

TUGAS AKHIR

**KINERJA STRUKTUR BETON SRPMK YANG DIDESAIN
BERDASARKAN SNI 1726 : 2012 DAN SNI 2847 : 2013
BILA MENGALAMI GEMPA BERULANG**

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat-Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

Disusun Oleh:

MUHAMMAD TARUNA
1307210248



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2017**

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Muhammad Taruna

NPM : 1307210248

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Kinerja Struktur Beton SRPMK Yang Didesain Berdasarkan SNI 1726 : 2012 Dan SNI 2847 : 2013 Bila Mengalami Gempa Berulang

Bidang ilmu : Struktur.

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, 29 September 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II / Penguji

Dr. Ade Faisal

Bambang Hadibroto, ST, MT

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II / Penguji

Tondi Amirsyah Putera , ST, MT

Dr. Fahrizal Zulkarnain

Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Muhammad Taruna

Tempat /Tanggal Lahir: Tanjung Pura / 07 Agustus 1995

NPM : 1307210248

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil

menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

“Kinerja Struktur Beton SRPMK Yang Didesain Berdasarkan SNI 1726 : 2012 Dan SNI 2847 : 2013 Bila Mengalami Gempa Berulang”,

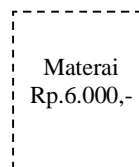
bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinal dan otentik.

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/kesarjanaan saya.

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, 29 September 2017

Saya yang menyatakan,



Muhammad Taruna

ABSTRAK

KINERJA STRUKTUR BETON SRPMK YANG DIDESAIN BERDASARKAN SNI 1726 : 2012 DAN SNI 2847 : 2013 BILA MENGALAMI GEMPA BERULANG (STUDI LITERATUR)

Muhammad Taruna
1307210248
Dr. Ade Faisal
Bambang Hadibroto, ST, MT

Gempa bumi merupakan fenomena alam yang disebabkan oleh adanya pelepasan energi regangan elastis batuan pada litosfir. Semakin besar energi yang dilepas semakin kuat gempa yang terjadi. Indonesia khususnya Kota Banda Aceh merupakan wilayah yang rawan gempa, sehingga bangunan bertingkat dapat mengalami kehancuran baik dalam kategori ringan, kecil, sedang, parah bahkan hancur total. Bangunan mengalami kehancuran karena jenis gempa yang bisa saja terjadi secara ringan, sedang maupun besar dan terjadi secara berulang. Untuk bangunan yang bila mengalami gempa berulang, tentunya kehancuran struktur akan semakin tinggi. Oleh karena itu perlu adanya perencanaan struktur beton bertulang dengan sistem yang tahan terhadap gempa berulang. Dalam tugas akhir ini terdapat 4 model struktur dengan jumlah lantai yang berbeda dan sistem struktur yang sama yaitu SRPMK. Semua input beban, dan spesifikasi material adalah sama dan dimensi struktur masing-masing berbeda. Untuk gedung yang pertama memiliki tinggi 18 m (5 lantai), yang kedua memiliki tinggi 35,5 m (10 lantai), yang ketiga memiliki tinggi 53 m (15 lantai), dan yang keempat memiliki tinggi 70,5 m (20 lantai). Analisis yang digunakan adalah Respon Spektrum sebagai tahap desain dan Nonlinear sebagai tahap evaluasi, dengan alat bantu software Program Analisa Struktur, dan RUAUMOKO2D versi 04. Berdasarkan hasil analisis dari keempat model gedung, didapat simpangan antar tingkat maksimum pada model satu sebesar 113,5 m, model 2 sebesar 24622,9 m, model 3 sebesar 411,6 m, dan pada model 4 sebesar 227,7 m. Dari hasil analisis yang dilakukan menunjukkan bahwa keempat model memiliki nilai simpangan antar tingkat melebihi batas izin dan memberikan efek kehancuran yang sangat parah/runtuh pada struktur bangunan dan tidak bisa diperbaiki.

Kata kunci: Gempa bumi, gempa berulang, sistem struktur.

ABSTRACT

PERFORMANCE OF SMRFS CONCRETE STRUCTURES DESIGNED BASED ON SNI 1726 : 2012 AND SNI 2847 : 2013 WHEN THE REPEATED EARTHQUAKES (LITERATURE STUDY)

Muhammad Taruna
1307210248
Dr. Ade Faisal
Bambang Hadibroto, ST, MT

Earthquakes are a natural phenomenon caused by the release of the elastic strain energy of rocks in the lithosphere. The greater the energy released the stronger the earthquake occurs. Indonesia, especially Banda Aceh City, is an earthquake prone area, so that multi-storey buildings can suffer destruction in the categories of light, small, medium, severe and even totally destroyed. Buildings are destroyed because of the type of earthquake that could happen lightly, medium or large and occur repeatedly. For buildings that when experiencing a recