwayat waktu (*time history*) buatan, dapat dilakukan dengan menggunakan dua cara, yaitu: 1) memodifikasi data riwayat waktu (*time history*) yang sudah ada, dan 2) membuat data riwayat waktu (*time history*) secara sintetik. Cara pertama umumnya dianggap lebih baik daripada cara kedua karena data riwayat percepatan yang dihasilkan akan memiliki karakteristik yang lebih mendekati gempa natural [Irsyam, dkk, 2008].

Sampai saat ini, data riwayat waktu percepatan *strong motion* di batuan dasar masih sangat sedikit sehingga pada umumnya dalam analisis tersebut digunakan data riwayat waktu (*time history*) gempa dari negara lain. Bahkan dalam SNI 03-1726-2002 direkomendasikan untuk menggunakan 4 buah akselerogram dari 4 gempa yang berbeda, yang salah satunya harus diambil dari data gempa *Elcentro N-S* (1940). Sedangkan pemakaian data riwayat waktu (*time history*) yang diambil dari negara atau lokasi lain belum tentu sesuai diterapkan untuk semua lokasi atau kondisi di Indonesia.



Gambar 2.9 Data riwayat waktu - El Centro, California

Mengingat data riwayat waktu (*time history*) memegang peranan yang penting untuk mendapatkan hasil analisis dinamik yang akurat, maka pemilihan data riwayat waktu (*time history*) ini harus sesuai dengan kondisi geologi, seismologi dan target parameter pergerakan batuan dasar (*ground motion parameters*), seperti percepatan gempa maksimum, kandungan frekuensi, dan durasi.

Permasalahan yang timbul adalah hampir seluruh kota-kota besar di Indonesia tidak memiliki data riwayat waktu (*time history*) yang representatif untuk digunakan dalam analisis kegempaan. Sehingga untuk daerah-daerah di Indonesia data riwayat waktu (*time history*) didapatkan dengan menggunakan metoda kedua.

Metode analisa riwayat waktu ini mengambil nilai percepatan tanah maksimum dari macam-macam catatan respons gempa setiap interval waktu. Metode ini sangat cocok pada perhitungan struktur non-linier maupun linier elastis.

Persamaan Dinamik

Pada struktur yang dikenai percepatan tanah $\ddot{u}_g(t)$ akan mengalami kesetimbangan dan persamaan dinamikanya dapat dituliskan seperti pada persamaan (2.16), yaitu :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{i\}\ddot{u}_g(t) \quad (2.25)$$

Dalam kontribusi modal kita dapat mengekspansi *displacement* u menjadi :

$$\{u(t)\} = \sum_{r=1}^N \{\phi_r\} q_r(t) \quad (2.26)$$

Dengan mensubstitusikan persamaan (2.26) ke persamaan (2.25) di atas dan melakukan pra *multifikasi* dengan $\{\phi_n\}^T$ serta kemudian dengan menggunakan sifat orthogonal, maka akan diperoleh persamaan :

$$\{\phi_n\}^T [M]\{\phi_n\} \ddot{q}_n + \{\phi_n\}^T [C]\{\phi_n\} \dot{q}_n + \{\phi_n\}^T [K]\{\phi_n\} q_n = -\{\phi_n\}^T [M]\{i\} \ddot{u}_g(t) \quad (2.27)$$

atau

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K q_n = -\{\phi_n\} \{s\} \ddot{u}_g(t) \quad (2.28)$$

dimana

$$M_n = \{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\} \quad (2.29a)$$

$$C_n = \{\phi_n\}^T [C] \{\phi_n\} \quad (2.29b)$$

$$K_n = \{\phi_n\}^T [K] \{\phi_n\} \quad (2.29c)$$

$$\{s\} = [M] \{i\} \quad (2.29d)$$

dengan kontribusi mode ke- n terhadap vektor eksitasi adalah $[M] \{i\}$ adalah :

$$s_n = \Gamma_n [M] \{\phi_n\} \quad (2.30)$$

dengan

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad (2.31a)$$

$$L_n = \{\phi_n\}^T [M] \{i\} \quad (2.31b)$$

Dengan membagi persamaan (2.28) dengan persamaan (2.29a) akan diperoleh persamaan :

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.32)$$

substitusi persamaan (2.32) dengan persamaan berikut :

$$q_n = \Gamma_n D_n \quad (2.33)$$

memberikan persamaan modal :

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.34)$$

dimana nilai-nilai tersebut menjadi besaran skalar. Dengan demikian kita dapatkan bahwa dengan *modal analysis* sebuah struktur N -DOF seolah-olah dibagi menjadi N -buah struktur SDOF.

Nodal displacement dapat kita tuliskan sebagai :

$$\{u(t)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi_n\} \Gamma_n D_n(t) \quad (2.35)$$

dan gaya ekuivalen sebagai :

$$f_n(t) = s_n [\omega_n^2 D_n(t)] \text{ atau } f_n(t) = s_n A_n(t) \quad (2.36)$$

dimana $A_n(t)$ dapat juga disebut sebagai *pseudo acceleration response* pada mode ke- n . *Modal static response* dapat dijabarkan pada tabel 2.1, yaitu :

Tabel 2.1 *Modal Static Response* [Chopra, 1995]

Response, r	Modal Static Response, r_n^{st}
V_i	$V_{in}^{st} = \sum_{j=i}^N s_{jn}$
M_i	$M_{in}^{st} = \sum_{j=i}^N (h_j - h_i) s_{jn}$
V_b	$V_{bn}^{st} = \sum_{j=i}^N s_{jn} = \Gamma_n L_n^h \equiv M_n^*$
M_b	$M_{bn}^{st} = \sum_{j=i}^N h_j s_{jn} = \Gamma_n L_n^0 \equiv h_n^* M_n^*$
u_j	$u_{jn}^{st} = \frac{\Gamma_n}{\omega_n^2} \phi_{jn}$
Δ_j	$u_{jn}^{st} = \frac{\Gamma_n}{\omega_n^2} (\phi_{jn} - \phi_{j-1,n})$

(2.37a-f)

Adapun lokal respons gempa yang diambil harus mewakili lokasi bangunan yang akan didisain terhadap jenis tanah, intensitas lokasi gempa, sehingga dapat mendekati nilai percepatan gempa maksimum sebenarnya.

Base shear akibat mode ke- n adalah :

$$V_{bn} = V_{bn}^{st} A_n(t) = M_n^* A_n(t) \quad (2.38)$$

M_n^* disebut juga sebagai *effective modal mass* atau massa efektif struktur pada mode ke- n dan didefinisikan sebagai :

$$M_n^* = \Gamma_n L_n^h = \frac{(L_n^h)^2}{M_n} \quad (2.39)$$

dan

$$L_n^h = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn} \quad (2.40)$$

Base overturning moment dirumuskan dengan persamaan :

$$M_{bn}(t) = h_n^* V_{bn}(t) \quad (2.41)$$

h_n^* disebut sebagai *effective modal height* atau tinggi efektif struktur dan dirumuskan sebagai :

$$h_n^* = \frac{L_n^0}{L_n^h} \quad (2.42)$$

$$\text{dimana : } L_n^0 = \sum_{j=1}^N h_j m_j \phi_{jn} \quad (2.43)$$

h_j adalah tinggi lantai ke- j dari dasar sedangkan m_j adalah massa lantai ke- j [Rastandi, 2008].

Effective Mass Factor (EMF)

Effective Mass Factor (EMF) atau Faktor Massa Efektif (FME) struktur secara keseluruhan untuk tiap modal didefinisikan sebagai prosentase antara massa modal efektif, M_n^* terhadap total Massa, M_T :

$$EMF = \frac{M_n^*}{M_T} \times 100\% \quad (2.44)$$

Secara umum bentuk matriks kekakuan dan matriks massa pada struktur *podium multi tower* adalah seperti pada persamaan di bawah ini :

$$[K] = \begin{bmatrix} [K^P] \\ \left[\begin{array}{c} K^{T1} \\ K^{T2} \\ K^{Ti} \end{array} \right] \end{bmatrix} \quad [M] = \begin{bmatrix} [M^P] \\ \left[\begin{array}{c} M^{T1} \\ M^{T2} \\ M^{Ti} \end{array} \right] \end{bmatrix} \quad (2.45a-b)$$

Dari matriks massa dan kekakuan ini kemudian dapat dihitung frekuensi alami struktur serta pola ragam getar yang dimilikinya. Kita dapat menyatakan pola ragam getar struktur tersebut sebagai :

$$\{\phi_n\} = \begin{Bmatrix} \phi_n^{podium} \\ \phi_n^{tower-1} \\ \phi_n^{tower-2} \\ \phi_n^{tower-i} \end{Bmatrix}. \quad (2.46)$$

Massa efektif sebuah struktur merupakan penjumlahan dari komponen vektor $\{s_n\}$. Sedangkan dari persamaan (2.30) nilai $\{s_n\}$ dipengaruhi oleh nilai Γ_n . Dari persamaan (2.29d), (2.31a), (2.31b), Γ_n dapat dituliskan sebagai berikut :

$$\Gamma_n = \frac{\{\phi_n\}^T \{s\}}{M_n} = \frac{\{\phi_n\}^T [M] \{i\}}{M_n} \quad (2.47)$$

dalam hal ini $\{i\} = \{1\}$, nilai untuk $\{\phi_n\}^T [M] \{1\}$ akan menjadi :

$$\begin{Bmatrix} \{\phi_n^P\} \\ \{\phi_n^{T1}\} \\ \{\phi_n^{T2}\} \\ \{\phi_n^{Ti}\} \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} [M^P] \\ [M^{T1}] \\ [M^{T2}] \\ [M^{Ti}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{1\} \\ \{1\} \\ \{1\} \\ \{1\} \end{Bmatrix} = \Gamma_n^P + \Gamma_n^{T1} + \Gamma_n^{T2} + \Gamma_n^{Ti} \quad (2.48)$$

dimana :

$$\Gamma_n^P = \{\phi_n^P\} [M^P] \{1\} \quad (2.49a)$$

$$\Gamma_n^{T1} = \{\phi_n^{T1}\} [M^{T1}] \{1\} \quad (2.49b)$$

$$\Gamma_n^{T2} = \{\phi_n^{T2}\} [M^{T2}] \{1\} \quad (2.49c)$$

$$\Gamma_n^{Ti} = \{\phi_n^{Ti}\} [M^{Ti}] \{1\} \quad (2.49d)$$

Dari persamaan (2.49a-d) kita mendapat nilai Γ_n baik untuk *podium* (P), *tower-1* (T₁), *tower-2* (T₂), maupun *tower ke-i* (T_i), sehingga dengan demikian akan diperoleh pula nilai $\{s_n\}$ untuk masing-masing *substructure* :

$$\{s_n^P\} = \Gamma_n^P [M^P] \{\phi_n^P\} \quad (2.50a)$$

$$\{s_n^{T1}\} = \Gamma_n^{T1} [M^{T1}] \{\phi_n^{T1}\} \quad (2.50b)$$

$$\{s_n^{T2}\} = \Gamma_n^{T2} [M^{T2}] \{\phi_n^{T2}\} \quad (2.50c)$$

$$\{s_n^{Ti}\} = \Gamma_n^{Ti} [M^{Ti}] \{\phi_n^{Ti}\} \quad (2.50d)$$

Selanjutnya *Effective Modal Mass* untuk tiap *substructure* dapat dihitung sebagai :

$$M_n^{*P} = \sum_{j=1}^{N_p} s_{jn}^P \quad (2.51a)$$

$$M_n^{*T1} = \sum_{j=1}^{N_{T1}} s_{jn}^{T1} \quad (2.51b)$$

$$M_n^{*T2} = \sum_{j=1}^{N_{T2}} s_{jn}^{T2} \quad (2.51c)$$

$$M_n^{*Ti} = \sum_{j=1}^{N_{Ti}} s_{jn}^{Ti} \quad (2.51d)$$

$$\text{dimana :} \quad M_n^* = M_n^{*P} + M_n^{*T1} + M_n^{*T2} + M_n^{*Ti} \quad (2.52)$$

EMF masing-masing substruktur : *Podium* (P), *Tower-1* (T₁), *Tower-2* (T₂), dan *Tower ke-i* (T_i) untuk tiap modalnya, berturut-turut didefinisikan sebagai :

$$EMF_n^P = \frac{M_n^{*P}}{M_T^P} \times 100\% \quad (2.53a)$$

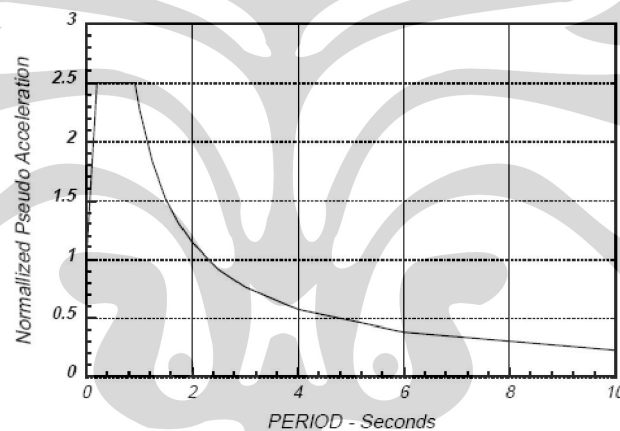
$$EMF_n^{T1} = \frac{M_n^{*T1}}{M_T^{T1}} \times 100\% \quad (2.53b)$$

$$EMF_n^{T2} = \frac{M_n^{*T2}}{M_T^{T2}} \times 100\% \quad (2.53c)$$

$$EMF_n^{Ti} = \frac{M_n^{*Ti}}{M_T^{Ti}} \times 100\% \quad (2.53d)$$

2.3.2.2 Analisa Spektrum (*Response Spectrum Analysis*)

Secara definisi, prosedur analisa respon spektrum mencakup evaluasi dari nilai maksimum suatu respon struktur seperti lendutan dan gaya dalam untuk setiap mode getar yang menggunakan spektrum dari catatan gempa. Nilai-nilai spektrum ini merepresentasikan sebuah perkiraan dari kemungkinan maksimal dari respon struktur (seperti lendutan, gaya geser dasar, gaya dalam, dll) dan yang diperoleh dari setiap mode bangunan yang menggunakan salah satu skema standar kombinasi umum seperti CQC (*Complete Quadratic Combination*) atau SRSS (*Square Root of Sum of Squares*).



Gambar 2.10 Desain Umum (Tipikal) Spektrum

Walaupun metode analisis riwayat waktu memberikan hasil yang lebih mendekati dalam tahap perancangan struktur, namun terdapat dua kerugian utama dalam menggunakan metode ini. Pertama, metode tersebut menghasilkan jumlah analisis (*output*) yang sangat banyak dimana hal tersebut membutuhkan upaya yang sangat besar pula dalam melakukan komputasi sebagai fungsi dari waktu. Kedua, analisis tersebut harus diulang pada beberapa catatan rekaman gempa untuk menyakinkan bahwa semua mode-mode penting dapat terpenuhi.

Terdapat keuntungan dalam analisis bangunan tahan gempa dengan menggunakan metode respons spektrum dalam memprediksi lendutan dan gaya-gaya elemen pada sistem struktur. Metode ini hanya memperhitungkan nilai

maksimum dari lendutan dan gaya-gaya elemen pada setiap mode-nya dengan menggunakan kurva desain respons spektrum gempa pada suatu daerah yang telah dirata-ratakan. Persamaan dinamik yang digunakan adalah :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{i\}\ddot{u}_g \quad (2.54)$$

Persamaan di atas dapat diselesaikan dengan :

$$\{u\} = \{\phi_n\} q_n \quad [M]\{i\} = \sum_{n=1}^N \Gamma_n [M]\{\phi_n\} \quad (2.55a-b)$$

Menghasilkan persamaan modal :

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g \quad (2.56)$$

$$A_n = \omega_n^2 D_n \quad (2.57)$$

Dengan modal respons spektrum puncak kontribusi moda ke- n :

$$r_{no} = r_n^{st} A_n \quad (2.58)$$

Untuk menentukan total respons spektrum puncak, terdapat 3 macam ketentuan kombinasi penentuan jumlah respons, yaitu :

1. *Absolute Sum* (ABSSUM)

$$r_o \leq \sum_{n=1}^N |r_{no}| \quad (2.59)$$

Pendekatan total respons puncak diatas terlalu konserfatif, dimana respons puncak yang diberikan relatif cukup besar, sehingga cara ini kurang populer digunakan. Namun pada peraturan SNI 03-1726-1989 memperbolehkan menggunakan ABSSUM untuk selisih waktu getar hampir sama besar. Untuk bangunan yang mempunyai massa yang tipikal atau sama, pendekatan ini mungkin bisa digunakan.

2. *Square Root of Sum of Square* (SRSS)

$$r_o \leq \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2} \quad (2.60)$$

Ketentuan kombinasi ini dikembangkan oleh E. Rosenblueth's Ph.D (1951) dimana memiliki perhitungan yang baik dalam menentukan respon apabila striktur memiliki selisih frekuensi alami yang berjauhan. Namun batasan tersebut

tidak memberikan kepastian dalam menentukan ketentuan permasalahan. Metode ini dipakai pada peraturan gempa Indonesia.

3. Complete Quadratic Combination (CQC)

$$r_0 \square \left(\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2} \quad (2.61)$$

Persamaan diatas dapat diselesaikan dengan :

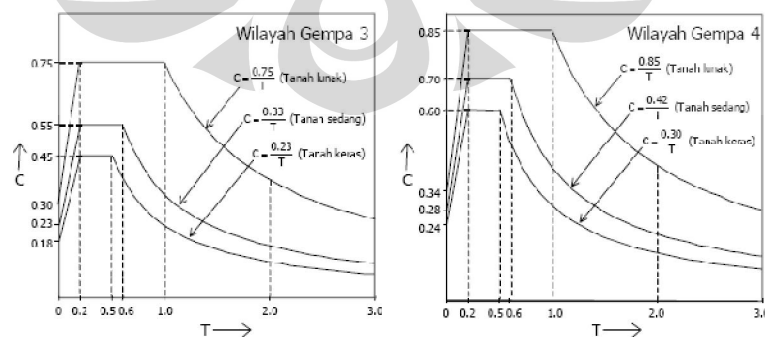
$$\rho_{in} = \frac{8\zeta^2 (1 + \beta_{in}) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta^2 \beta_{in} (1 + \beta_{in})^2} \quad (2.62)$$

dimana :

$$\beta_{in} = \frac{\omega_i}{\omega_n} \quad (2.63)$$

Kombinasi ini memiliki kemampuan yang lebih luas terhadap struktur jika dibandingkan dengan batasan ketentuan SRSS. Metode ini dipakai pada peraturan SNI 03-1726-2002 yang memperbolehkan menggunakan CQC untuk selisih waktu getar hampir sama besar dengan batasan selisih 15%.

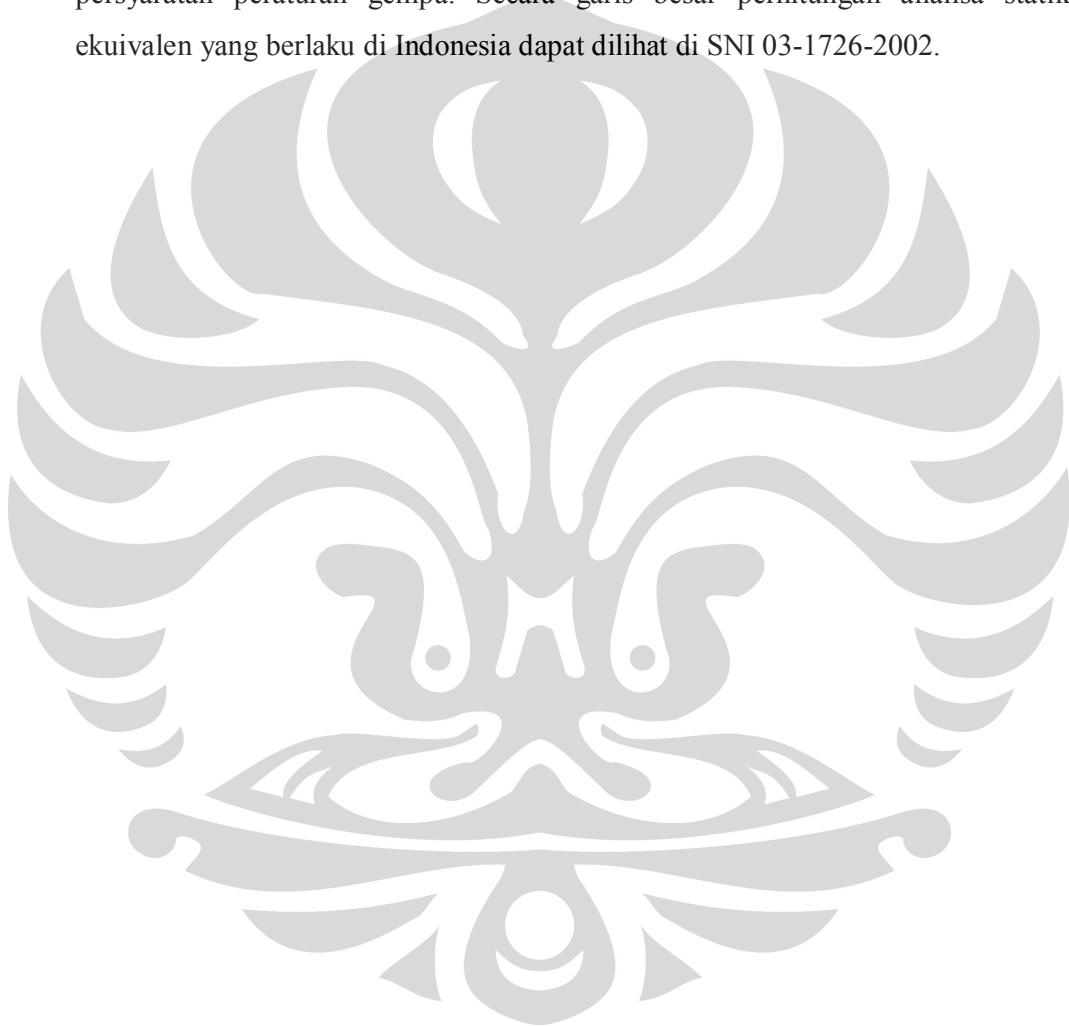
Salah satu pendekatan untuk memperoleh catatan-catatan percepatan tanah puncak yang sesuai telah dapat dimodifikasi dan mengubah catatan gempa bumi yang nyata dengan berbentuk grafik respons spektrum terhadap periode getar. Kurva yang melingkupi spektrum respon dasar diistilahkan sebagai spektrum respons yang disyaratkan karena menandai syarat batas getaran yang dibuat pada suatu jenis bangunan yang mungkin akan mengalaminya pada suatu daerah selama gempa bumi.



Gambar 2.11 Contoh respon spektrum gempa rencana

2.3.2 Analisa Statik Ekuivalen

Analisa perhitungan statik ekuivalen merupakan pendekatan statik dimana efek dinamik gempa terhadap percepatan tanah yang terjadi diubah dengan gaya-gaya statik lateral gempa secara statik yang terjadi pada struktur. Pada perhitungan gempa sistem statik ekivalen, analisa ini merupakan metode perhitungan sederhana yang digunakan untuk bangunan tertentu sesuai persyaratan peraturan gempa. Secara garis besar perhitungan analisa statik ekuivalen yang berlaku di Indonesia dapat dilihat di SNI 03-1726-2002.



BAB III METODE PENELITIAN

3.1 Kerangka Acuan

Simulasi akan dilakukan dengan model portal geser 3-D yang mewakili struktur *podium* dengan variasi jumlah *tower*. Pertama akan dilakukan pada *podium* yang memiliki satu *tower*, kemudian dua buah *tower* dengan ketinggian yang sama, selanjutnya ketinggian salah satu *tower* akan divariasikan untuk melihat pengaruh perbedaan ketinggian *tower* terhadap besaran gaya geser pada atap *podium* tersebut dan hal yang sama dilakukan yaitu mencari arah dan nilai gaya geser pada struktur *podium* dengan tiga *tower* dan kemudian empat *tower*.

Dimulai dengan mencari ragam bentuk (*mode shape*) dan periodenya, kemudian masuk ke dalam analisa dinamik, dengan menggunakan analisa riwayat waktu buatan yang kemudian akan menghasilkan respon dari modal, sehingga akhirnya bisa dihitung gaya dalam yang bekerja pada masing-masing modal termasuk gaya geser baik itu gaya geser dasar (*base shear*) maupun gaya geser pada atap *tower*.

Dalam simulasi ini dapat diperoleh hubungan antara bentuk pola ragam getar struktur (*mode shapes*) dengan besaran massa modal efektif (*effective modal mass*) serta besarnya gaya geser dasar (*base shear*) dari *podium* maupun dari masing-masing *tower*.

Dari hasil simulasi kemudian akan diambil suatu kesimpulan mengenai arah dan besaran gaya geser yang sesungguhnya bekerja pada atap *tower* serta di atap dan di bawah *podium* (*base shear*).

3.1.1 Pembebanan Struktur

Perencanaan pembebanan dimaksudkan untuk memberikan pedoman dalam menentukan beban-beban yang bekerja pada bangunan. Secara umum, beban direncanakan sesuai dengan sebagai berikut :

- **Beban Mati**

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan yang dimaksud selama masa layannya.

Beban mati yang diperhitungkan dalam model ini antara lain :

- Beban sendiri beton bertulang 2400 kg/m^2
- Beban langit-langit dan penggantung 18 kg/m^2
- Beban MEP 25 kg/m^2
- Penutup lantai setebal 5 cm dengan beban $24 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$

- **Beban Hidup**

Beban hidup yang diperhitungkan adalah untuk bangunan gedung perkantoran sebesar 250 kg/m^2 .

- **Beban Hidup Atap**

Pada bangunan dengan atap yang dapat dicapai orang dikenai beban hidup atap sebesar 100 kg/m^2 .

- **Beban Gempa**

Beban gempa diambil data riwayat waktu yang bersesuaian dengan SNI Gempa 1726-2002, respons spektra zona 3, tanah lunak.

Seluruh beban tersebut di atas diperhitungkan dengan faktor perbesaran dan kombinasi sebagai berikut :

- $1,4D$
- $1,2D + 1,6L + 1,6La$
- $1,2D + 1,0L \pm 1,0E$
- $0,9D \pm 1,0E$

3.1.2 Pemodelan Elemen Struktur

Elemen-elemen struktur dimodelkan pada program ETABS meliputi elemen pelat, balok, kolom, dan pondasi.

- **Pelat**

Dalam program ETABS, pelat lantai dapat dimodelkan menjadi tiga tipe yang berbeda, antara lain :

➤ *Shell*

Tipe pelat lantai *shell* memiliki kekakuan membran pada kedua arah tegak lurus bidang dan *out-of plane bending stiffness*.

➤ *Membrane*

Pelat lantai jenis ini hanya memiliki kekakuan membran pada kedua arah tegak lurus bidangnya.

➤ *Plate*

Pelat lantai jenis ini hanya memiliki *out-of plane bending stiffness*.

Tipe pelat yang digunakan pada model struktur tugas akhir ini adalah tipe *membrane*, sehingga beban yang bekerja akan didistribusikan ke balok pada kedua arah bidang tegak lurus pelat. Pelat lantai juga dimodelkan untuk bekerja sebagai *rigid diaphragm* karena lantai tingkat dan atap dianggap sangat kaku pada bidangnya terhadap beban kerja horizontal.

- Balok

Balok dimodelkan sebagai elemen *frame* dengan memiliki hubungan (*joint*) yang kaku sehingga momen-momen maksimum tempat terjadinya sendi plastis adalah pada kedua ujung balok.

- Kolom

Kolom dimodelkan sebagai elemen *frame* dengan memiliki hubungan (*joint*) yang kaku.

- Pondasi

Pemodelan pondasi dilakukan dengan menganggap bahwa pondasi memberikan kekekangan translasi dan rotasi yang cukup pada semua arah sumbu bangunan. Berdasarkan asumsi yang digunakan tersebut, pondasi dimodelkan sebagai perletakan jepit (*fixed*) pada lantai dasar bangunan, yaitu pada ujung-ujung kolom bawah lantai dasar.

3.2 Metode Penelitian

Metode penelitian yang digunakan berupa simulasi numerik (*pemrograman*) dari model penelitian, yang menggunakan konsep analisa dinamik dengan menggunakan analisa respon riwayat waktu buatan. Analisa ini kemudian akan dibandingkan dengan hasil respon spektrum yang sudah ada. Simulasi numerik ini akan menghasilkan arah respon modal yang sebenarnya, serta nilai komponen-komponen yang berpengaruh pada struktur.

Untuk melihat pengaruh dinamik *tower* terhadap *podium* akan disimulasikan suatu struktur bangunan yang dimodelkan sebagai struktur portal terbuka 3D yang mewakili *podium* dengan beberapa *tower*. Modelisasi struktur *podium multi tower* dilakukan secara lengkap dengan bantuan program ETABS dan model struktur dibuat dalam bentuk yang tipikal (tinggi antar *tower* sama) dan tidak tipikal (tinggi antar *tower* berbeda).

Khusus untuk data riwayat waktu buatan yang akan digunakan, diperoleh dengan menggunakan perangkat lunak (*software*) yang dibuat oleh salah satu ahli dari Indonesia, yaitu RESMAT. Program ini akan memodifikasi data riwayat waktu yang sebenarnya, dalam hal ini akan digunakan data *El Centro*, California (N-S), dimana data riwayat waktu *El Centro* ini akan disesuaikan dengan model kurva respon spektrum rencana di wilayah 3 daerah gempa Indonesia, yang ada dalam Peraturan Gempa Indonesia (SNI-1726-2002), untuk mendapatkan hasil yang sesuai.

3.3 Model Penelitian

Pada penelitian kali ini akan disimulasikan beberapa model struktur yang nantinya akan dipakai di dalam pemodelan 3D dan analisis struktur *podium multi tower*. Terdapat beberapa model struktur yang akan dipakai dalam simulasi numerik namun secara garis besar model struktur tersebut dapat diklasifikasikan menjadi empat model, yaitu :

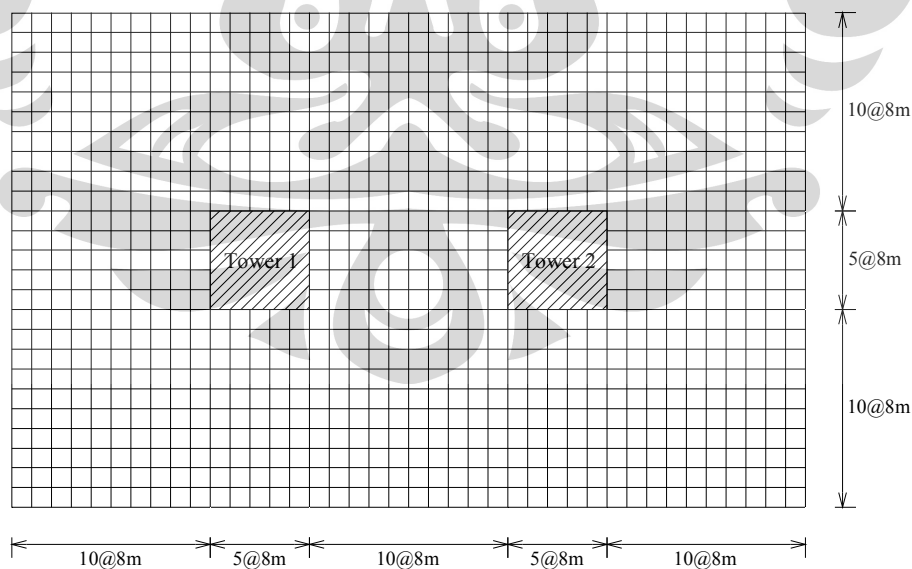
- a) Model Tipe 1 : struktur *podium* dengan 2 *tower*
- b) Model Tipe 2 : struktur *podium* dengan 3 *tower*
- c) Model Tipe 3 : struktur *podium* dengan 4 *tower*

Dalam simulasi nanti, parameter yang akan dilihat adalah faktor partisipasi massa, distribusi gaya geser, dan momen guling.

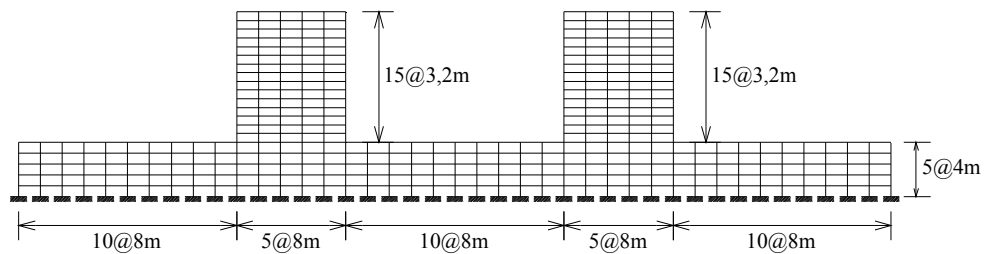
Variasi penelitian yang akan dilakukan adalah dengan menghitung respons struktur (partisipasi modal, distribusi gaya geser, dan momen guling) secara keseluruhan dan juga secara terpisah sebagai sub-sistem yang terdiri dari *tower* atau *podium* saja dengan arah gempa yang bervariasi sehingga diperoleh respons maksimum dari struktur tersebut. Selain itu variasi juga akan dilakukan terhadap perbedaan tinggi *tower* sehingga gaya geser yang dihasilkan akan bervariasi juga.

3.3.1 Model tipe 1 : struktur podium dengan 2 tower

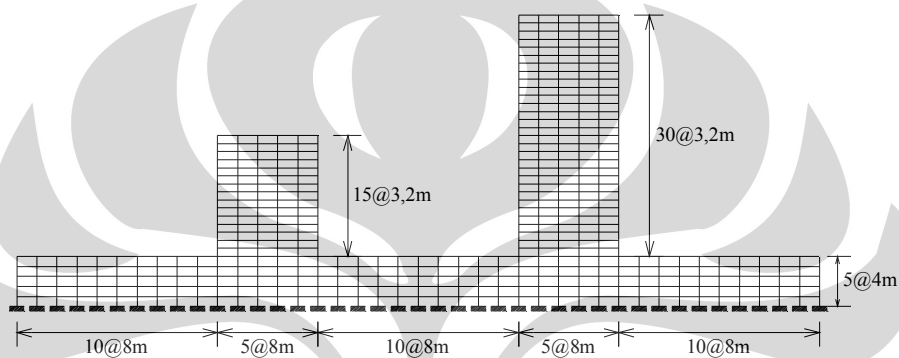
Selanjutnya simulasi akan dilakukan pada *podium* yang memiliki 2 *tower* (*tower* ganda). Pada *Gambar 3.1* dapat dilihat denah dari model tipe 1, dimana panjang *podium* adalah 320 m dan lebar *podium* adalah 200 m dengan jumlah lantai *podium* sebanyak 5 lantai, dimana ketinggian masing-masing lantai adalah 4 m. Terdapat 3 model struktur untuk model tipe 2 ini, yaitu : (a) dua *tower* sama tinggi 15 lt; (b) dua *tower* beda tinggi 15 lt. dan 30 lt; dan (c) dua *tower* beda tinggi 15 lt. dan 45 lt. Adapun ketinggian tingkat *tower* untuk ketiga model tipe 1 adalah 3,2 m.



Gambar 3.1 Denah Model Tipe 1

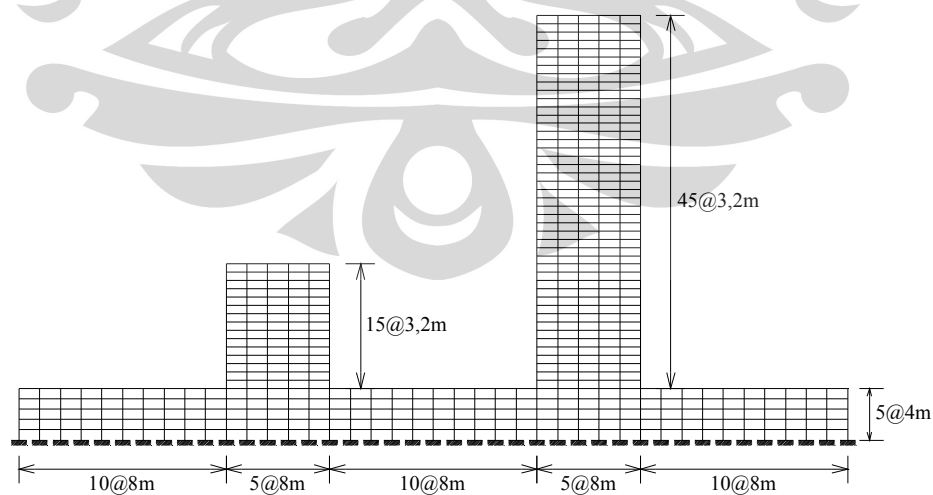


Gambar 3.2 Elevasi Model Tipe 1a : Podium 5 lt. dengan 2 tower sama tinggi 15 lt.



Gambar 3.3 Elevasi Model Tipe 1b : Podium 5 lt. dengan 2 tower beda tinggi 15 lt. dan 30 lt.

Pada model tipe 1b, dimensi *podium* (panjang, lebar, dan tinggi) sama seperti model tipe 1a, perbedaannya hanya terletak pada *tower-2*, mempunyai jumlah lantai sebanyak 30 lantai, sedangkan *tower-1* tetap 15 lantai.

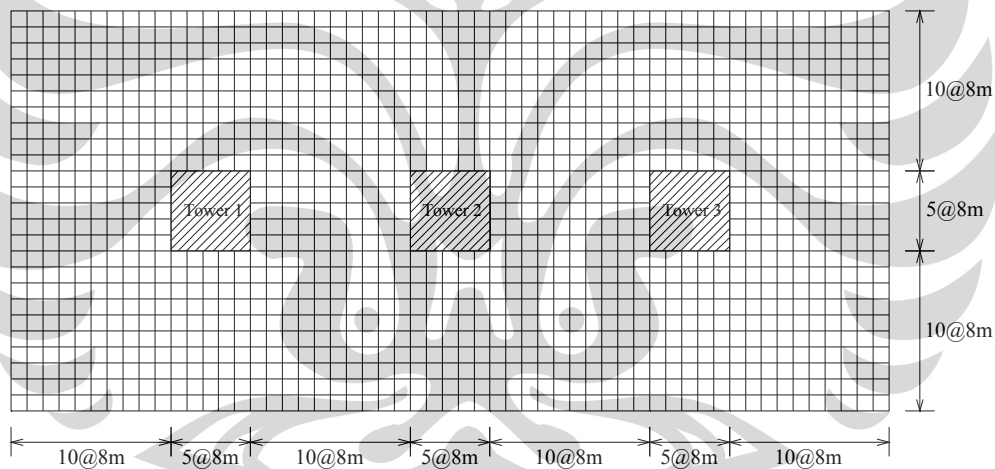


Gambar 3.4 Elevasi Model Tipe 1c : Podium 5 lt. dengan 2 tower beda tinggi 15 lt. dan 45 lt.

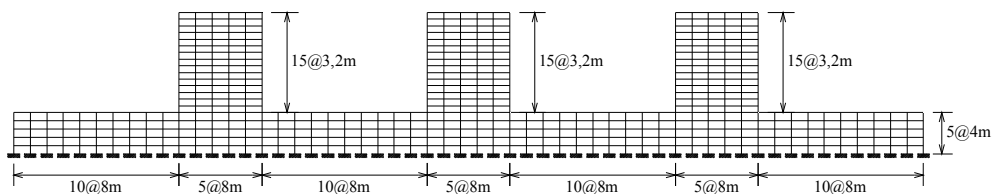
Pada model tipe 1c, tinggi *tower-2* adalah 3 kali tinggi *tower-1*, atau sebanyak 45 lantai. Sedangkan *podium* dan *tower-1* sama seperti model tipe 1a dan 1b.

3.3.2 Model tipe 2 : struktur podium dengan 3 tower

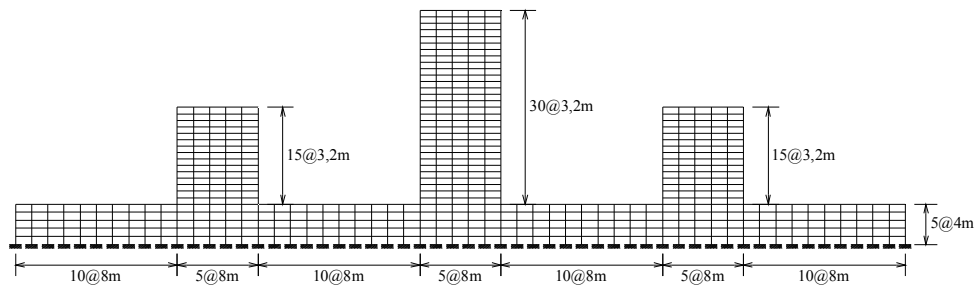
Kemudian simulasi akan dilakukan pada *podium* yang memiliki 3 *tower*. Pada gambar dibawah dapat dilihat denah dari model tipe 2, dimana panjang *podium* adalah 440 m dan lebar *podium* adalah 200 m dengan jumlah lantai *podium* sama seperti model tipe 1 dan 2. Terdapat 3 model struktur untuk model tipe 2 ini, yaitu : (a) tiga *tower* sama tinggi 15 lt; (b) dua *tower* sama tinggi 15 lt. dan satu *tower* beda tinggi 30 lt; (c) ketiga *tower* beda tinggi 15 lt, 30 lt., dan 45 lt. Adapun ketinggian tingkat *tower* untuk ke-3 model tipe 2 sama seperti pada model tipe 1.



Gambar 3.5 Denah Model Tipe 2

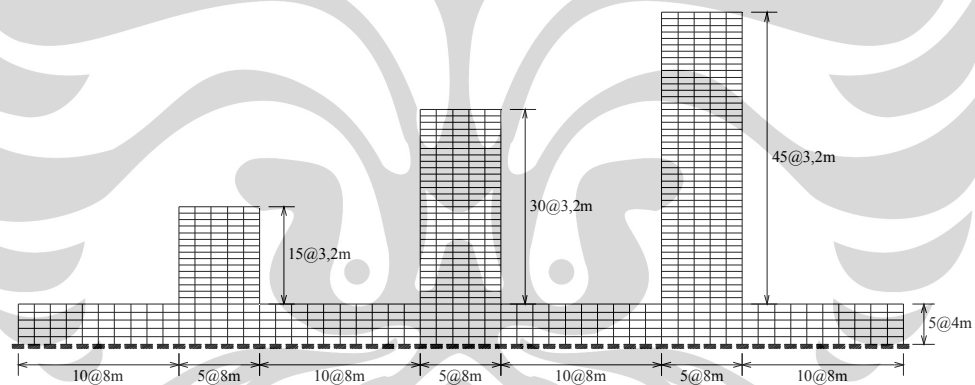


Gambar 3.6 Elevasi Model Tipe 2a : Podium 5 lt. dengan 3 tower sama tinggi 15 lt.



Gambar 3.7 Elevasi Model Tipe 2b : Podium 5 lt. dengan 2 tower sama tinggi 15 lt. Dan 1 tower beda tinggi 30 lt.

Pada model tipe 2b, dimensi *podium* (panjang, lebar, dan tinggi) sama seperti model tipe 2a, perbedaannya hanya terletak pada *tower-2*, mempunyai jumlah lantai sebanyak 30 lantai untuk tipe 2b, sedangkan *tower-1* dan *tower-3* tetap 15 lantai.



Gambar 3.8 Elevasi Model Tipe 2c : Podium 5 lt. dengan 3 tower beda tinggi 15 lt., 30 lt., 45 lt.

Pada model tipe 2c, ketiga *tower* memiliki ketinggian yang berbeda satu sama lainnya yaitu berturut-turut dari *tower-1* s/d *tower-3* setinggi 15 lantai, 30 lantai, dan 45 lantai. Sedangkan *podium* sama seperti model tipe 2a dan 2b.

3.3.4 Model tipe 3 : struktur podium dengan 4 tower

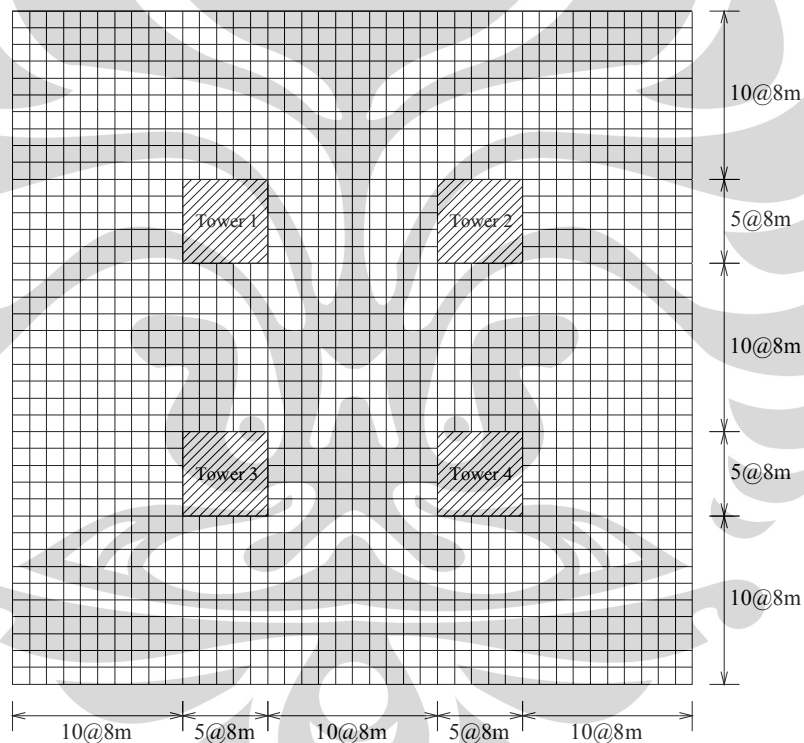
Simulasi terakhir akan dilakukan pada *podium* yang memiliki 4 *tower*. Pada *Gambar 3.9* dapat dilihat denah dari model tipe 4, dimana panjang dan lebar

podium adalah 320 m dengan jumlah lantai *podium* sama seperti model tipe 1, 2, dan 3.

Terdapat 3 model struktur untuk model tipe 3 ini, yaitu :

- Model Tipe 3a : empat *tower* sama tinggi 15 lt.
- Model Tipe 3b : *tower-1* dan *tower-4* sama tinggi 15 lt. sedangkan *tower-2* dan *tower-3* sama tinggi 30 lt.
- Model Tipe 3c : *tower-1* dan *tower-4* sama tinggi 15 lt; *tower-2* setinggi 30 lt; dan *tower-3* setinggi 45 lt

Adapun ketinggian tingkat *tower* untuk ke-3 model tipe 3 sama seperti pada model tipe 1 dan 2.

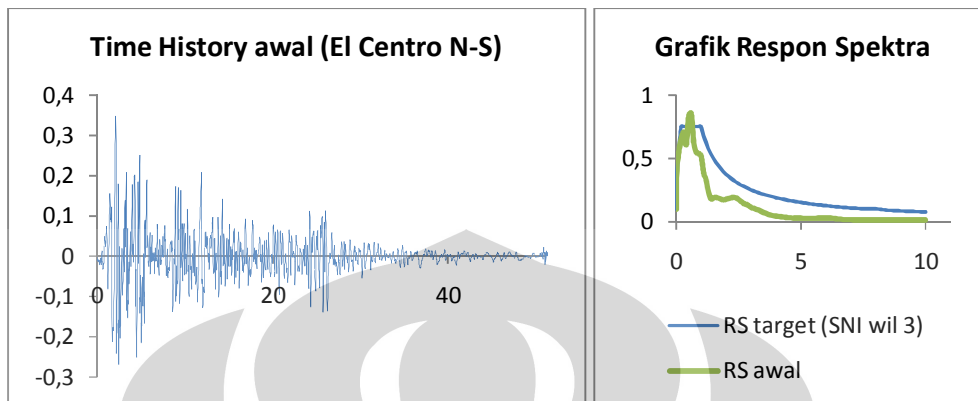


Gambar 3.9 Denah Model Tipe 3

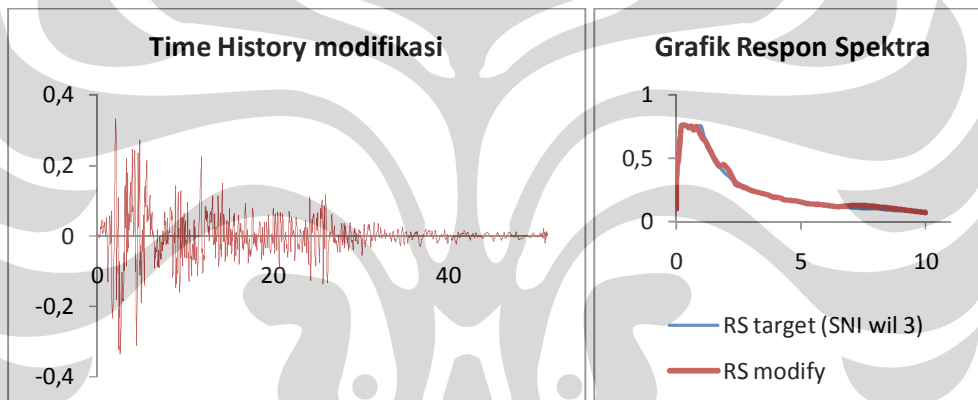
3.4 Input Riwayat Waktu

Data riwayat waktu yang digunakan adalah penyesuaian dari data riwayat waktu El Centro E-W yang disesuaikan dengan kondisi tanah Indonesia, dalam hal ini bersesuaian dengan SNI wilayah 3 tanah lunak. Hasil modifikasi ini

diperoleh dari hasil analisis software RESMAT karya Bapak Prof Benjamin Lumantarna.



Gambar 3.10 Grafik Data Time History El Centro awal dan respon spektra awal yang dihasilkan



Gambar 3.11 Grafik Data Time History El Centro yang disesuaikan dengan SNI respon spektrum wilayah 3 tanah lunak

BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Pendahuluan

Setelah dilakukan analisa struktur dengan menggunakan program ETABS 9.5, hasil dan data yang diperoleh diolah dan dianalisa sedemikian rupa untuk didapatkan kesimpulan sesuai tujuan penelitian yang telah ditetapkan. Hasil olah data disajikan secara singkat, padat dan langsung disajikan dengan hasil analisisnya. Hasil pengolahan data pelengkap yang detail akan dilampirkan pada bagian akhir penelitian ini.

Dalam analisa dinamik struktur ini akan dihasilkan karakteristik dinamik dari struktur berupa periode alami dan pola getar, serta respons struktur dalam bentuk arah dan besaran gaya geser tower pada atap podium, gaya geser dasar podium serta gaya geser dasar tower jika dimodelkan secara terpisah. Hasil ini kemudian akan dibandingkan dengan hasil respon spektrum.

Pada umumnya, semua model struktur dalam penelitian ini, dianalisa dalam dua sub-struktur, yaitu sub-struktur podium dan sub-struktur tower pada atap podium dengan arah gempa pada sumbu x dan sumbu y. Untuk mempermudah, maka analisa dibagi atas dua macam struktur yaitu struktur dengan tower kembar (model 1A, 2A, dan 3A) serta struktur dengan tower beda tinggi (model 1B, 1C, 2B, 2C, 3B, dan 3C), dimana perbedaan yang signifikan dapat dilihat dari kedua bagian besar model struktur ini. Karakteristik pada masing-masing tower bisa dilihat dan dibandingkan dengan tower yang lain.

Akhirnya, setiap hasil analisa ini akan dibahas untuk mendapatkan kesimpulan dari penelitian yang akan membandingkan hasil respon spektrum dengan hasil riwayat waktu.

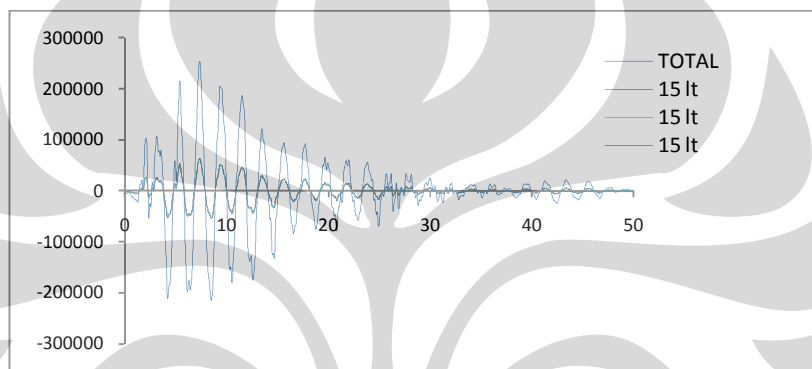
4.2 Analisa

4.2.1 Struktur dengan tower kembar (Model 1A, 2A, 3A)

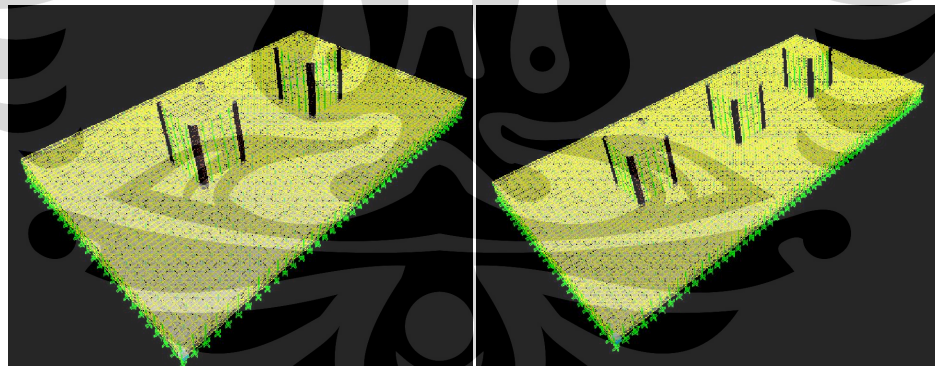
Dalam penelitian ini, struktur podium multi tower yang memiliki ketinggian tower yang sama (tower kembar), tidak menunjukkan adanya getaran

yang memiliki pola anti simetris atau berlawanan arah jika diberi arah gaya gempa yang sejajar dengan sumbu simetris. Hal ini dapat dilihat pada grafik gaya geser serta output animasi yang dihasilkan oleh analisa riwayat waktu, dimana setiap tower memiliki arah dan besaran yang relatif sama.

Karakteristik tower kembar relatif sama satu dengan yang lain. Jika dibandingkan dengan tower yang lebih tinggi (30 lantai dan 45 lantai), maka tower 15 lantai ini mempunyai periode gelombang yang lebih pendek ($T = 2$ s) dan pada periode-periode akhir mempunyai besaran yang lebih kecil.



Gambar 4.1 Gaya geser tower pada atap podium (model 3A) – gempa arah X



Gambar 4.2 Snapshot Time History Animation struktur tipe 1A dan 2A (gempa arah X)

Dari tabel perbandingan analisa riwayat waktu dan respon spektrum, menunjukkan bahwa hasil antara kedua analisa tersebut relatif dekat satu sama lain, yaitu berkisar antara 3.14 % - 7.89 % untuk gaya geser sub-struktur tower pada atap podium dengan hasil respon spektrum umumnya lebih besar. Sedangkan pada dasar podium berkisar antara 0.21 % - 4.02 % dengan hasil respon spektrum

umumnya lebih kecil.

Tabel 4.1 Perbandingan gaya geser dasar podium untuk model 1A, 2A, dan 3A

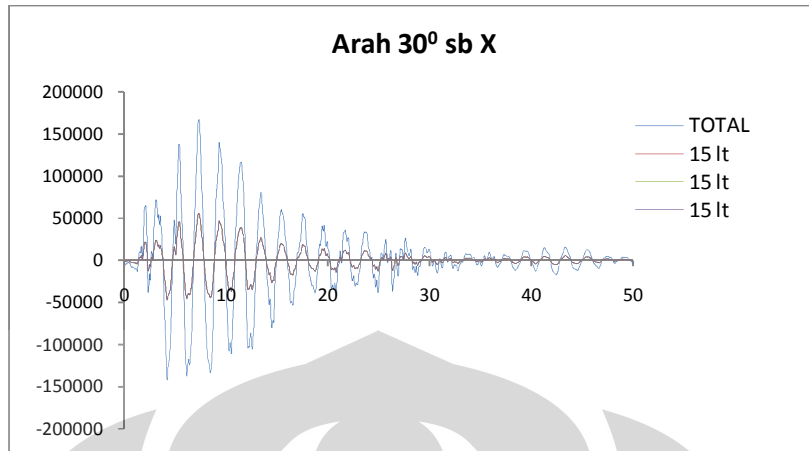
STRUKTUR UTUH	VX			VY		
	MODEL	TH	RS	selisih (%)	TH	RS
1A	159882.35	164047.05	2.54	159176.47	165848.09	4.02
2A	222823.52	222349.39	-0.21	220941.17	225925.23	2.21
3A	254352.94	252479.26	-0.74	254235.29	259016.77	1.85

Tabel 4.2 Perbandingan gaya geser tower pada atap podium untuk model 1A, 2A, dan 3A

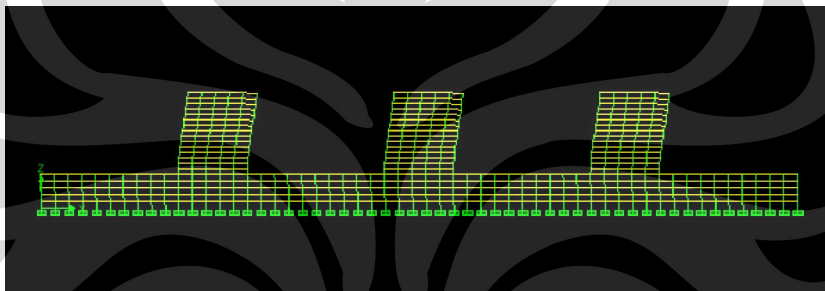
STRUKTUR UTUH		VX			VY		
MODEL	Lt	TH	RS	selisih (%)	TH	RS	selisih (%)
1A	15 Lt	7704.256	7954.21	3.14	7712.461	8282.48	6.88
	15 Lt	7704.251	7954.21	3.14	7712.108	8284.13	6.91
2A	15 Lt	7561.784	8087.92	6.51	7580.499	8228.14	7.87
	15 Lt	7561.791	8087.72	6.50	7580.215	8066.51	6.03
	15 Lt	7561.776	8087.81	6.50	7579.949	8229.21	7.89
	15 Lt	7490.276	8069.32	7.18	7488.204	8068.72	7.19
3A	15 Lt	7490.307	8069.34	7.18	7487.689	8069.31	7.21
	15 Lt	7489.342	8069.73	7.19	7488.227	8069.32	7.20
	15 Lt	7489.358	8069.73	7.19	7487.72	8068.68	7.20

Selain itu, juga dilakukan analisa jika gaya gempa yang diberikan tidak pada sumbu simetris untuk melihat pola gerakan *tower*, dan hasilnya juga menunjukkan bahwa gerakan *tower* tetap sama, sehingga pada struktur dengan *tower* kembar ini, tidak terlihat adanya pola gerakan yang berlawanan arah.

Untuk nilai gaya geser *tower* pada atap podium yang diperoleh, lebih besar dari gaya geser *tower* pada atap podium yang dihasilkan oleh gaya gempa arah sumbu X maupun sumbu Y.



Gambar 4.3 Gaya geser tower model 2A – gempa arah 30° sb X



Gambar 4.4 Snapshot Time History Animation struktur tipe 2A (gempa arah 30° sb X)

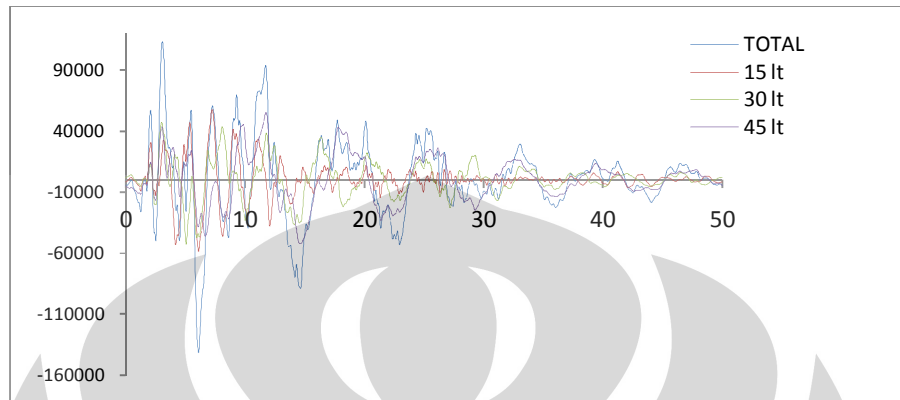
Tabel 4.3 Perbandingan gaya geser tower pada atap podium model 2A (variasi arah gempa)

Arah Gempa (sudut terhadap sumbu X)	Nilai Gaya Geser Maksimum		
	15 lt	15 lt	15 lt
0°	7561.78	7561.79	7561.78
30°	7566.35	7566.41	7566.45
90°	7580.5	7580.2	7579.95

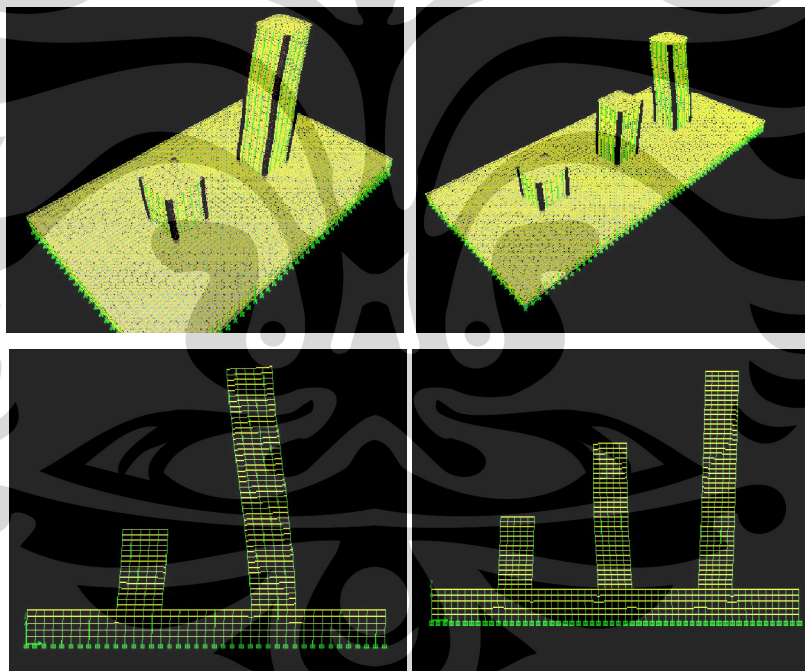
4.2.2 Struktur dengan tower beda tinggi

Dalam penelitian ini, struktur podium multi tower yang memiliki ketinggian tower yang berbeda, menunjukkan adanya getaran yang memiliki pola anti simetris atau berlawanan arah jika diberi arah gaya gempa yang sejajar dengan sumbu simetris. Hal ini dapat dilihat pada grafik gaya geser serta output

animasi yang dihasilkan. Periode alami tower 45 lantai dalam hal ini, tentunya lebih besar ($T = 7.2$ s) dibanding periode alami tower 30 lantai ($T = 4.3$ s)



Gambar 4.5 Gaya geser tower pada atap podium (model 2C) – gempa arah X



Gambar 4.6 Snapshot Time History Animation struktur tipe 1C dan 2C (gempa arah X)

Dari tabel perbandingan analisa riwayat waktu dan respon spektrum, menunjukkan bahwa hasil antara kedua analisa tersebut, berkisar antara 8.08 % - 32.63 % untuk gaya geser sub-struktur tower pada atap podium dengan hasil respon spektrum umumnya lebih besar. Sedangkan pada dasar podium berkisar

antara 2.01 % - 12.59 % dengan hasil respon spektrum umumnya lebih kecil.

Tabel 4.4 Perbandingan gaya geser dasar podium untuk struktur tower beda tinggi

MODEL	V _x			V _y		
	TH	RS	selisih (%)	TH	RS	selisih (%)
1B	160823.53	152393.7	-5.53	159647.059	163530.7	2.37
1C	163176.47	144934.9	-12.59	157647.059	146426.1	-7.66
2B	222000	210403.5	-5.51	216000	211744.7	-2.01
2C	218235.29	193761.3	-12.63	216117.648	195420.7	-10.59
3B	249321.54	231372.9	-7.76	249294.118	234619.2	-6.25
3C	208323.75	223340.5	6.72	208321.204	226580.5	8.06

Tabel 4.5 Perbandingan gaya geser tower pada atap podium untuk struktur tower beda tinggi

STRUKTUR UTUH		V _x			V _y		
MODEL	Lt	TH	RS	selisih (%)	TH	RS	selisih (%)
1B	15 Lt	7441.96	8904.76	16.43	7489.86	8864.03	15.50
	30 Lt	-5926.19	8769.40	32.42	-6243.55	8703.05	28.26
1C	15 Lt	-6619.47	8661.34	23.57	6969.57	8724.36	20.11
	45 Lt	6627.07	8224.37	19.42	6388.61	8208.53	22.17
2B	15 Lt	7638.20	8309.62	8.08	7780.51	8813.58	11.72
	30 Lt	-6044.59	8818.61	31.46	-5979.2	8814.73	32.17
2C	15 Lt	7638.15	8309.61	8.08	7779.89	8814.19	11.73
	15 Lt	-6878.21	8842.08	22.21	7452.11	8858.30	15.87
	30 Lt	-6044.59	8774.46	31.11	-6254.25	8758.61	28.59
3B	45 Lt	6499.03	8274.24	21.45	6165.27	8232.92	25.11
	15 Lt	7625.18	8551.44	10.83	7624.35	8550.94	10.84
	30 Lt	-5900.31	8706.76	32.23	-5900.19	8706.76	32.23
3C	15 Lt	7624.41	8537.21	10.69	7625.17	8551.43	10.83
	30 Lt	-5900.76	8706.56	32.23	-5900.57	8706.55	32.23
	45 Lt	6930.04	8248.07	15.98	6930.07	8248.08	15.98
3C	15 Lt	6948.51	8537.21	18.61	7170.99	8487.04	15.51
	15 Lt	7170.85	8487.04	15.51	6948.35	8537.20	18.61
	30 Lt	-5915.22	8779.54	32.62	-5914.97	8779.54	32.63

4.3 Pembahasan

4.3.1 Periode dan Pola Ragam Getar

Sub-struktur *podium* mempunyai kekakuan yang jauh lebih besar bila dibandingkan dengan *tower*. Hal ini akan berpengaruh langsung kepada periode getarnya pula. Periode getar struktur lebih ditentukan oleh periode getar dari sub-struktur *tower* yang tertinggi atau sub-struktur yang mempunyai kekakuan yang paling kecil. Hal ini dapat dilihat dari perbandingan periode getar antara struktur tipe 1,2 dan 3 serta periode dari masing-masing *tower*. Nyata bahwa periode fundamental pertama dari struktur *podium multi tower* mendekati atau berdekatan dengan periode fundamental pertama dari sub-struktur *tower* yang teratas. Semakin tinggi suatu *tower*, maka periodenya pun akan semakin besar, begitu pula massanya.

Periode dan pola ragam getar dari masing-masing sub-struktur *tower* akan tampil bergantian dalam periode dan pola ragam getar dari struktur gabungan, sesuai dengan urutan masing-masing nilai frekuensinya dari yang paling kecil atau dari periode getar fundamental yang paling besar.

Hal menarik juga dapat dilihat pada struktur yang mempunyai ketinggian *tower* yang sama. Disini akan muncul pola ragam getar yang simetris dari ketiga *towernya* dan juga pola ragam getar yang identik, yang muncul secara bergantian. Misalnya untuk model tipe 1A, dapat dilihat pada mode 3, 4, dan 10 dimana *towernya* memiliki pola ragam getar yang simetris.

Untuk pola ragam getar awal, dapat dilihat bahwa struktur bangunan hanya bergerak secara translasi, baik itu ke arah sumbu x ataupun y karena asumsi gempa yang dipakai dari dua arah sumbu tersebut. Hal ini bisa dibilang cukup baik karena dalam pola ragam getar awal, struktur bangunan memang sebaiknya hanya ada gaya translasi saja. Gaya rotasi yang muncul pada pola ragam getar berikutnya, walaupun tidak secara dominan.

4.3.2 Faktor Partisipasi Massa

Jika melihat hasil simulasi, maka pola ragam getar simetris pada struktur *multitower* ada yang memberikan nilai partisipasi massa total yang nol. Pada

umumnya partisipasi massa yang nol atau nilai yang kecil, dapat diartikan bahwa mode yang bersangkutan memberikan sumbangan yang juga kecil terhadap respons struktur secara keseluruhan. Akan tetapi tidak demikian dalam kasus struktur *podium* dengan *multi tower* ini.

Jika kita melihat partisipasi massa dari masing-masing sub-struktur *tower*, ternyata pada mode yang simetris dengan arah yang berlawanan, seperti pada mode tipe 1A mode 2, 3, 4, dan 10, dimana EMF-Total nya bernilai 0, EMF pada masing-masing substruktur *tower* mempunyai nilai yang significant yang tidak bisa diabaikan. Penjumlahan dari pola ragam getar yang simetris menghasilkan nilai nol, sehingga jika kita menghitung EMF-Total juga akan menghasilkan nilai nol, akan tetapi hal ini tidak berarti bahwa mode yang bersangkutan tidak memberikan kontribusi yang berarti terhadap respon struktur.

Selain itu pola ragam getar simetris yang muncul pada mode-mode awal walaupun mempunyai EMF yang kecil, akan tetapi mempunyai sumbangan yang cukup berarti pada struktur, dan tidak dapat diabaikan, karena nilai EMF dari sub-struktur nya masih cukup *significant* untuk diabaikan. Nilai nol disebabkan karena gaya geser yang dihasilkan dari *tower* kembar tersebut mempunyai besaran yang sama akan tetapi arahnya saling berlawanan.

4.3.3 Gaya Geser

Dari hasil perbandingan yang dilakukan, bisa dilihat bahwa analisa dinamik dengan menggunakan pendekatan fungsi riwayat waktu yang dimodifikasi dengan memakai program RESMAT, bisa disesuaikan dengan pendekatan fungsi respon spektrum.

Pada struktur podium multi tower yang memiliki ketinggian tower yang sama (model 1A, 2A dan 3A), nilai gaya geser sub-struktur tower pada atap podium mempunyai selisih perbandingan analisa respon spektra dan riwayat waktu modifikasi yang relatif kecil yaitu berkisar antara 3.14 % - 7.89 %, sedangkan pada struktur podium multi tower yang memiliki ketinggian tower yang berbeda, selisih perbandingan analisa respon spektra dan riwayat waktu modifikasi cenderung lebih besar yaitu berkisar antara 8.08 % - 36.93 %. Pada umumnya, hasil respon spektra mempunyai nilai yang lebih besar.

Berikut merupakan perbandingan hasil gaya geser atap podium (dasar

Universitas Indonesia

tower) dengan menggunakan fungsi riwayat waktu dan dibandingkan dengan menggunakan fungsi respon spektrum SNI wilayah 3 untuk tanah lunak.

Tabel 4.6 Perbandingan gaya geser tower pada atap podium

STRUKTUR UTUH		V _x			V _y		
MODEL	Lt	TH	RS	selisih (%)	TH	RS	selisih (%)
1A	15 Lt	7704.26	7954.21	3.14	7712.46	8282.48	6.88
	15 Lt	7704.25	7954.21	3.14	7712.11	8284.13	6.91
1B	15 Lt	7441.96	8904.76	16.43	7489.86	8864.03	15.50
	30 Lt	-5926.19	8769.40	32.42	-6243.55	8703.05	28.26
1C	15 Lt	-6619.47	8661.34	23.57	6969.57	8724.36	20.11
	45 Lt	6627.07	8224.37	19.42	6388.61	8208.53	22.17
2A	15 Lt	7561.78	8087.92	6.51	7580.50	8228.14	7.87
	15 Lt	7561.79	8087.72	6.50	7580.22	8066.51	6.03
	15 Lt	7561.78	8087.81	6.50	7579.95	8229.21	7.89
2B	15 Lt	7638.20	8309.62	8.08	7780.51	8813.58	11.72
	30 Lt	-6044.59	8818.61	31.46	5559.07	8814.73	36.93
	15 Lt	7638.15	8309.61	8.08	7779.89	8814.19	11.73
2C	15 Lt	-6878.21	8842.08	22.21	7452.11	8858.30	15.87
	30 Lt	-6044.59	8774.46	31.11	-6254.25	8758.61	28.59
	45 Lt	6499.03	8274.24	21.45	6165.27	8232.92	25.11
3A	15 Lt	7490.28	8069.32	7.18	7488.20	8068.72	7.19
	15 Lt	7490.31	8069.34	7.18	7487.69	8069.31	7.21
	15 Lt	7489.34	8069.73	7.19	7488.23	8069.32	7.20
	15 Lt	7489.36	8069.73	7.19	7487.72	8068.68	7.20
3B	15 Lt	7625.18	8551.44	10.83	7624.35	8550.94	10.84
	30 Lt	-5900.31	8706.76	32.23	-5900.19	8706.76	32.23
	15 Lt	7624.41	8537.21	10.69	7625.17	8551.43	10.83
	30 Lt	-5900.76	8706.56	32.23	-5900.57	8706.55	32.23
3C	45 Lt	6930.04	8248.07	15.98	6930.07	8248.08	15.98
	15 Lt	6948.51	8537.21	18.61	7170.99	8487.04	15.51
	15 Lt	7170.85	8487.04	15.51	6948.35	8537.20	18.61
	30 Lt	-5915.22	8779.54	32.62	-5914.97	8779.54	32.63

Perbandingan yang sama juga dapat dilakukan terhadap gaya geser dasar podium. Pada struktur podium multi tower yang memiliki ketinggian tower yang sama (model 1A, 2A dan 3A), nilai gaya geser pada dasar podium mempunyai selisih perbandingan analisa respon spektra dan riwayat waktu modifikasi yang kecil yaitu berkisar antara 0.21 % - 4.02 %, sedangkan pada struktur podium multi tower yang memiliki ketinggian tower yang berbeda, selisih perbandingan analisa

respon spektra dan riwayat waktu modifikasi cenderung lebih besar yaitu berkisar antara 2.37 % - 12.63 %, dengan nilai analisa riwayat waktu modifikasi pada umumnya lebih besar dibanding nilai analisa respon spektra.

Tabel 4.7 Perbandingan gaya geser dasar podium

MODEL	V_x			V_y		
	TH	RS	selisih (%)	TH	RS	selisih (%)
1A	159882.35	164047.1	2.54	159176.47	165848.1	4.02
1B	160823.53	152393.7	-5.53	159647.059	163530.7	2.37
1C	163176.47	144934.9	-12.59	157647.059	146426.1	-7.66
2A	222823.52	222349.4	-0.21	220941.176	225925.2	2.21
2B	222000	210403.5	-5.51	216000	211744.7	-2.01
2C	218235.29	193761.3	-12.63	216117.648	195420.7	-10.59
3A	254352.94	252479.3	-0.74	254235.294	259016.8	1.85
3B	249321.54	231372.9	-7.76	249294.118	234619.2	-6.25
3C	208323.75	223340.5	6.72	208321.204	226580.5	8.06

Jika tower dianalisa secara terpisah, maka nilai gaya geser yang dihasilkan pada dasar tower mempunyai selisih perbandingan analisa respon spektra dan riwayat waktu modifikasi yang relatif kecil yaitu berkisar antara 7.56 % - 19.2 % dengan nilai analisa riwayat waktu modifikasi lebih besar dibanding nilai analisa respon spektra.

Tabel 4.8 Perbandingan gaya geser dasar tower (model terpisah)

STRUKTUR TERPISAH	V_x			V_y		
	TH	RS	selisih (%)	TH	RS	selisih (%)
Lt						
15	10547.744	9806.24	-7.56	10548.153	9805.59	-7.57
30	10311.64	9227.73	-11.75	10311.67	9227.75	-11.75
45	-10121.12	8490.9	-19.20	-10121.15	8490.9	-19.20

Jika dilihat dari selisih perbedaannya, memang masih ditemukan kesalahan relatif yang cukup besar. Hal ini kemungkinan besar disebabkan oleh penyesuaian grafik respon spektra antara respon spektra target (SNI wil 3) dengan respon spektra hasil modifikasi. Tabel di bawah adalah salah satu contoh hasil perhitungan selisih yg diambil dari EMF (*Effective Mass Factor*) setiap pola getar yang ada.

Tabel 4.9 Model 2B – Selisih EMF antara respon spektra target (SNI wil 3) dan modifikasi

Mode	T	EMF (%)		Respon Spektra		Perbandingan modif – SNI (%)			
		Vx	Vy	SNI	modif	Vx	Vy	(Vx)2	(Vy)2
1	4.342	0.000	9.834	0.175	0.174	0.000	-0.052	0.000	0.003
2	4.341	9.798	0.000	0.175	0.174	-0.052	0.000	0.003	0.000
3	2.962	0.000	0.000	0.259	0.254	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1.961	0.000	16.862	0.395	0.448	0.000	1.995	0.000	3.979
5	1.958	16.693	0.000	0.395	0.448	1.975	0.000	3.899	0.000
6	1.928	0.000	0.000	0.395	0.448	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1.825	0.000	0.000	0.417	0.443	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1.264	0.000	5.123	0.625	0.622	0.000	-0.026	0.000	0.001
9	1.264	5.015	0.000	0.625	0.622	-0.026	0.000	0.001	0.000
10	1.233	0.000	0.000	0.625	0.622	0.000	0.000	0.000	0.000
11	1.228	0.000	0.000	0.625	0.622	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.917	0.001	0.001	0.75	0.715	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.903	0.000	48.327	0.75	0.715	0.000	-2.386	0.000	5.691
14	0.898	48.627	0.000	0.75	0.715	-2.400	0.000	5.761	0.000
15	0.809	0.000	0.000	0.75	0.749	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.633	0.000	1.520	0.75	0.751	0.000	0.001	0.000	0.000
17	0.633	1.554	0.000	0.75	0.751	0.002	0.000	0.000	0.000
18	0.499	0.000	0.000	0.75	0.738	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.499	0.000	0.000	0.75	0.738	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.497	0.000	2.490	0.75	0.738	0.000	-0.039	0.000	0.002
21	0.497	2.503	0.000	0.75	0.738	-0.039	0.000	0.002	0.000
22	0.402	0.000	0.440	0.75	0.755	0.000	0.003	0.000	0.000
23	0.402	0.437	0.000	0.75	0.755	0.003	0.000	0.000	0.000
24	0.398	0.000	0.000	0.75	0.755	0.000	0.000	0.000	0.000
25	0.313	0.000	0.000	0.75	0.760	0.000	0.000	0.000	0.000
26	0.312	0.000	0.000	0.75	0.760	0.000	0.000	0.000	0.000

27	0.287	0.000	3.512	0.75	0.760	0.000	0.047	0.000	0.002	
28	0.286	3.335	0.000	0.75	0.760	0.044	0.000	0.002	0.000	
29	0.278	0.000	0.000	0.75	0.760	0.000	0.000	0.000	0.000	
30	0.266	0.000	2.961	0.75	0.760	0.000	0.039	0.000	0.002	
31	0.265	3.053	0.000	0.75	0.760	0.040	0.000	0.002	0.000	
32	0.241	0.000	0.000	0.75	0.752	0.000	0.000	0.000	0.000	
33	0.240	0.000	0.000	0.75	0.752	0.000	0.000	0.000	0.000	
34	0.231	0.000	0.000	0.75	0.752	0.000	0.000	0.000	0.000	
35	0.228	0.000	2.383	0.75	0.752	0.000	0.005	0.000	0.000	
SUM		91.015	93.453					SUM	9.669	9.678
								Hasil	3.110	3.111

Tabel 4.10 Selisih EMF antara respon spektra target (SNI wil 3) dan modifikasi

STRUKTUR UTUH	EMF V _x			EMF V _y		
	Mode	EMF	selisih (%)	Mode	EMF	selisih (%)
1A	15	83.531	4.200	15	83.507	4.210
1B	25	91.368	2.749	25	91.637	2.692
1C	30	91.929	3.908	30	89.093	3.875
2A	35	94.943	4.303	35	94.959	4.319
2B	35	91.015	3.110	35	93.453	3.111
2C	40	87.540	3.106	40	89.065	3.083
3A	40	94.405	3.180	40	94.268	3.180
3B	45	91.336	1.897	45	91.336	1.897
3C	50	91.701	2.151	50	91.701	2.151

Dalam penelitian ini, juga dilakukan pemeriksaan terhadap *incremental time* yang digunakan. Secara umum, *incremental time* yang digunakan adalah 0.02 detik dengan total langkah 2500, sehingga output riwayat waktu yang dihasilkan sampai pada detik yang ke-50. Setelah dilakukan penelitian untuk salah satu model struktur dengan *incremental time* yang digunakan adalah 0.01 detik dengan total 5000 langkah dan 0.005 detik dengan total 10000 langkah, diperoleh bahwa nilai selisih terbesar hanya sekitar 2 %. Hal ini menunjukkan bahwa *incremental time* yang digunakan cukup aman untuk pemodelan dalam penelitian ini, karena selisihnya dengan *incremental time* yang lebih kecil tidak terlalu signifikan.

Tabel 4.11 Perbandingan gaya geser tower pada atap podium antara analisa riwayat waktu dengan *incremental time* 0.02 detik dan 0.01 detik

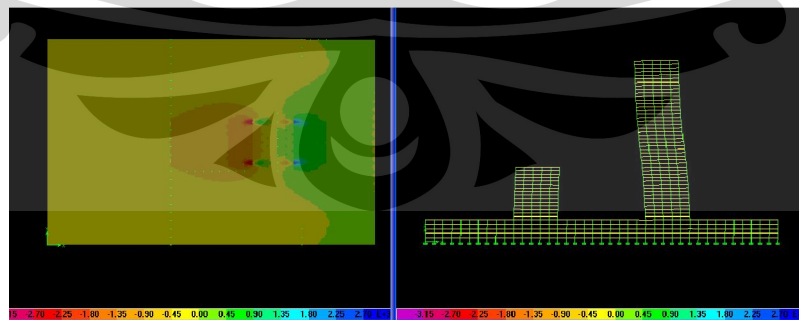
STRUKTUR UTUH		V _x			V _y		
MODEL	Lt	TH (0.02)	TH (0.01)	selisih (%)	TH (0.02)	TH (0.01)	selisih (%)
2B	15 Lt	7638.1979	7642.014	0.05	7780.5137	7782.753	0.03
	30 Lt	-6044.589	-6055.23	0.18	-5979.199	-5984.3	0.09
	15 Lt	7638.1499	7472.641	-2.21	7779.8893	7863.027	1.06

Tabel 4.12 Perbandingan gaya geser tower pada atap podium antara analisa riwayat waktu dengan *incremental time* 0.02 detik dan 0.005 detik

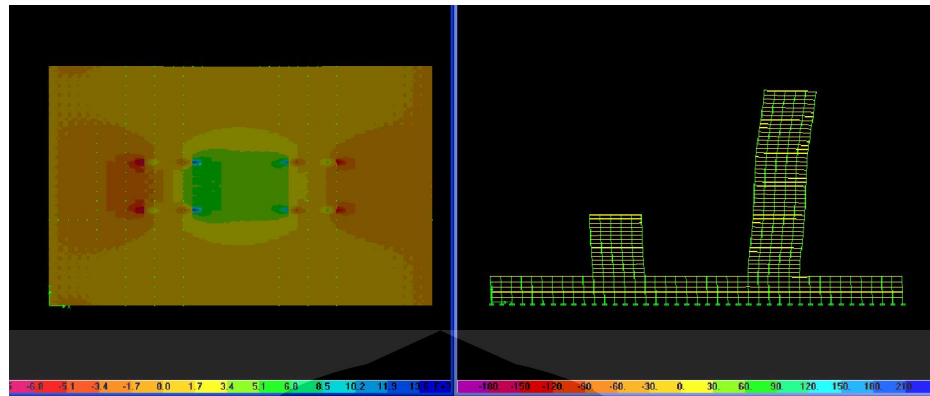
STRUKTUR UTUH		V _x			V _y		
MODEL	Lt	TH (0.02)	TH (0.005)	selisih (%)	TH (0.02)	TH (0.005)	selisih (%)
2B	15 Lt	7638.1979	7642.014	0.05	7780.5137	7783.825	0.04
	30 Lt	-6044.589	-6055.23	0.18	-5979.199	-5984.57	0.09
	15 Lt	7638.1499	7472.641	-2.21	7779.8893	7864.256	1.07

4.3.4 Tegangan Pada Atap Podium

Selain melihat hasil gaya geser yang terjadi baik pada atap podium maupun dasar podium, dapat juga dilihat hasil distribusi tegangan yang terjadi pada pelat lantai di bagian atap podium. Salah satu keunggulan dengan menggunakan metode analisa riwayat waktu, yaitu selain bisa melihat arah dan besaran, metode ini juga memungkinkan untuk melihat distribusi tegangan yang terjadi di setiap waktu pada pelat lantai.



Gambar 4.7 Model 1C - Distribusi tegangan pelat pada atap podium dan potongan memanjang (arah tower) akibat gempa arah X pada $t = 1.8$ detik



Gambar 4.8 Model 1C - Distribusi tegangan pelat pada atap podium dan potongan memanjang (arah tower) akibat gempa arah X pada $t = 4.2$ detik

Dari distribusi tegangan yang ditampilkan, dapat dilihat bahwa dari perilaku tower, terutama ketika tower relatif bergerak satu sama lain, tegangan pada pelat meningkat (baik itu tekan, tarik maupun geser). Gambar diatas menunjukkan bahwa tower 15 lantai relatif diam dan tower 45 lantai relatif bergerak kearah kiri, sehingga pelat lantai pada bagian kanan tower 45 lantai mengalami gaya tarik dan sebaliknya, pelat lantai pada bagian kiri tower 45 lantai mengalami gaya tekan.

Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa, gaya geser sub-struktur tower pada atap podium, khususnya pada struktur podium multi tower yang memiliki variasi ketinggian tower yang berbeda, akan mengakibatkan pelat lantai pada atap podium mengalami gaya tekan, tarik maupun geser pada waktu getar tertentu yang disebabkan oleh gerakan tower yang berbeda atau berlawanan. Untuk analisa dengan struktur terpisah, maka perlu memperhatikan arah pembebanan dan kombinasi pembebanan yang menimbulkan efek maksimum pelat lantai pada atap podium.

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Dari hasil simulasi dan analisa yang telah diuraikan pada model struktur, maka dapat disimpulkan hal-hal sebagai berikut :

1. Pada struktur podium multi tower yang memiliki ketinggian tower yang sama, nilai gaya geser sub-struktur tower pada atap podium, antara analisa respon spektra dan riwayat waktu, mempunyai selisih yang relatif kecil yaitu berkisar antara 3.14 % - 7.89 %. Sedangkan pada struktur podium multi tower yang memiliki ketinggian tower yang berbeda, memiliki selisih yang lebih besar yaitu berkisar antara 8.08 % - 32.63 %. Hasil respon spektra pada umumnya memiliki nilai yang lebih besar.
2. Pada struktur podium multi tower yang memiliki ketinggian tower yang sama, nilai gaya geser pada dasar podium, antara analisa respon spektra dan riwayat waktu, mempunyai selisih yang relatif kecil yaitu berkisar antara 0.21 % - 4.02 %. Sedangkan pada struktur podium multi tower yang memiliki ketinggian tower yang berbeda, memiliki selisih yang lebih besar yaitu berkisar antara 2.37 % - 12.63 %. Hasil respon spektra pada umumnya memiliki nilai yang lebih kecil.
3. Jika tower dianalisa secara terpisah, maka nilai gaya geser pada dasar tower antara analisa respon spektra dan riwayat waktu, mempunyai selisih yang relatif kecil yaitu berkisar antara 7.56 % - 19.2 %. Hasil respon spektra pada umumnya memiliki nilai yang lebih kecil.
4. Struktur podium multi tower yang memiliki ketinggian tower yang sama (tower kembar), tidak menunjukkan adanya getaran yang memiliki pola berlawanan arah.
5. Akibat eksitasi gaya gempa, gaya geser sub-struktur tower pada atap podium, khususnya pada struktur podium multi tower yang memiliki variasi ketinggian tower yang berbeda, akan mengakibatkan pelat lantai pada atap podium mengalami gaya tekan, tarik maupun geser yang

disebabkan oleh gerakan tower dalam arah yang berlawanan. Untuk analisa dengan struktur terpisah, maka perlu memperhatikan arah pembebanan dan kombinasi pembebanan yang menimbulkan efek maksimum pelat lantai pada atap podium.

6. Berdasarkan kesimpulan pada poin 1,2 dan 3, menunjukkan bahwa perhitungan dengan analisa respon spektra dapat memberikan nilai yang cukup aman karena selisih nilai gaya geser dengan analisa riwayat waktu tidak terlalu besar yaitu berkisar antara 0.74 % - 12.59 %.

5.2 Saran

1. Perlunya pemakaian program dengan kemampuan *parallel computing* sehingga waktu yang dibutuhkan dalam analisis dapat dipersingkat.
2. Dalam skripsi ini, pembahasan hanya meliputi podium multi tower dengan denah yang simetris. Untuk penelitian lebih lanjut perlu dilakukan simulasi dengan penempatan (layout) tower yang tidak beraturan.
3. Mengingat arah gaya gempa yang secara umum diaplikasikan pada semua model penelitian hanya pada sumbu X dan Y, maka perlu dilakukan penelitian lebih lanjut mengenai kombinasi arah gaya gempa (0° s/d 180°) yang diaplikasikan pada struktur sehingga dapat diketahui arah gaya gempa kritis yang memberikan efek maksimum pada struktur.

DAFTAR PUSTAKA

- Kramer, Steven L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall Inc.
- Chopra, Anil K. (1995), *Dynamic of Structures : Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc.
- SNI-1726-2002. *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung*. Badan Standarisasi Nasional
- Rastandi, Josia I. (2008). *Analisa Dinamik Arah Gaya Geser Tower pada Struktur Podium Multi Tower*. Seminar dan Pameran HAKI.
- Irsyam, M. (2008). *Pengaruh Gempa dan Angin terhadap Struktur : Usulan Ground Motion untuk Batuan Dasar Kota Jakarta dengan Periode Ulang Gempa 500 Tahun untuk Analisis Site Specific Response Spectra*. Seminar dan Pameran HAKI.
- Lumantarna, B. *Pengantar Analisis Dinamis dan Gempa*. Yogyakarta: ANDI.
- Paz, Mario. *Structural Dynamics Theory & Computation : Second Edition*. New York: Van Nostrand Reinhold Company, Inc.
- Octora, Daniel D. (2009). *Studi Perbandingan Gaya Geser (Dinamik 3D) Tower Pada Struktur Podium Multi Tower Dengan Analisis Lengkap dan Terpisah*. Skripsi, Fakultas Teknik Universitas Indonesia.
- Lynch, J. P. (2008, September 20). Lecture notes by Prof. Jerome P. at the University of Michigan. <http://www.engin.umich.edu/class/cee611>
- Clough, Ray W. And Penzien J. (2003). *Dynamic of Structure : Third Edition*. Berkeley, California: Computer & Structures , Inc.
- Wilson, Edward L. (2002). *Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures : A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering*. Berkeley, California: Computer & Structures , Inc.

LAMPIRAN

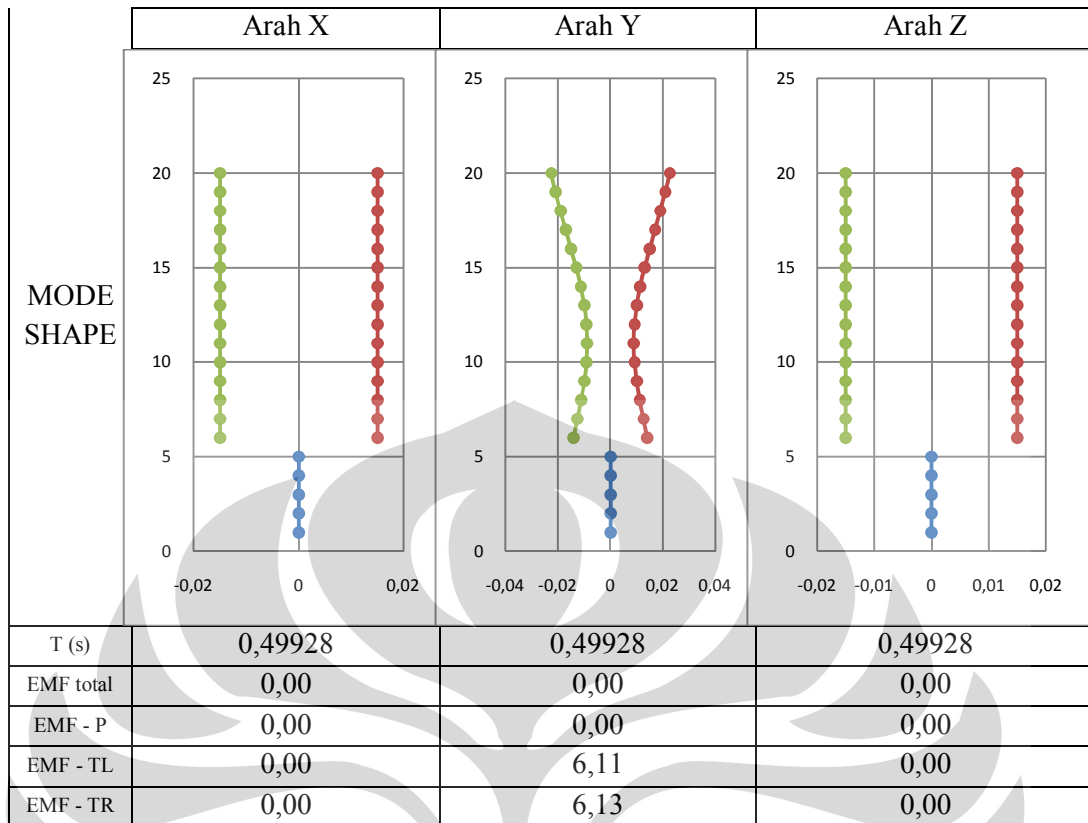


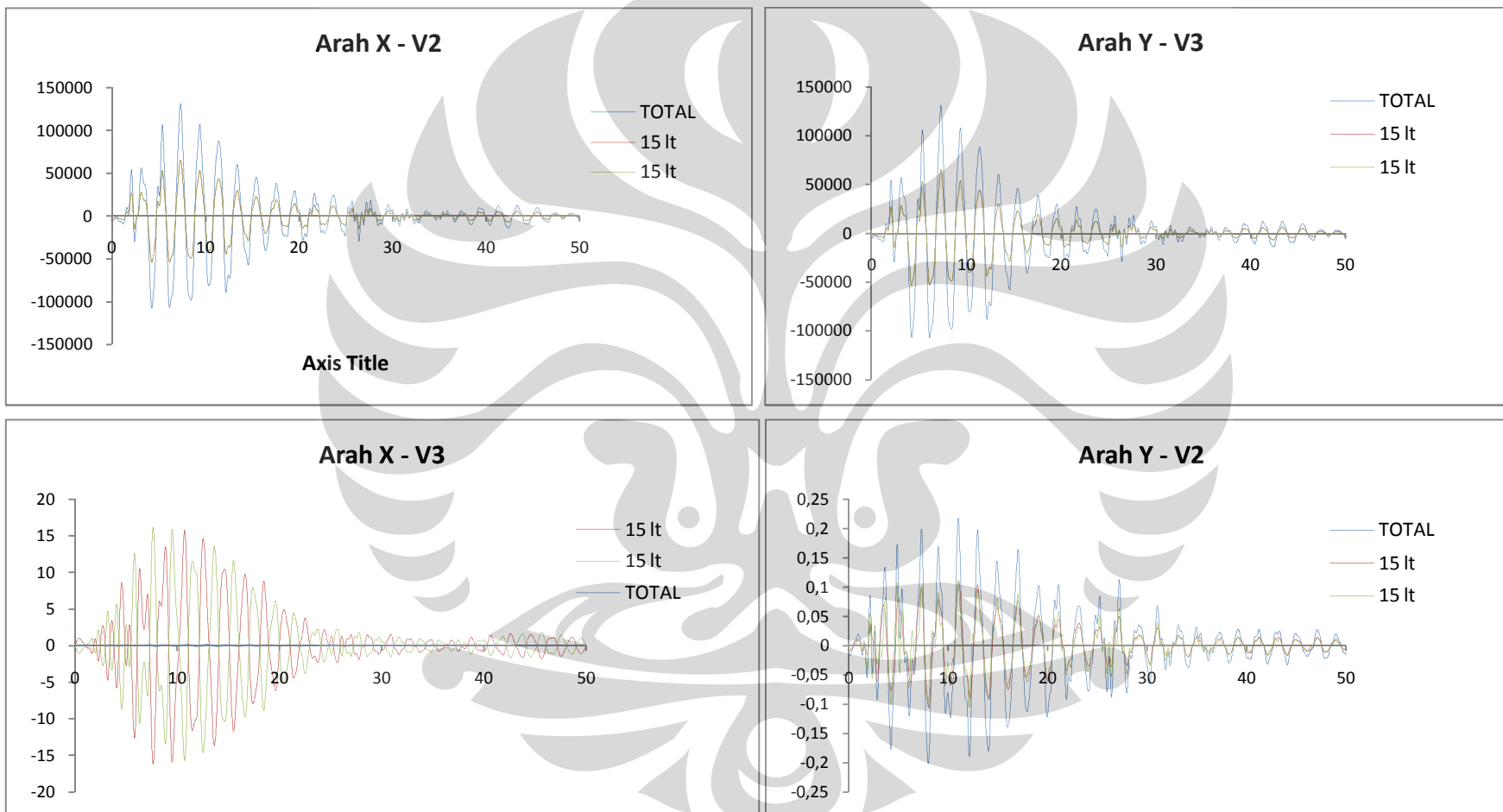
Model tipe 1 : struktur podium dengan 2 tower

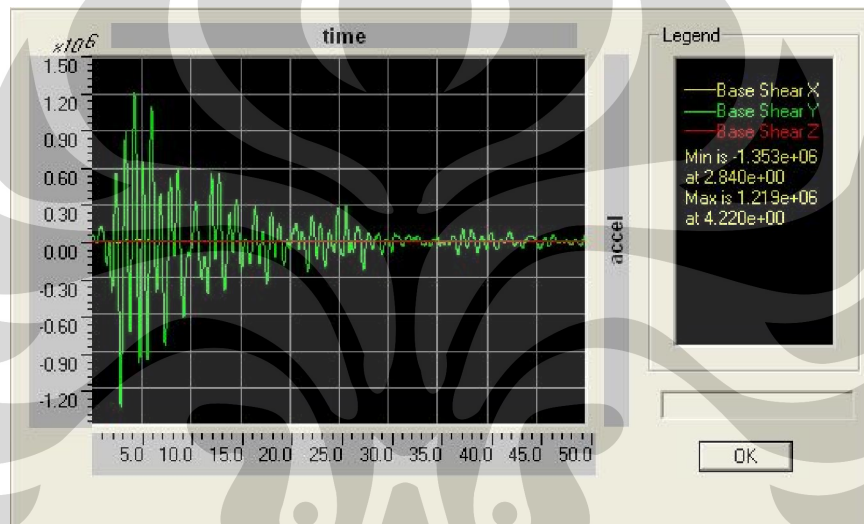
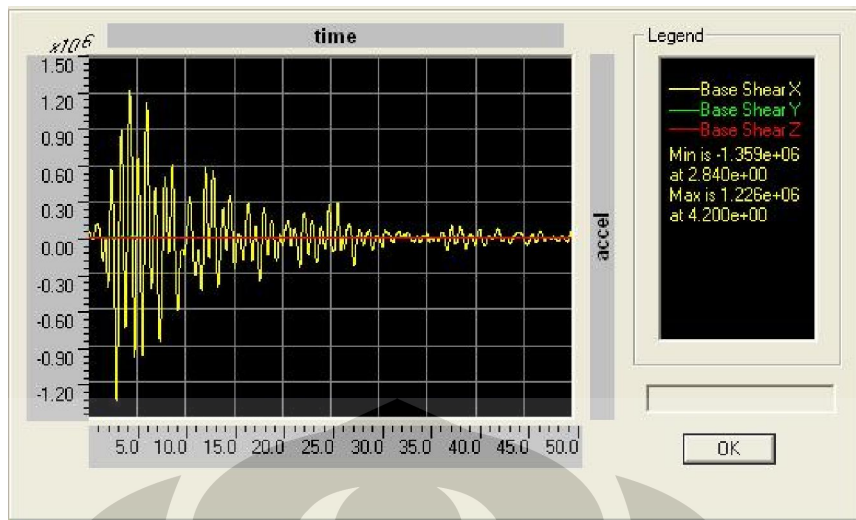
Tipe 1A – tower sama tinggi

MODE	1		
MODE SHAPE	Arah X	Arah Y	Arah Z
T (s)	2,00851	2,00851	2,00851
EMF total	0,00	24,37	0,00
EMF - P	0,00	2,62	0,00
EMF - TL	0,00	39,84	0,00
EMF - TR	0,00	39,84	0,00
MODE	2		
MODE SHAPE	Arah X	Arah Y	Arah Z
T (s)	2,006152	2,006152	2,006152
EMF total	24,37	0,00	0,00
EMF - P	0,03	0,00	0,00
EMF - TL	0,40	0,00	0,00
EMF - TR	0,40	0,00	0,00

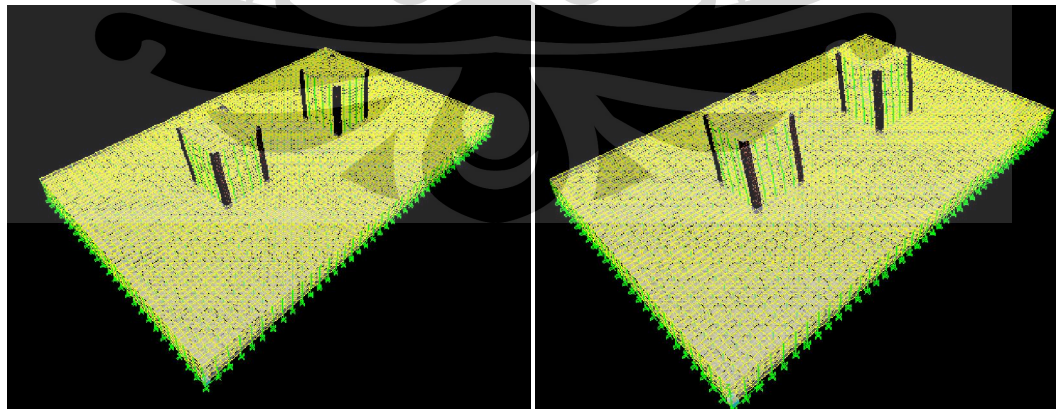
MODE	3		
MODE SHAPE	Arah X	Arah Y	Arah Z
T (s)	1,884595	1,884595	1,884595
EMF total	0,00	0,00	0,00
EMF - P	0,00	0,00	0,00
EMF - TL	0,00	38,40	0,00
EMF - TR	0,00	38,40	0,00
MODE	4		
MODE SHAPE	Arah X	Arah Y	Arah Z
T (s)	1,825392	1,825392	1,825392
EMF total	0,00	0,00	0,00
EMF - P	0,00	0,00	0,00
EMF - TL	0,38	0,00	0,00
EMF - TR	0,38	0,00	0,00
MODE	10		





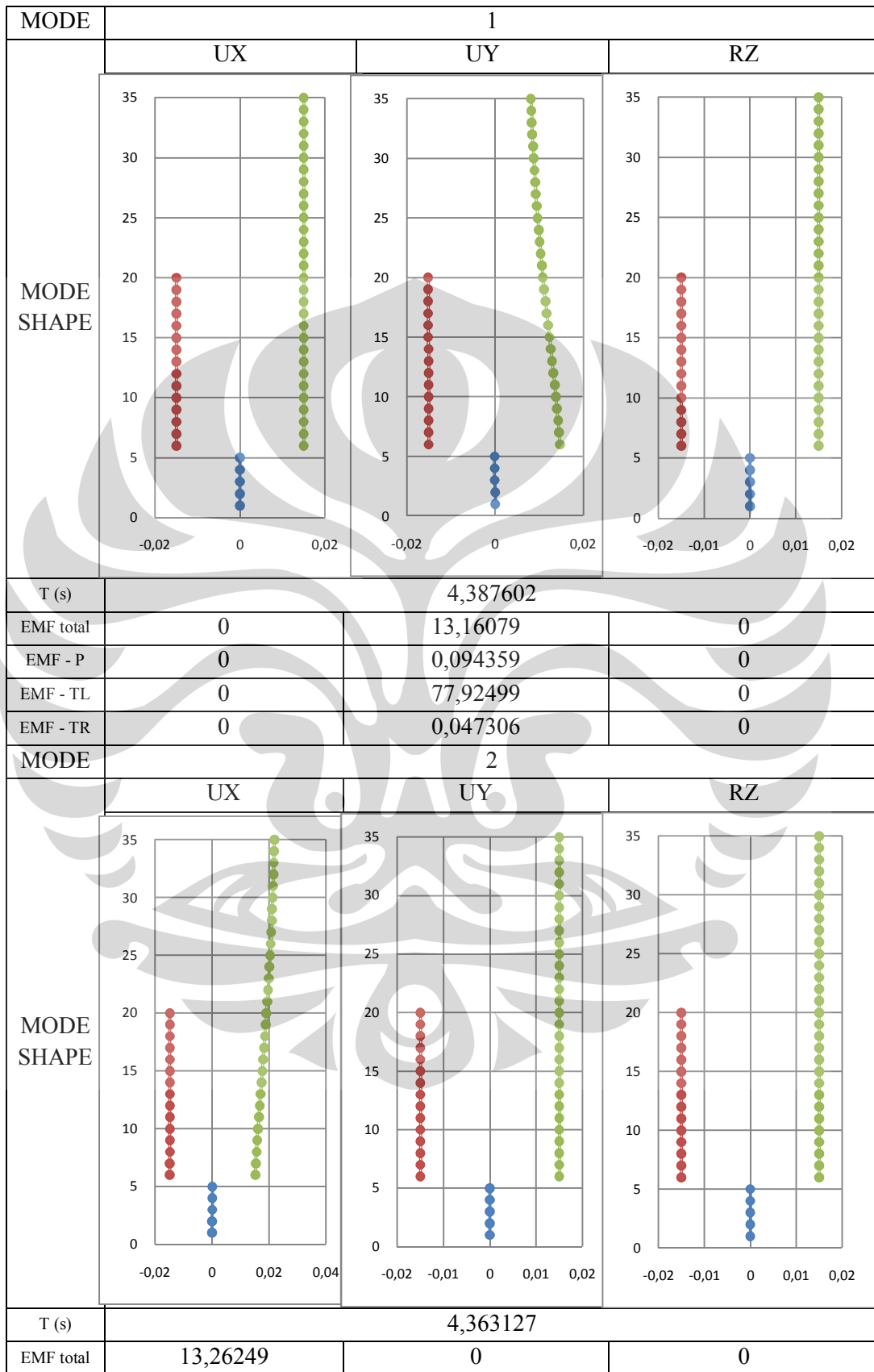


Gaya geser struktur tipe 1A - arah X dan arah Y (dlm kN)

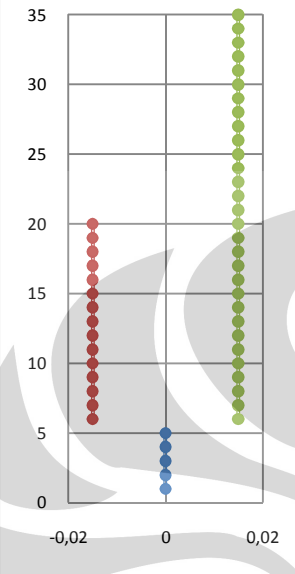
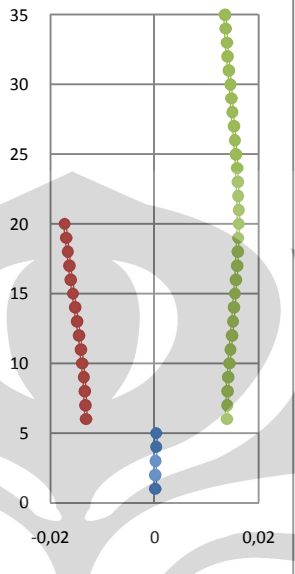
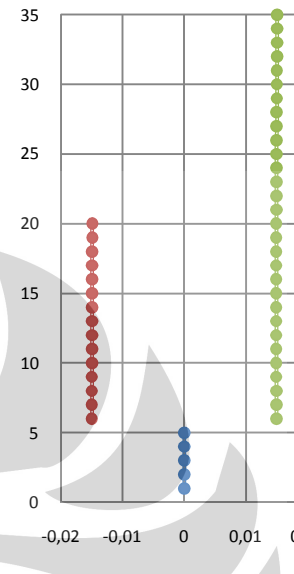


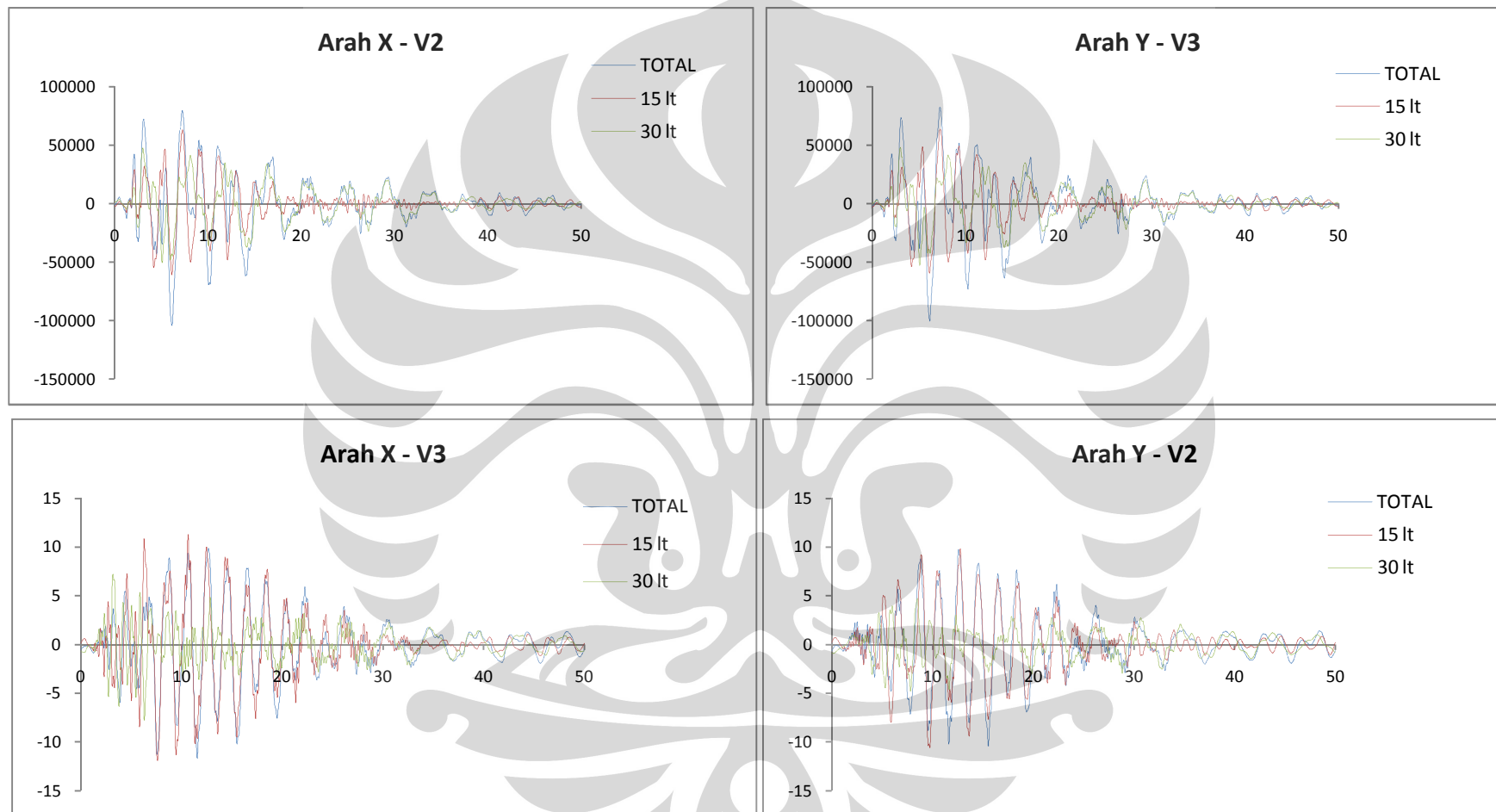
Snapshot Time History Animation struktur tipe 1A (arah X dan arah Y)

Tipe 1B – tower beda tinggi 15 lt.

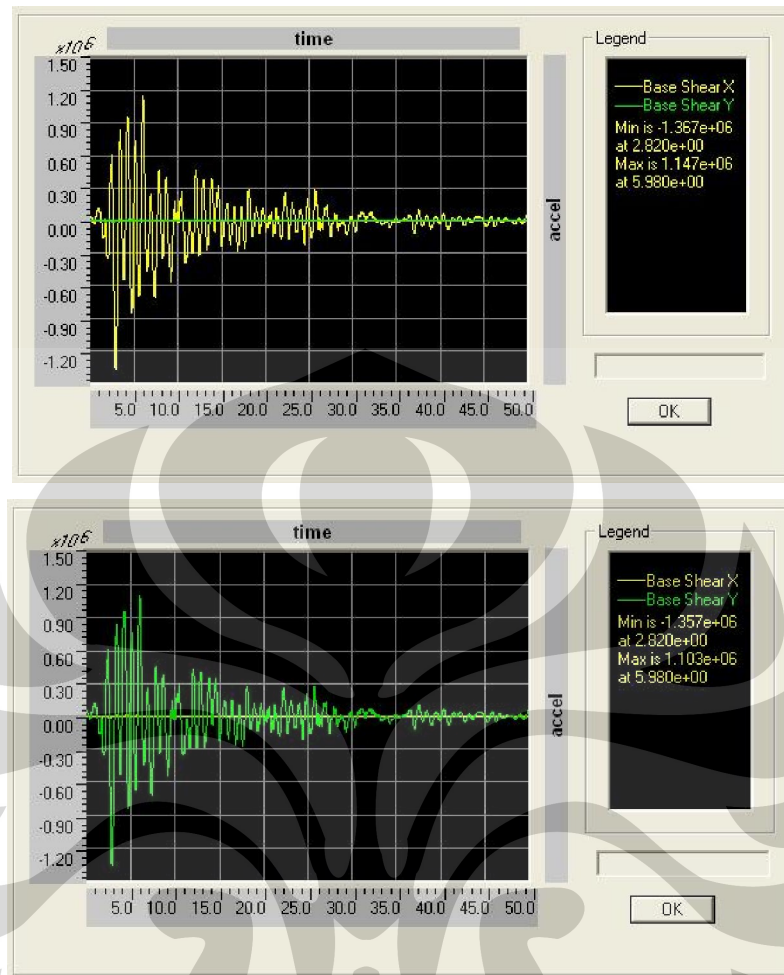


(lanjutan)

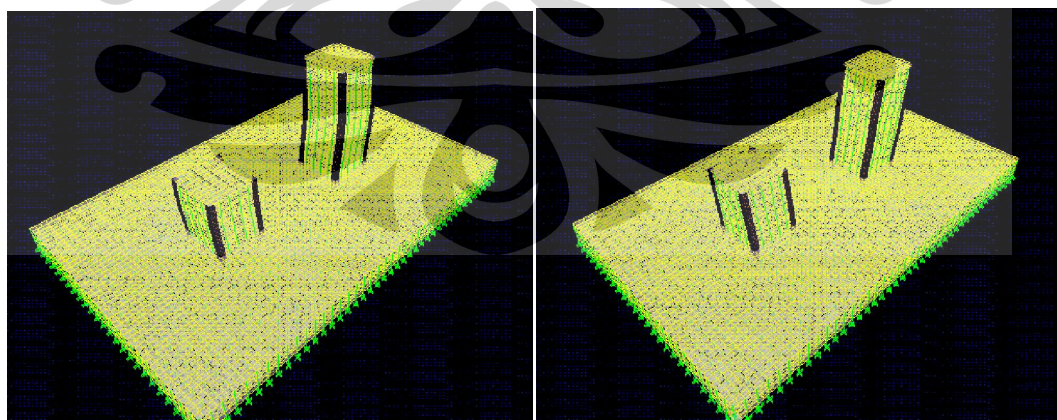
EMF - P	0,000944	0	0
EMF - TL	0,776607	0	0
EMF - TR	0,000853	0	0
MODE	9		
MODE SHAPE	UX	UY	RZ
			
	T (s) 0,923492		
	EMF total	0	0,904635
EMF - P	0	1,067129	0,005268
EMF - TL	0	0,005578	0,001475
EMF - TR	0	0,000262	0,001389



(lanjutan)



Gaya geser struktur tipe 1B - arah X dan arah Y (dlm kN)

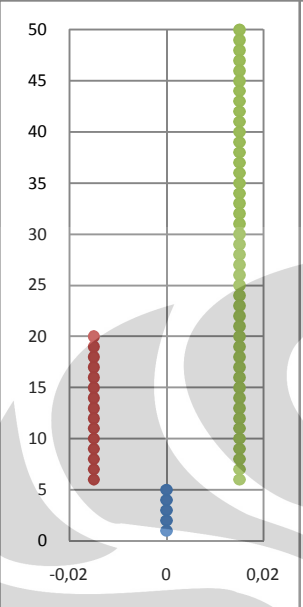
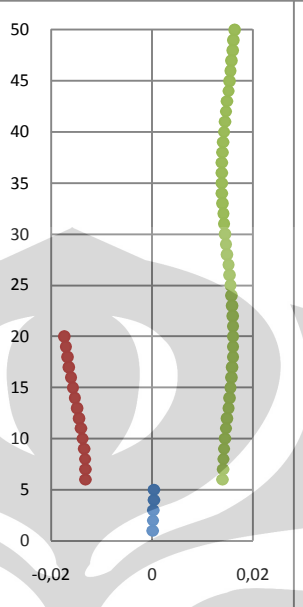
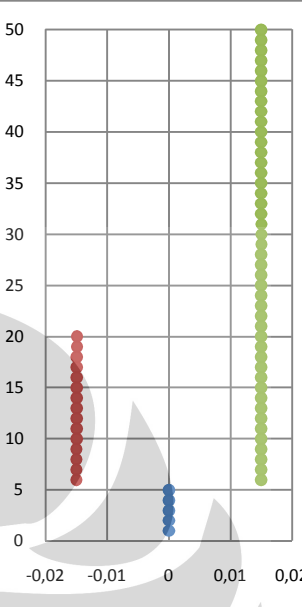


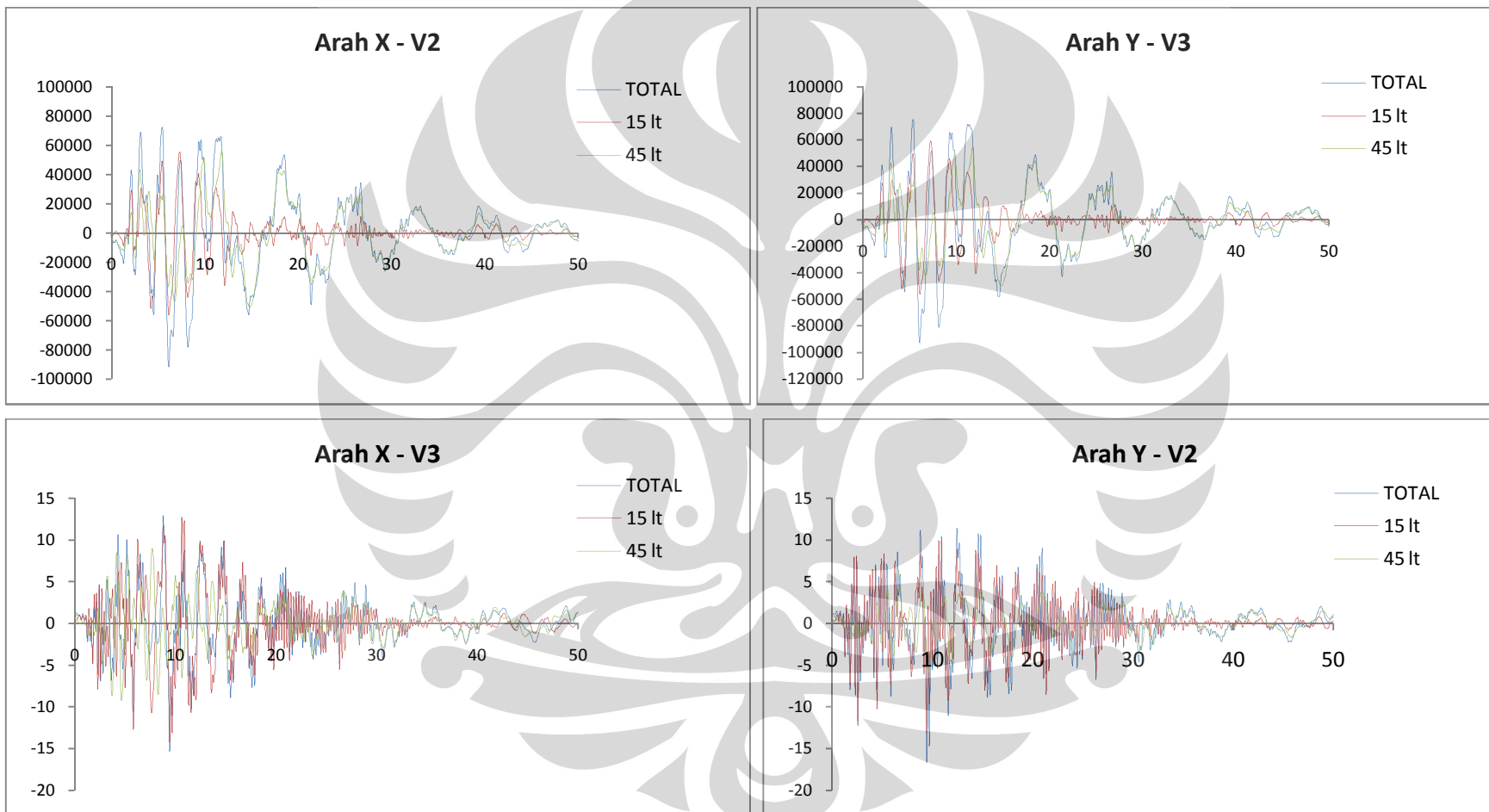
Snapshot Time History Animation struktur tipe 1B (arah X dan arah Y)

Tipe 1C – tower beda tinggi 30 lt.

MODE	1		
MODE SHAPE	UX	UY	RZ
T (s)	7,25528		
EMF total	0	16,01233	0
EMF - P	0	0,007091	0
EMF - TL	0	0,015554	0
EMF - TR	0	77,4455	0
MODE	2		
MODE SHAPE	UX	UY	RZ
T (s)	7,230639		
EMF total	16,01233	0	0
EMF - P	7,09E-05	0	0

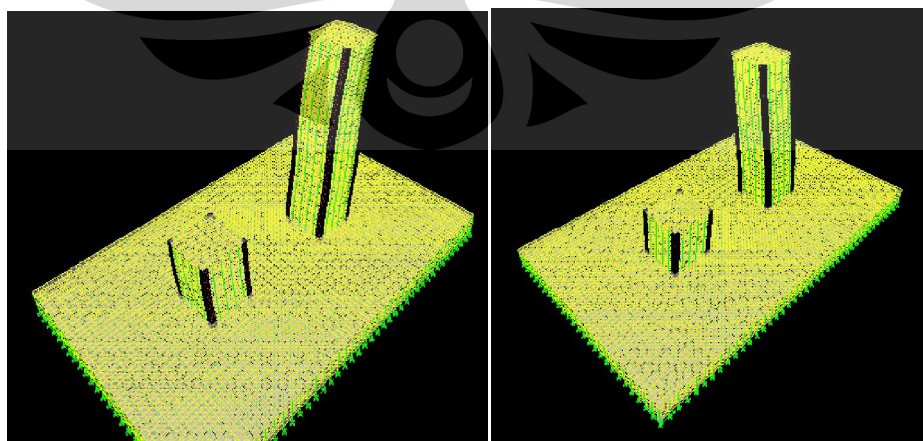
(lanjutan)

EMF - TL	0,771234	0	0	
EMF - TR	0,000245	0	0	
MODE	12			
MODE SHAPE	UX	UY	RZ	
				
	T (s)	0,920174		
	EMF total	0	1,632022	0,003161
EMF - P	0	2,10738	0,005268	
EMF - TL	0	0,000892	4,64E-05	
EMF - TR	0	0,002405	0,001311	





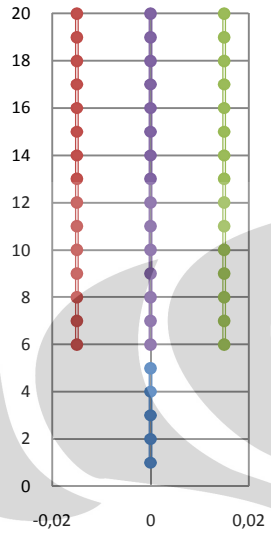
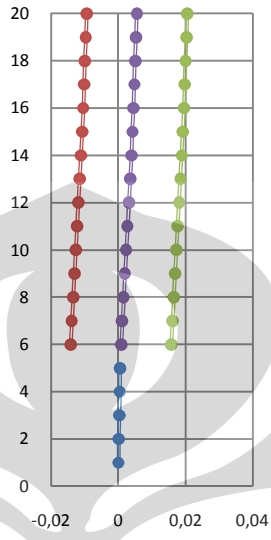
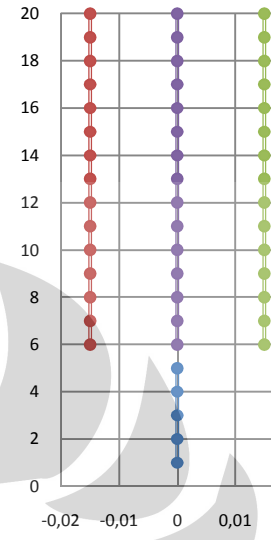
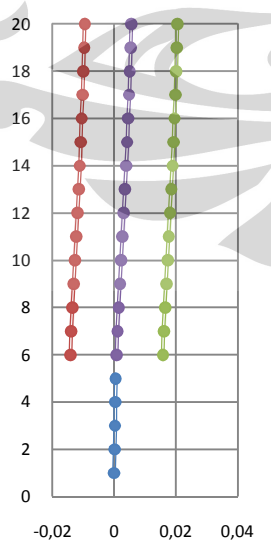
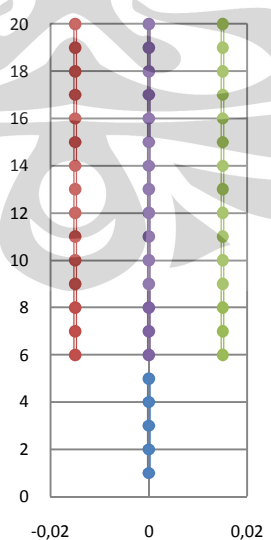
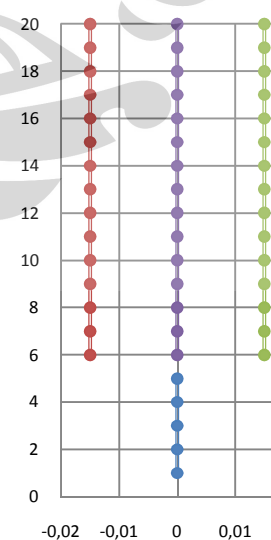
Gaya geser struktur tipe IC - arah X dan arah Y (dlm kN)



Snapshot Time History Animation struktur tipe IC (arah X dan arah Y)

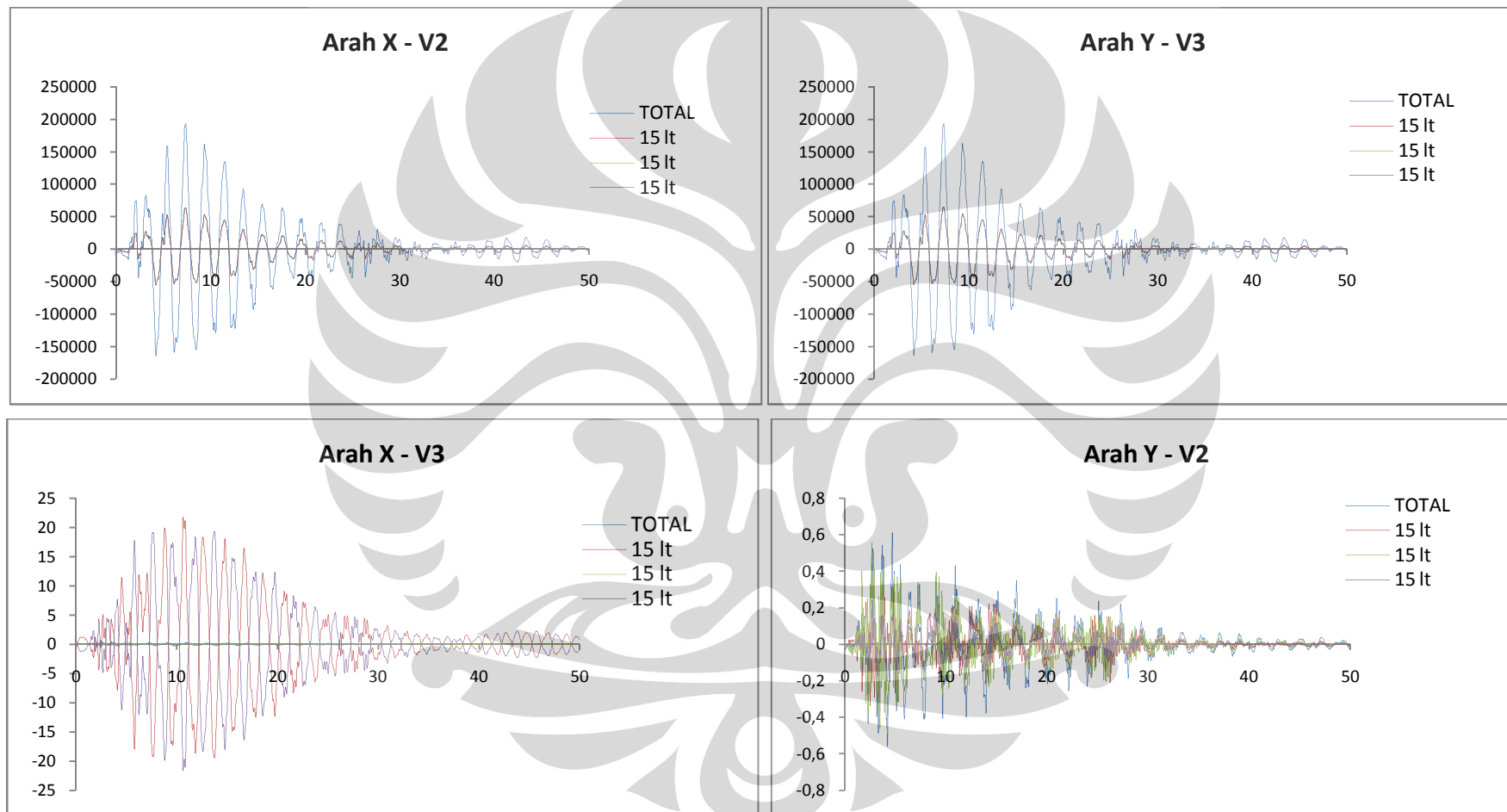
Model tipe 2 : struktur podium dengan 3 tower

Tipe 2A – tower sama tinggi

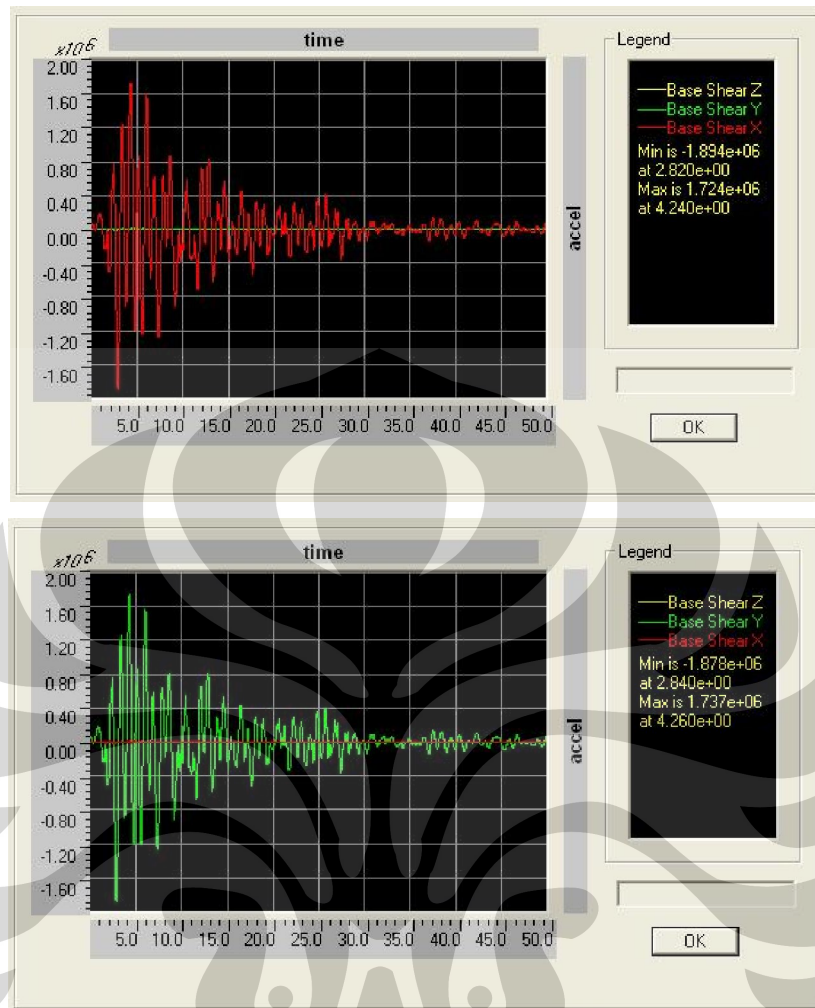
MODE	1		
	UX	UY	RZ
MODE SHAPE			
T (s)	2,023314		
EMF total	0	24,91884	0
EMF - P	0	2,369846	0
EMF - TL	0	26,69728	0
EMF - TT	0	26,69728	0
EMF - TR	0	26,69728	0
MODE	2		
	UX	UY	RZ
MODE SHAPE			
T (s)	2,019668		
EMF total	24,91884	0	0

(lanjutan)

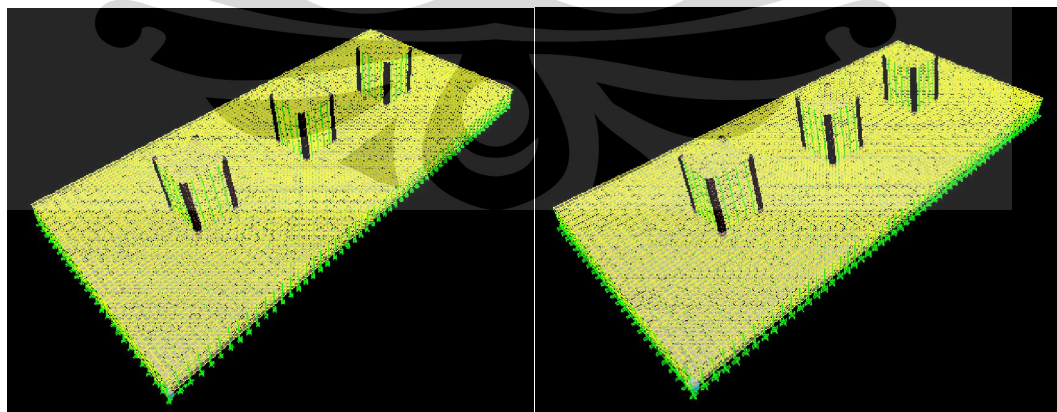
EMF - P	0,023698	0	0	
EMF - TL	0,266973	0	0	
EMF - TT	0,266973	0	0	
EMF - TR	0,266973	0	0	
MODE	3			
MODE SHAPE	UX	UY	RZ	
	T (s)			1,928089
	EMF total	0	-7,7E-32	7,47E-05
EMF - P	0	0	0	
EMF - TL	0	38,96716	0,000156	
EMF - TT	0	0	0,000156	
EMF - TR	0	0	0,000156	



(lanjutan)



Gaya geser struktur tipe 2A - arah X dan arah Y (dln kN)

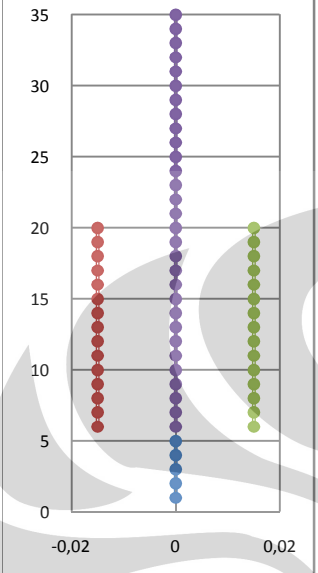
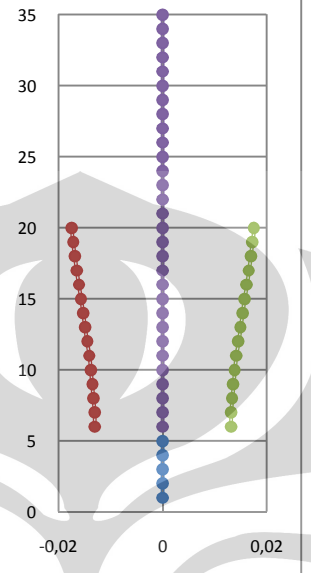
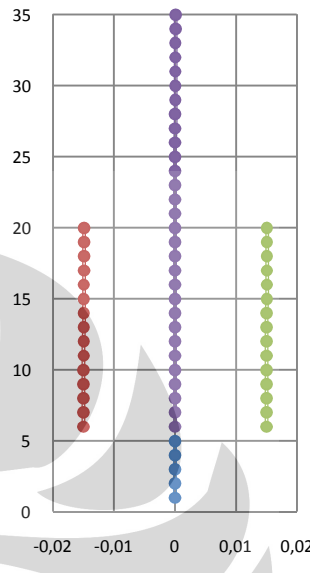


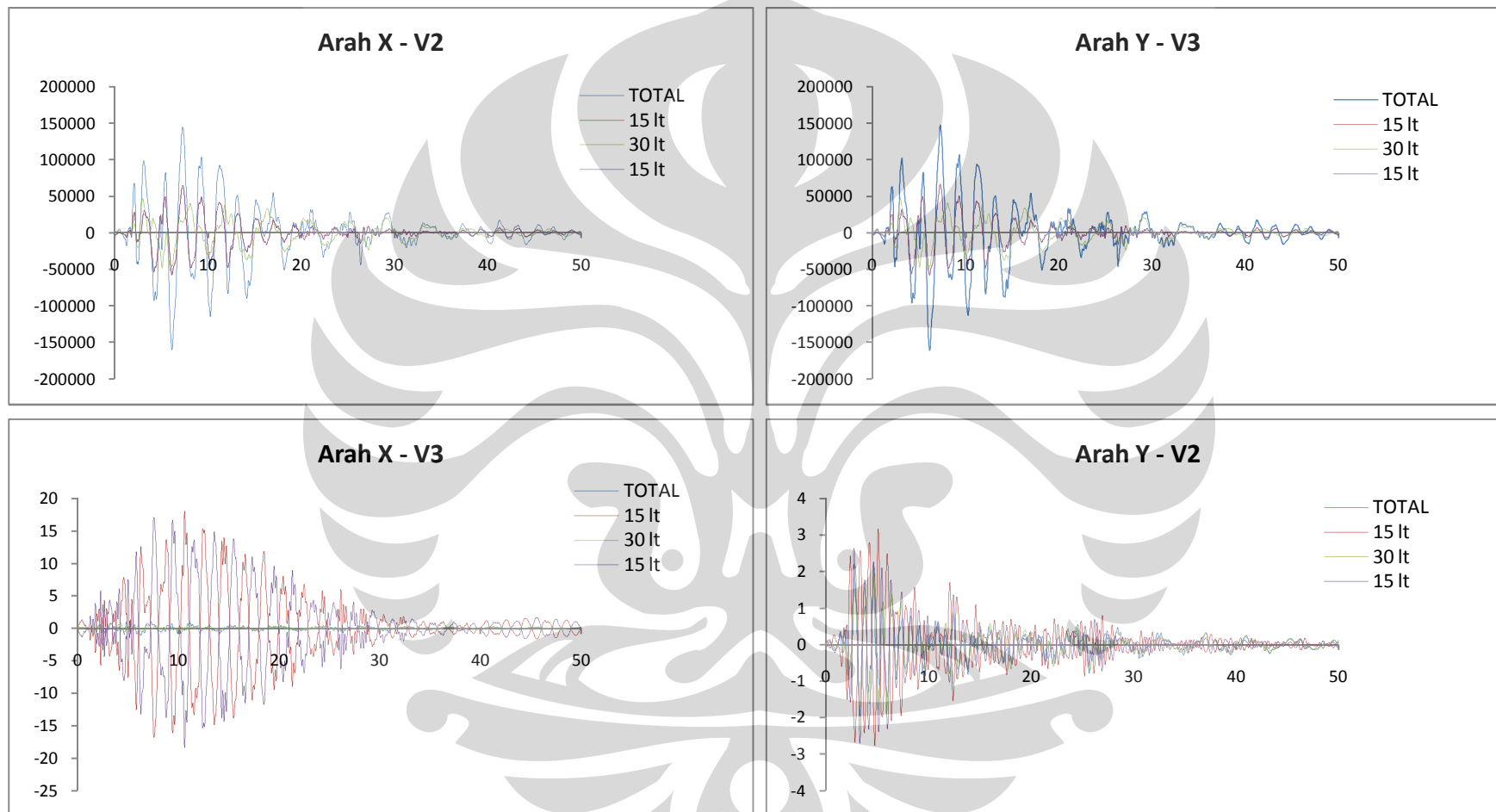
Snapshot Time History Animation struktur tipe 2A (arah X dan arah Y)

Tipe 2B – 2 tower 15 lt dan 1 tower 30 lt.

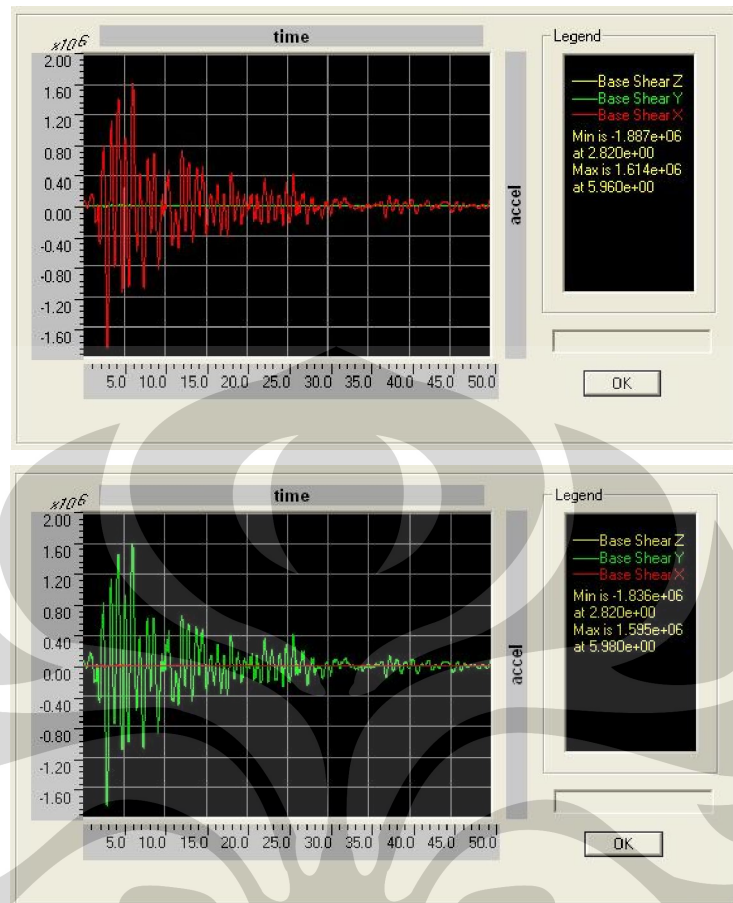
MODE	1		
MODE SHAPE	UX	UY	RZ
	T (s) 4.342318		
	EMF total	0	9.457258
EMF - P	0	0.052671	0
EMF - TL	0	0.05702	0
EMF - TT	0	76.07098	0
EMF - TR	0	0.05702	0
MODE	2		
MODE SHAPE	UX	UY	RZ
	T (s) 4.341281		
	EMF total	9.427792	0
EMF - P	0.000527	0	0

(lanjutan)

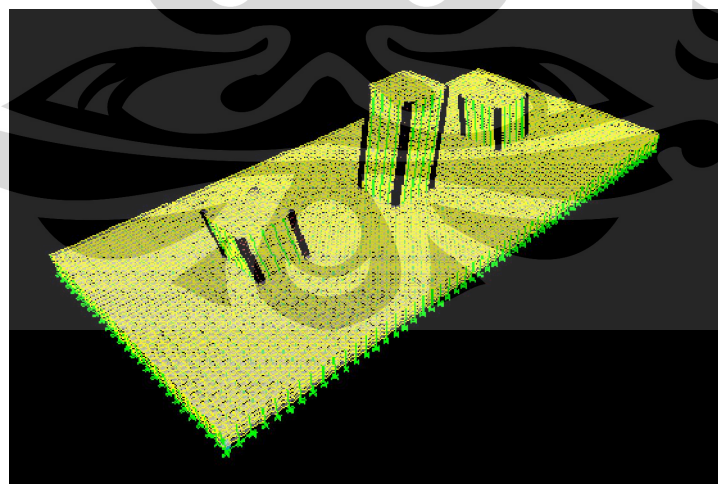
EMF - TL	0.000521	0	0
EMF - TT	0.76071	0	0
EMF - TR	0.000521	0	0
MODE	12		
MODE SHAPE	UX	UY	RZ
			
	T (s) 0.917134		
	EMF total	0	0
EMF - P	0	0	0.003477
EMF - TL	0	0.000494	0.000685
EMF - TT	0	0	0.000629
EMF - TR	0	0.000494	0.000742



(lanjutan)

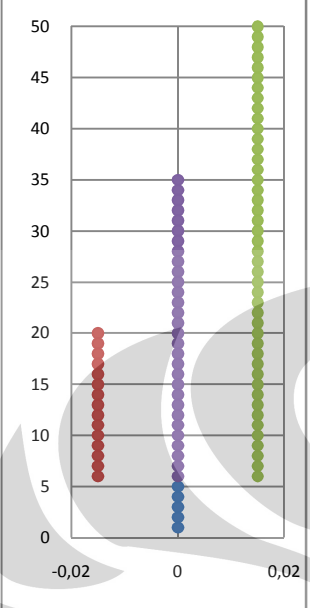
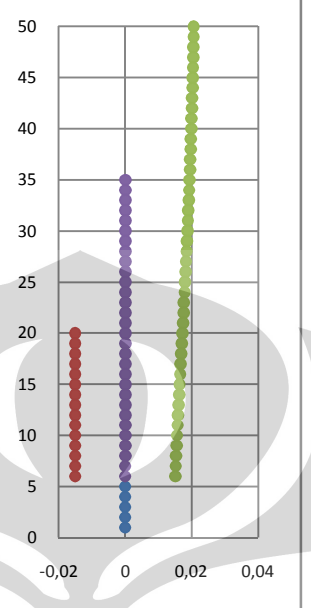
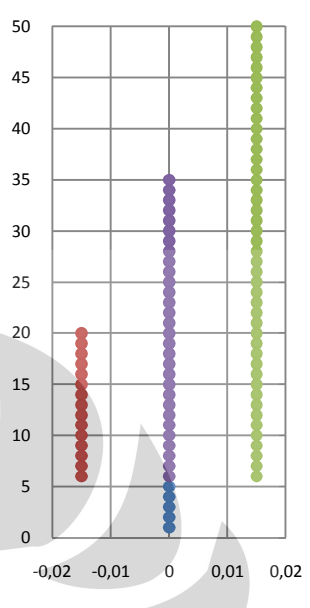
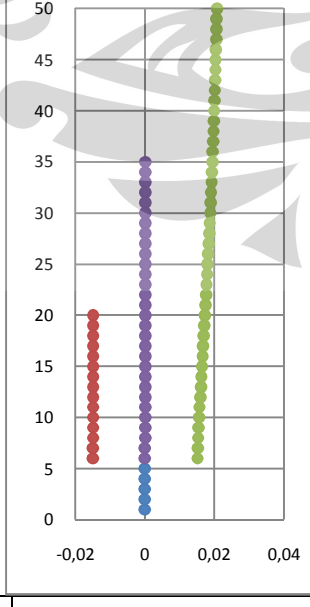
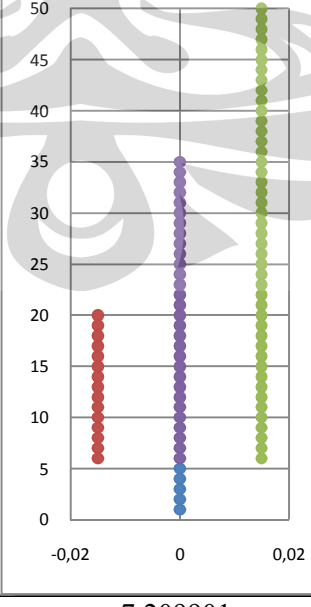
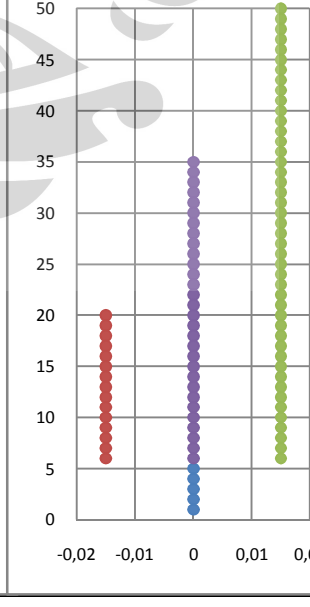


Gaya geser struktur tipe 2B - arah X dan arah Y (dlm kN)

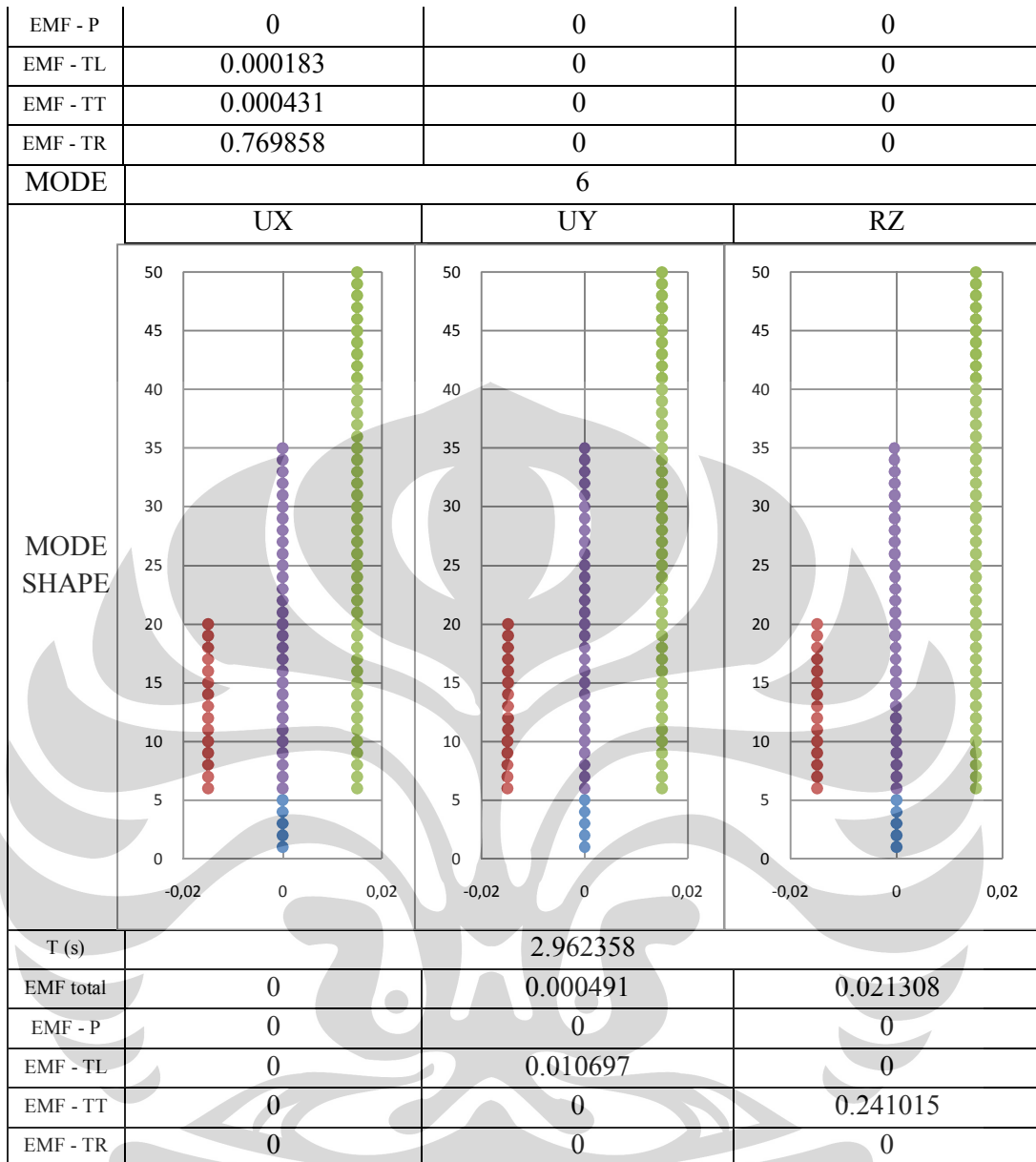


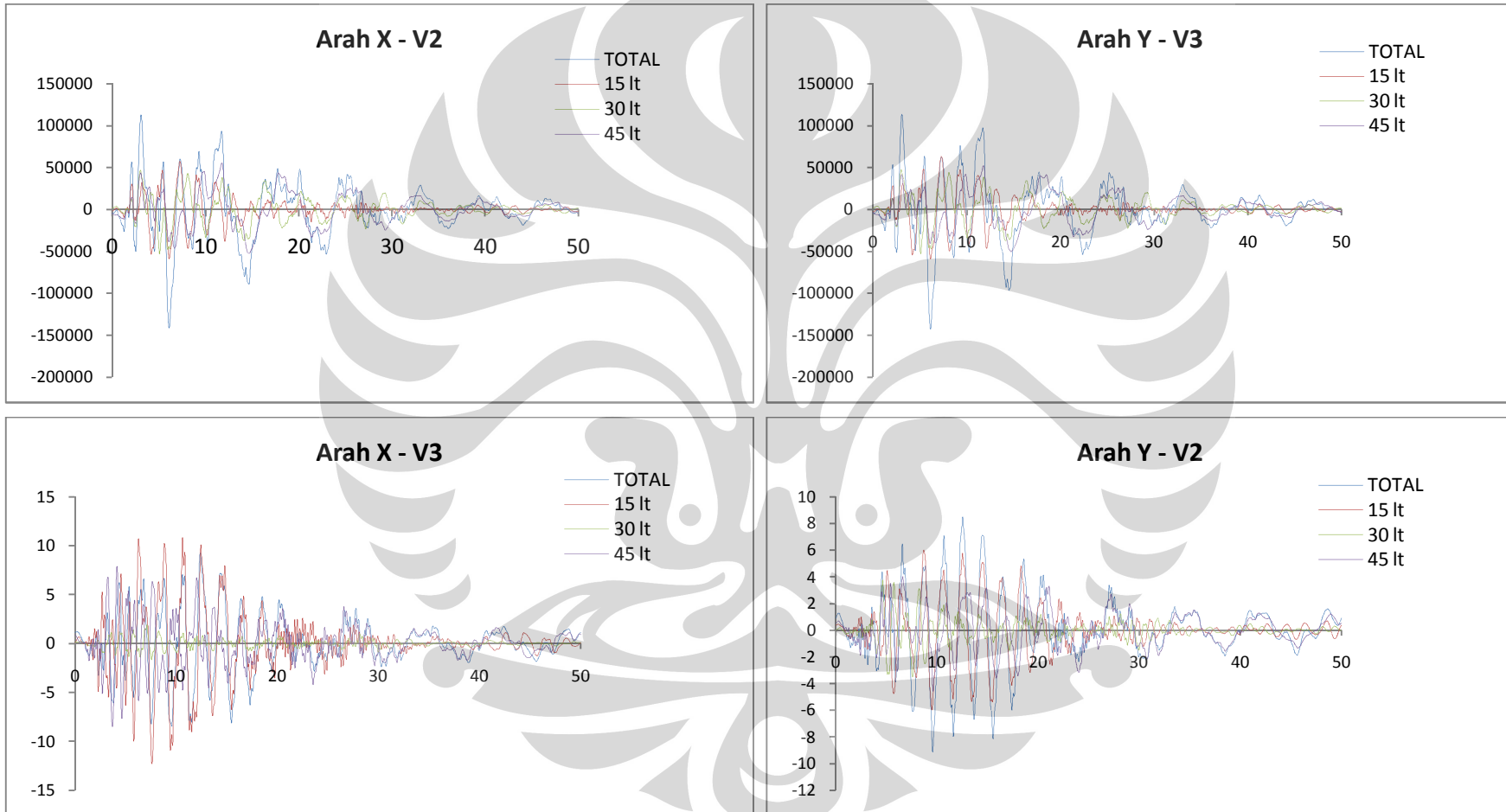
Snapshot Time History Animation struktur tipe 2B (Gempa arah x)

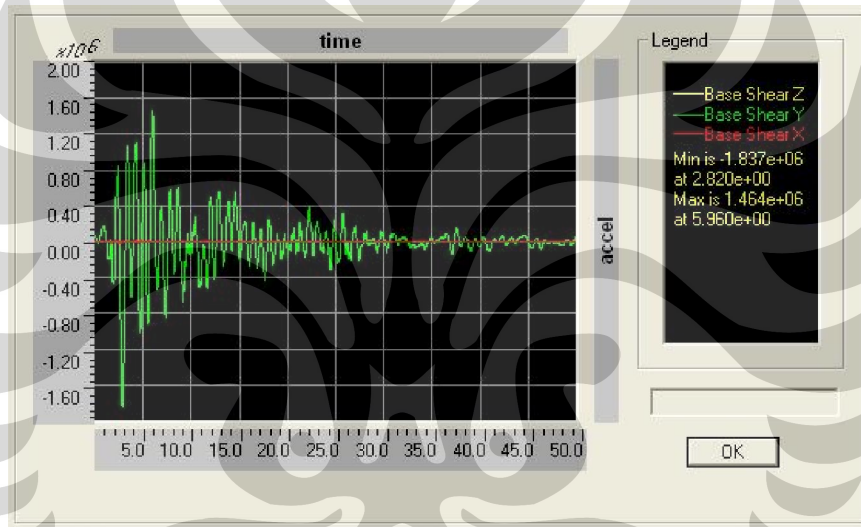
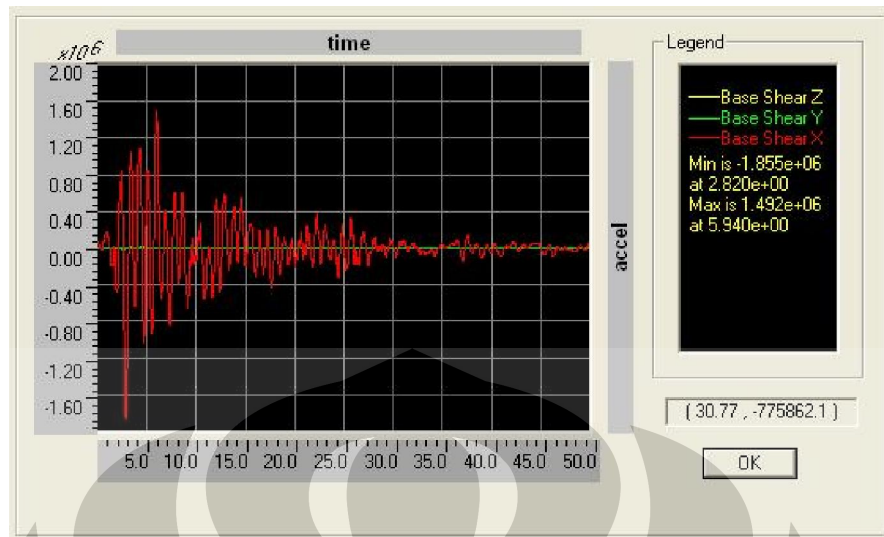
Tipe 2C – 1 tower 15 lt. 1 tower 30 lt. dan 1 tower 45 lt.

MODE	1		
	UX	UY	RZ
MODE SHAPE			
T (s)	7.25297		
EMF total	0	11.17859	0
EMF - P	0	0	0
EMF - TL	0	0	0
EMF - TT	0	0.043106	0
EMF - TR	0	77.23069	0
MODE	2		
	UX	UY	RZ
MODE SHAPE			
T (s)	7.209901		
EMF total	11.33823	0	0

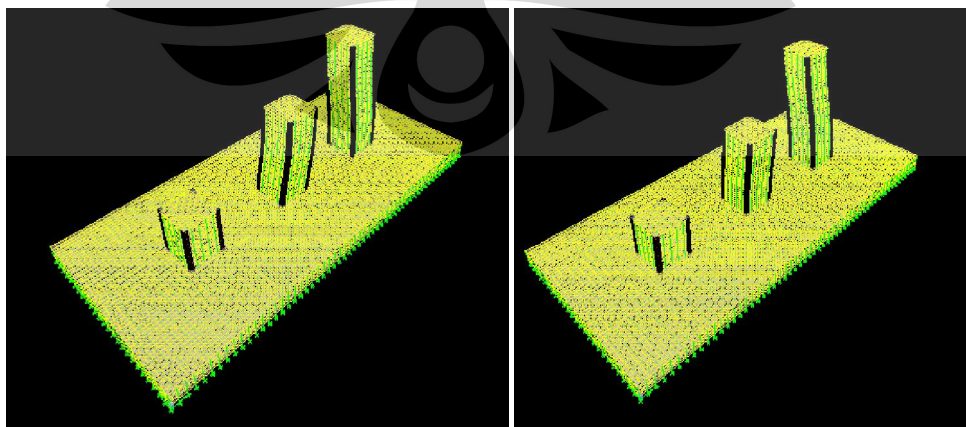
(lanjutan)







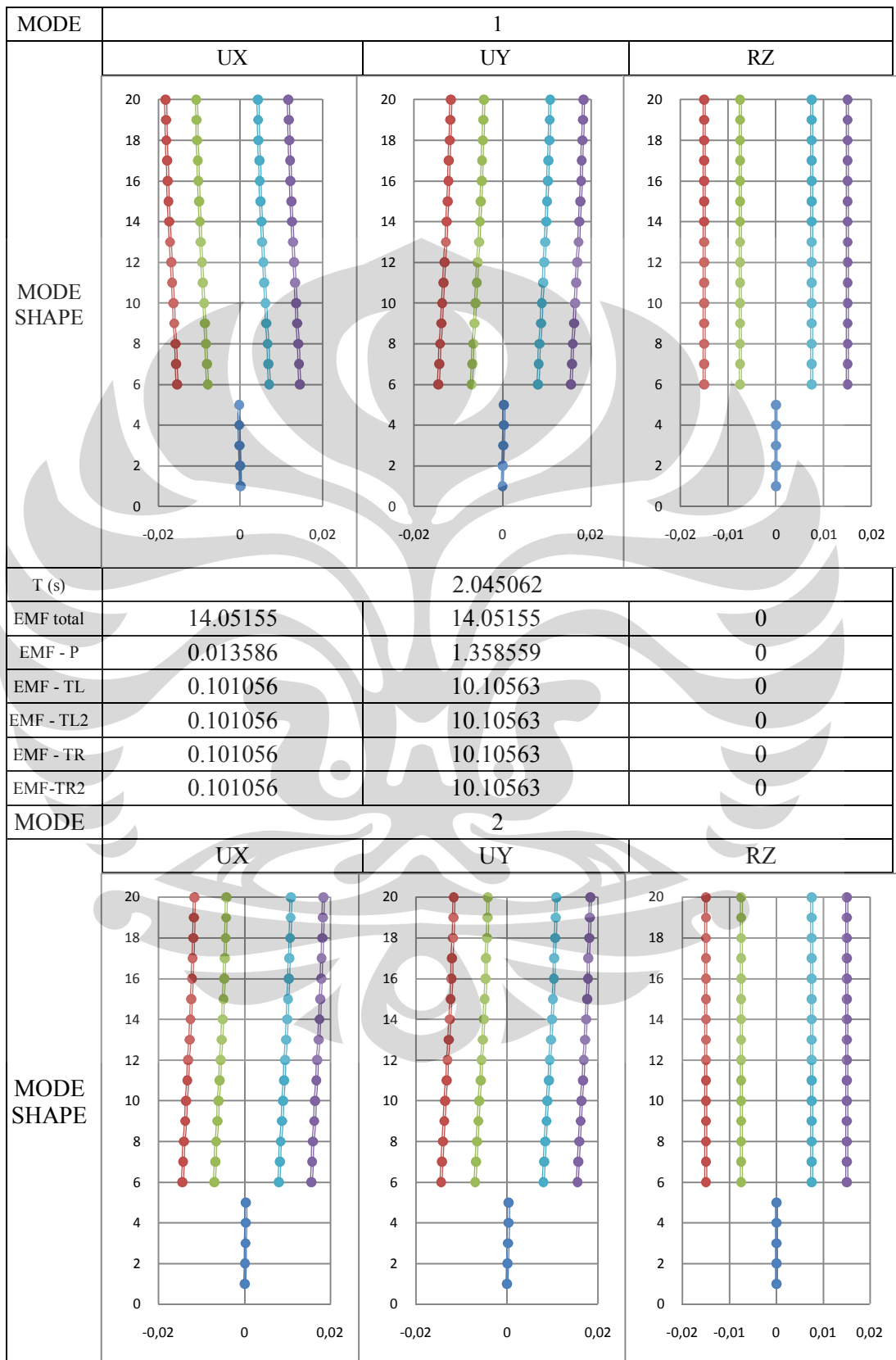
Gaya geser struktur tipe 2C - arah X dan arah Y (dln kN)

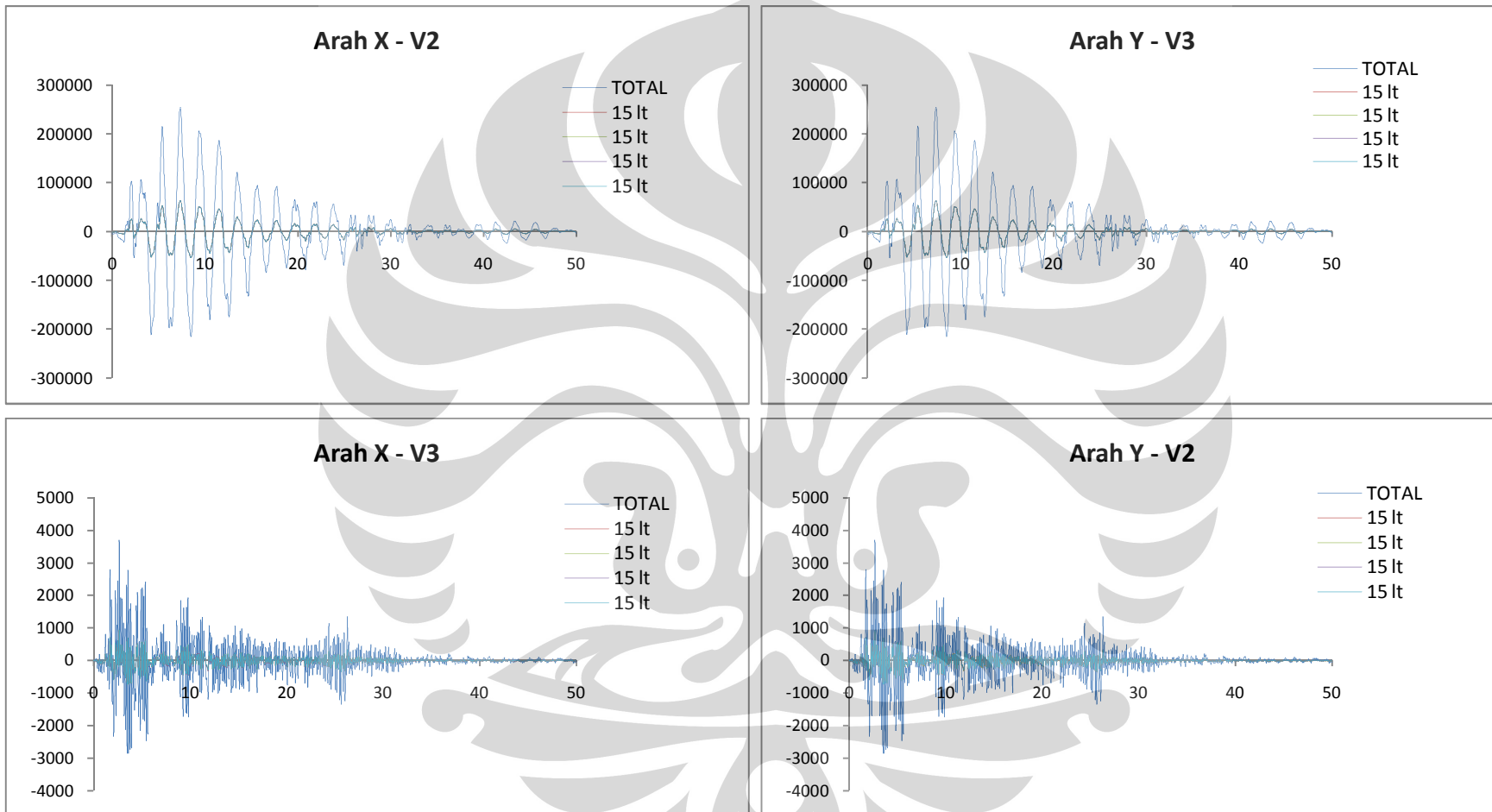


Snapshot Time History Animation struktur tipe 2C (arah X dan arah Y)

Model tipe 3 : struktur podium dengan 4 tower

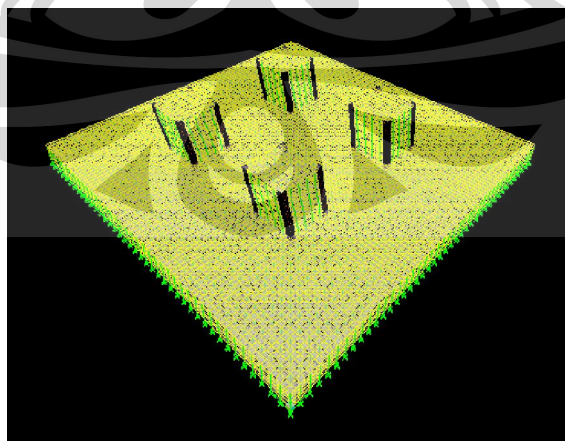
Tipe 3A – tower sama tinggi





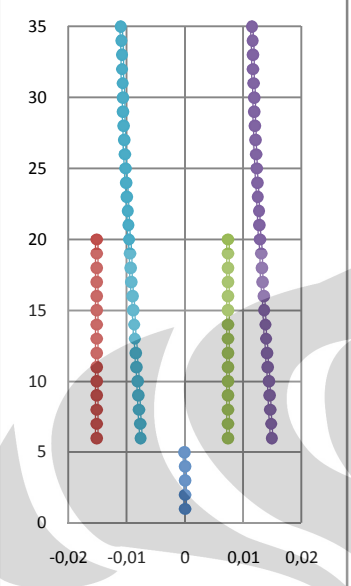
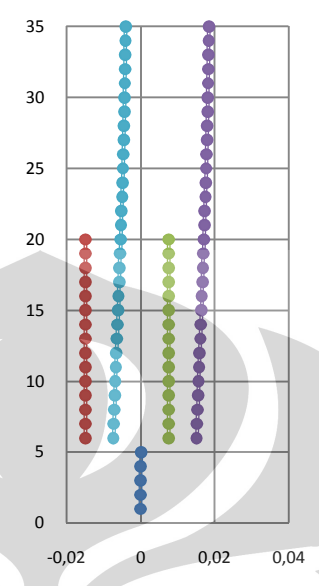
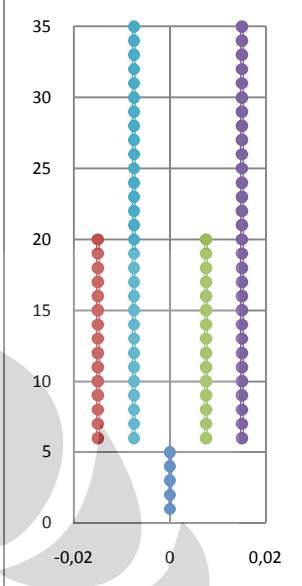
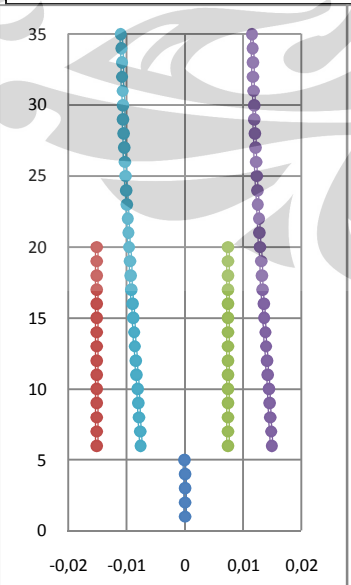
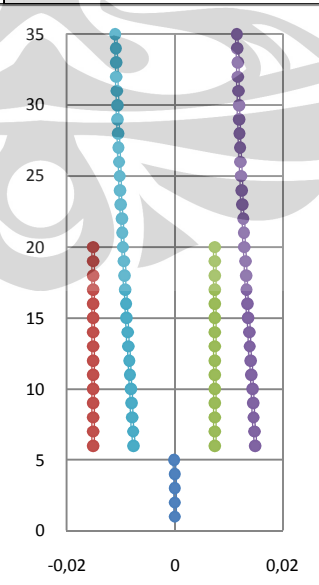
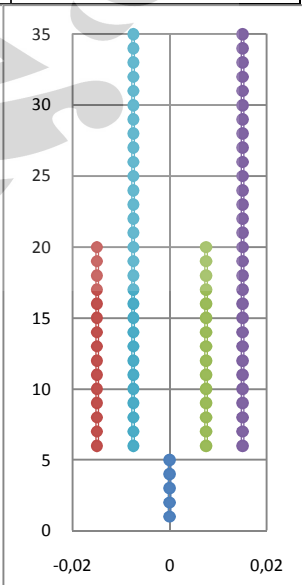


Gaya geser struktur tipe 3A (arah X dan arah Y)



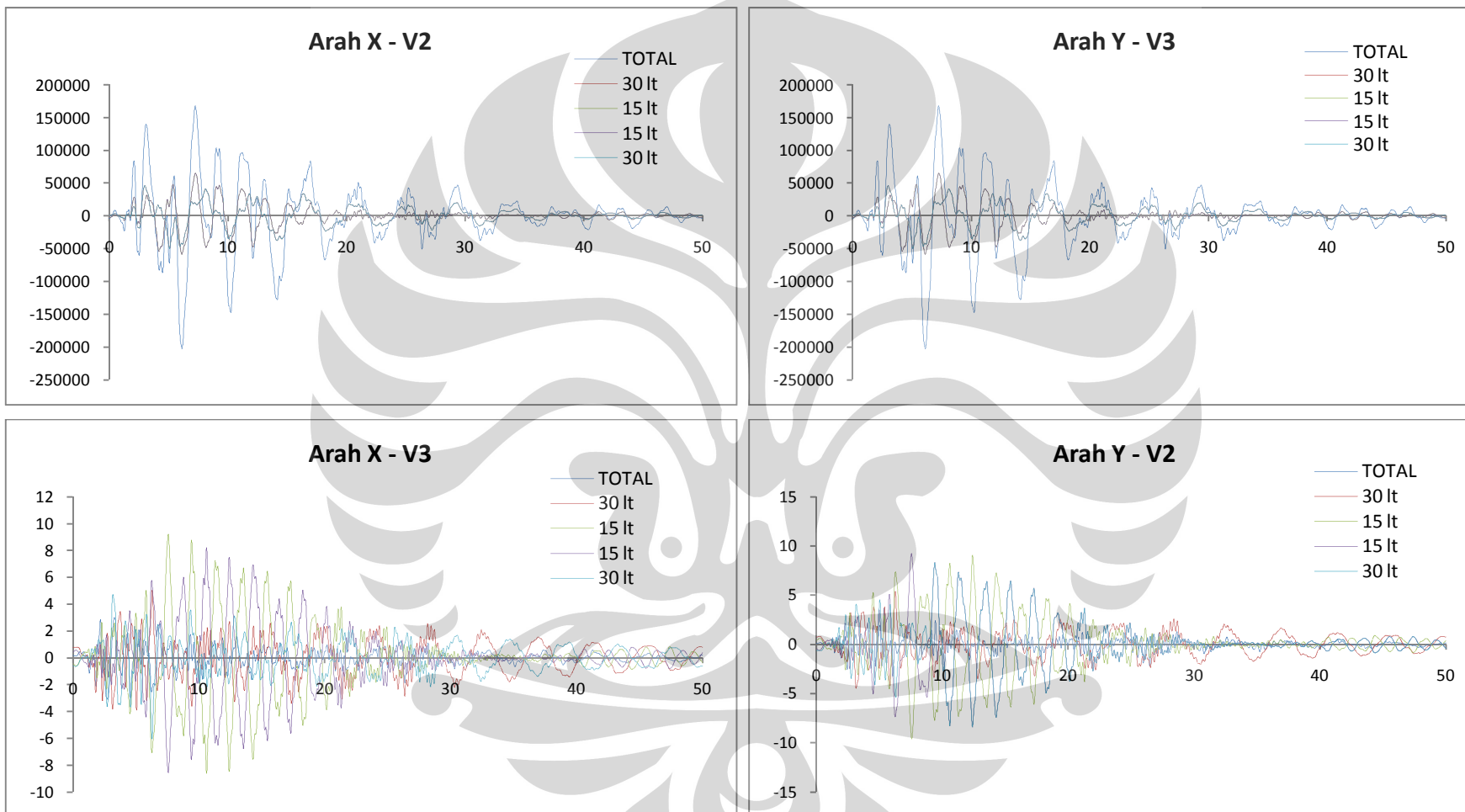
Snapshot Time History Animation struktur tipe 3A (arah X)

Tipe 3B – 2 tower 15 lt dan 2 tower 30 lt.

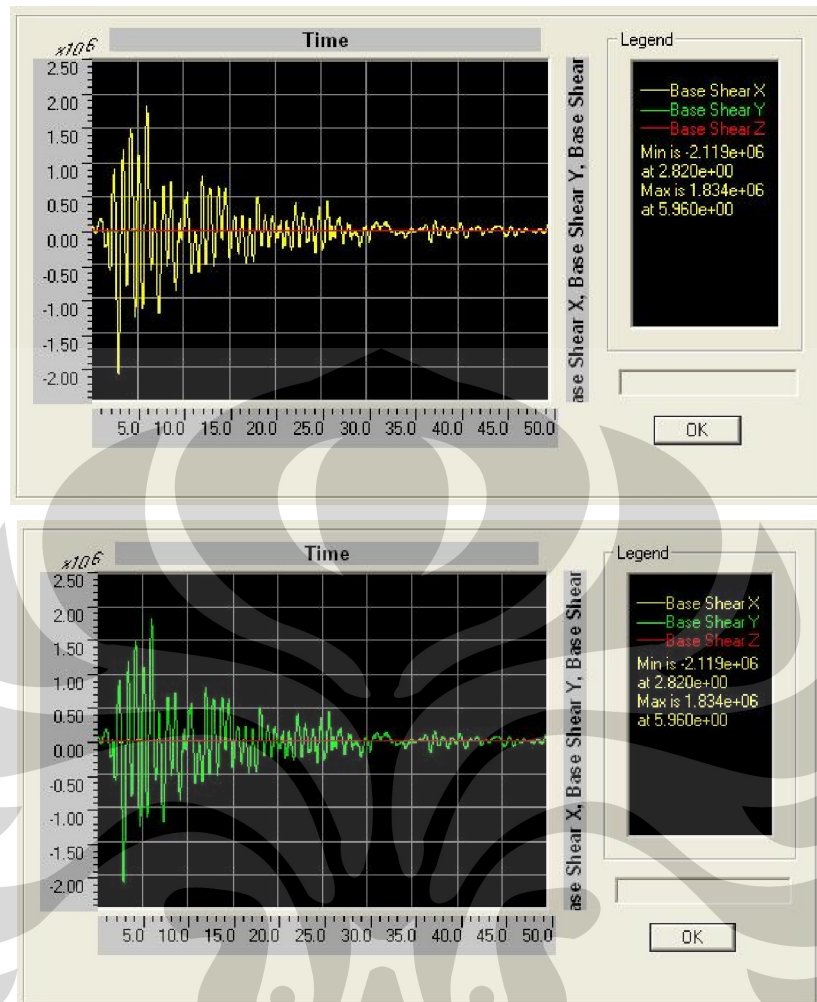
MODE	1		
	UX	UY	RZ
MODE SHAPE			
T (s)	4,382147		
EMF total	7,263357	7,263357	0
EMF - P	0,000114	0,011429	0
EMF - TL	0,000245	0,024539	0
EMF - TL2	0	0	0
EMF - TR	0,193964	19,39639	0
EMF - TR2	49551,81	49551,81	49551,81
MODE	2		
	UX	UY	RZ
MODE SHAPE			
T (s)	4,382142		

(lanjutan)

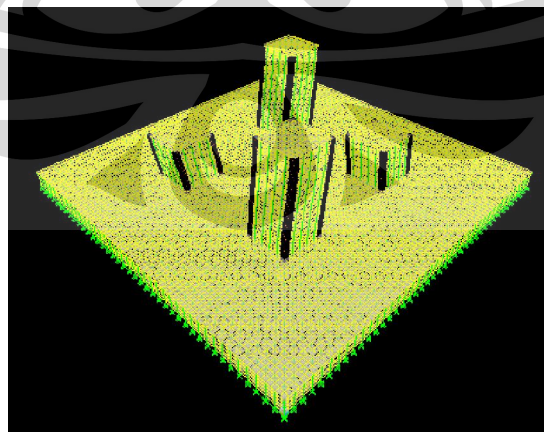
EMF total	7,263357	7,263357	0
EMF - P	0,000114	0,011429	0
EMF - TL	0,000245	0,024539	0
EMF - TL2	0	0	0
EMF - TR	0,193964	19,39639	0
EMF - TR2	49551,81	49551,81	49551,81
MODE	3		
MODE SHAPE	UX	UY	RZ
	T (s)		
	4,325469		
EMF total	0,000165	0,000165	0
EMF - P	0	0	0
EMF - TL	0,000107	0,010697	0
EMF - TL2	0	0	0
EMF - TR	0,191321	19,1321	0
EMF - TR2	49551,81	49551,81	49551,81



(lanjutan)



Gaya geser struktur tipe 3B (arah X dan arah Y)



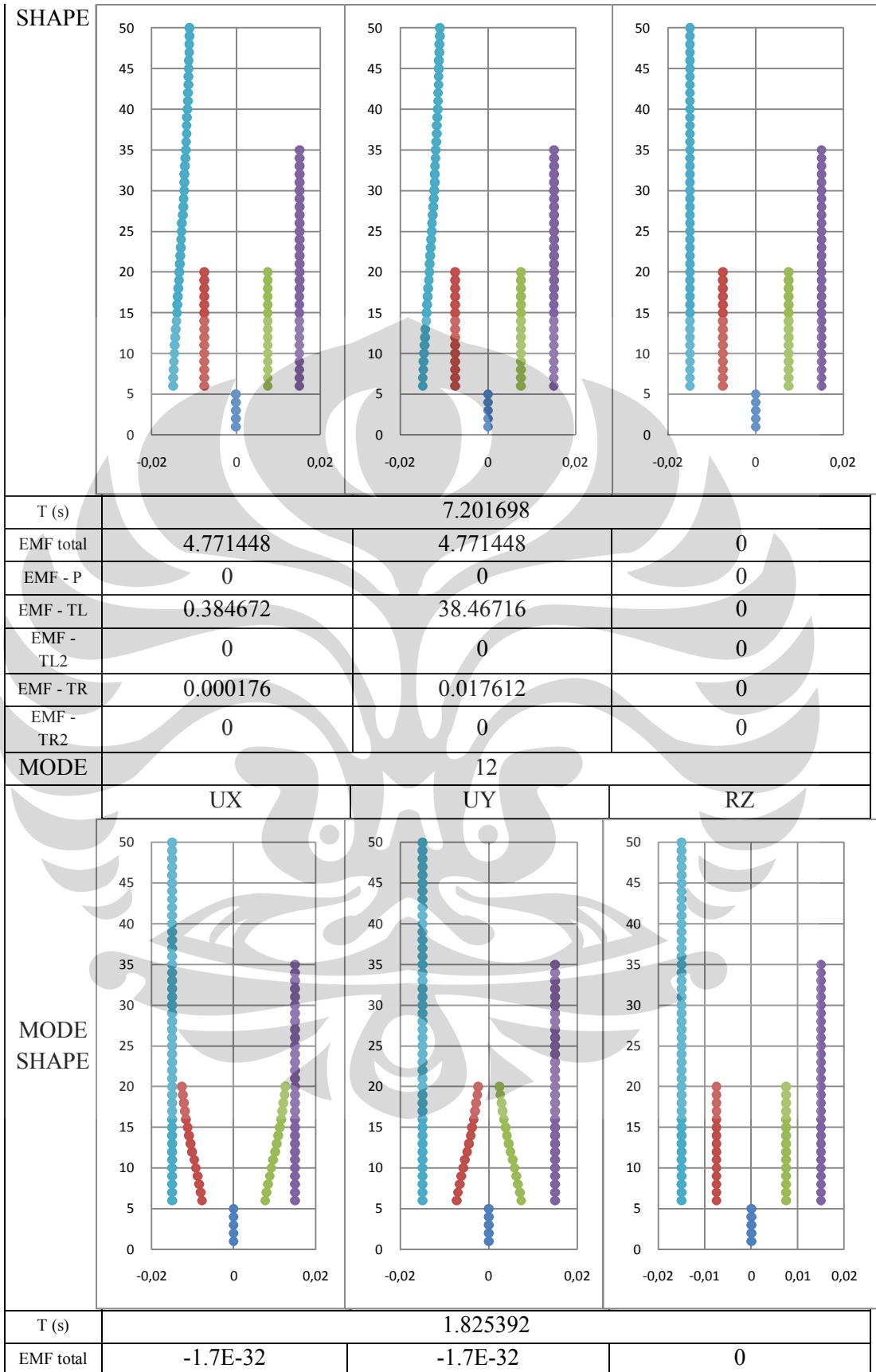
Snapshot Time History Animation struktur tipe 3B (arah X)

(lanjutan)



Tipe 3C – 2 tower 15 lt. 1 tower 30 lt. dan 1 tower 45 lt.

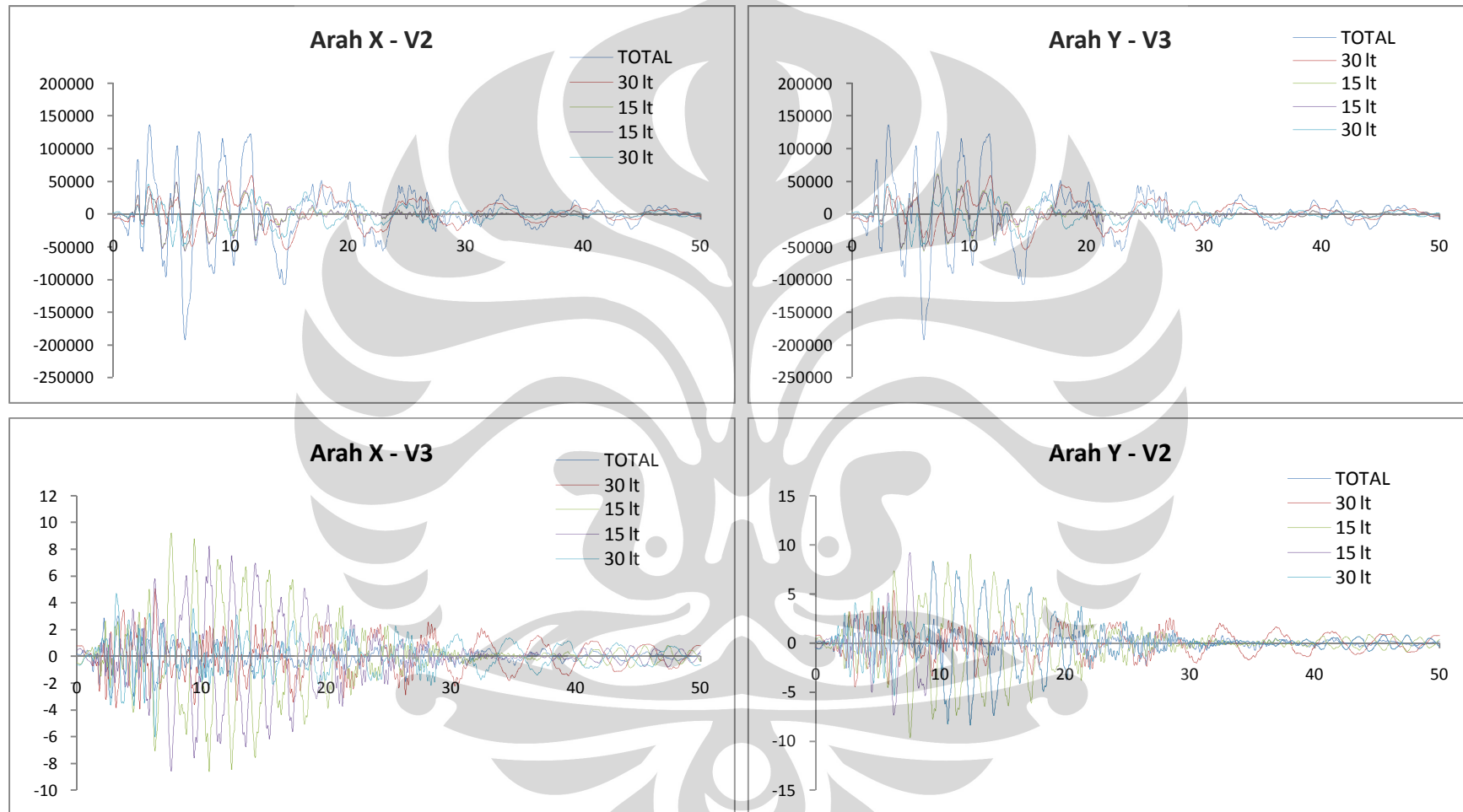
MODE	1			
	UX	UY	RZ	
MODE SHAPE				
	T (s)	7.221878		
	EMF total	4.707024	4.707024	0
EMF - P	0	0	0	
EMF - TL	0.386188	38.61881	0	
EMF - TL2	0	0.008609	0	
EMF - TR	0	0	0	
EMF - TR2	8.61E-05	0	0	
MODE	2			
MODE	UX	UY	RZ	



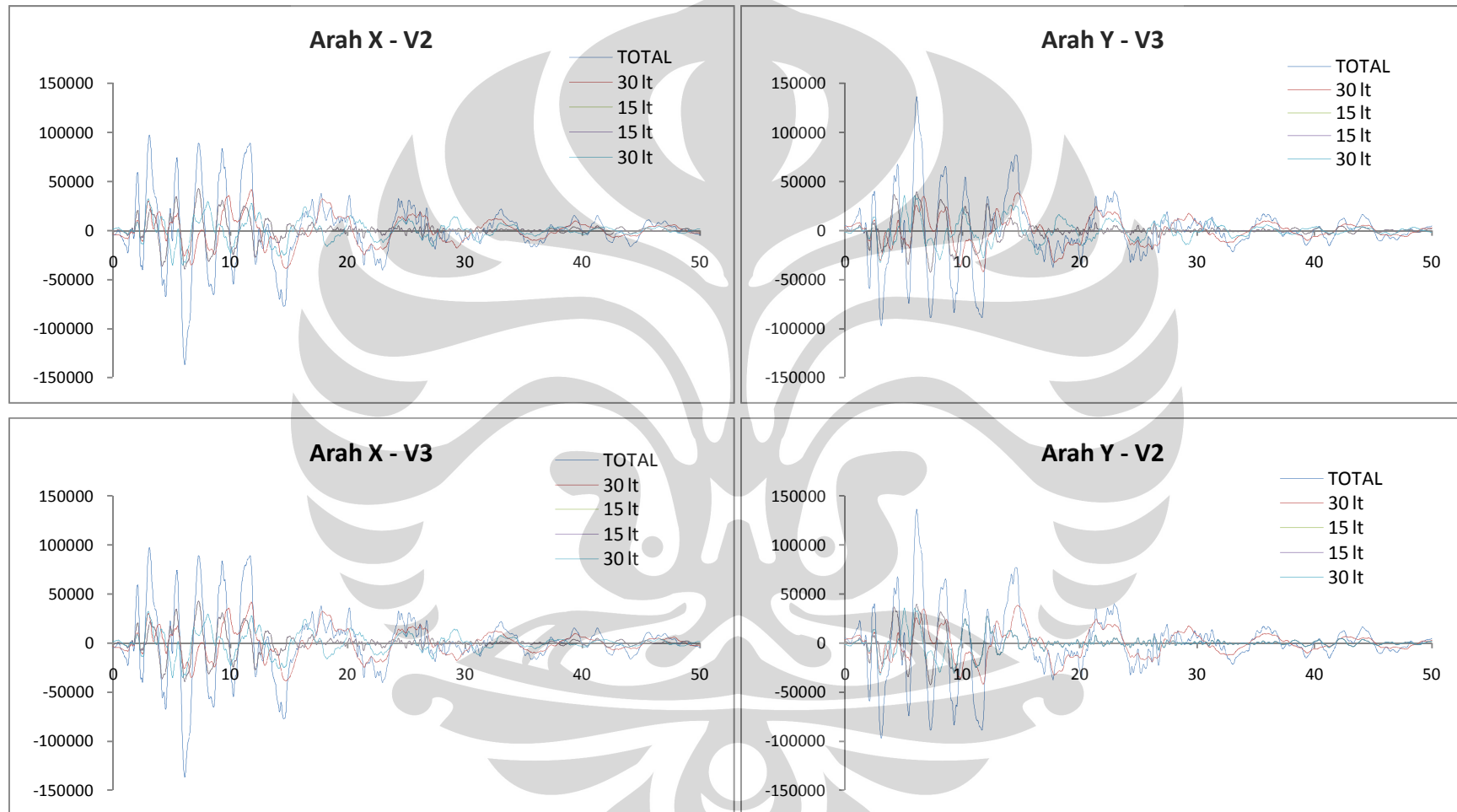
(lanjutan)

EMF - P	0	0	0
EMF - TL	0	0	0
EMF - TL2	0.190971	19.09711	0
EMF - TR	0	0	0
EMF - TR2	0.190971	19.09711	0

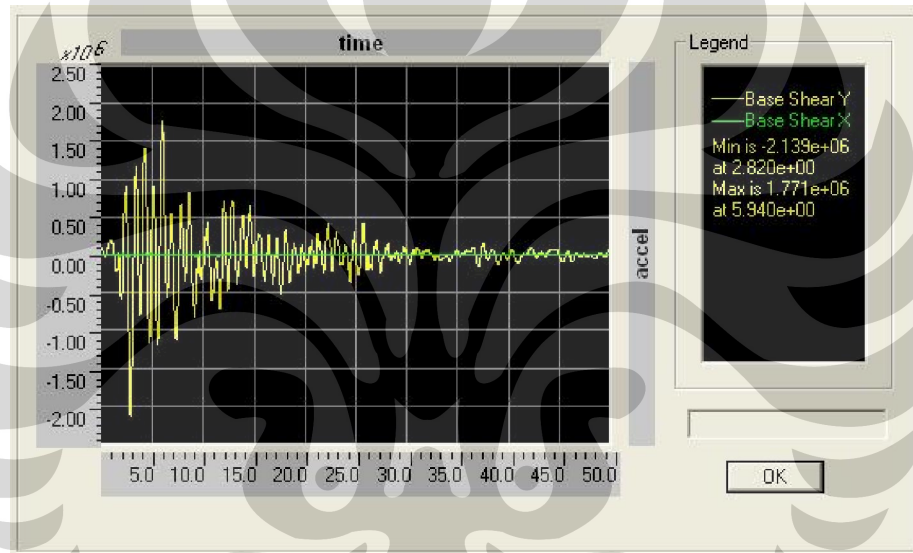
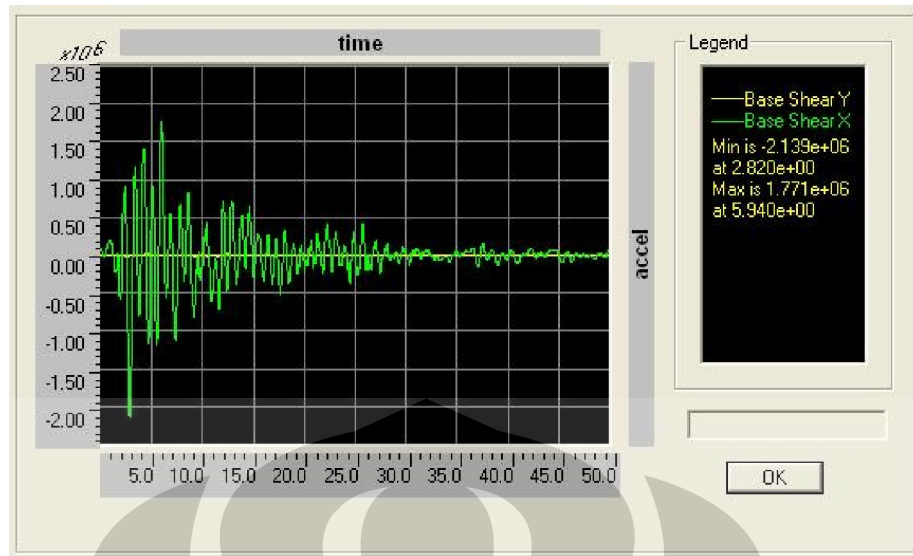




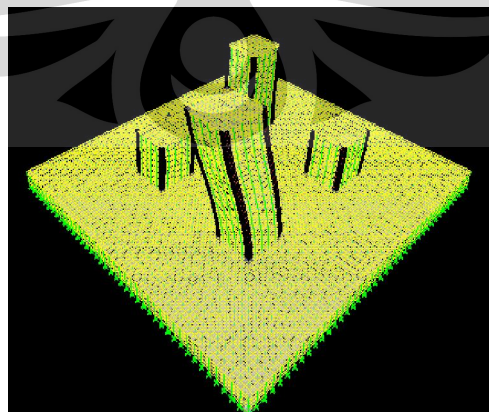
Gaya geser struktur tipe 3C (arah X dan arah Y)



Gaya geser struktur tipe 3C (arah 45⁰ sb X)



Gaya geser struktur tipe 3C (arah X dan arah Y)



Snapshot Time History Animation struktur tipe 3C (arah X)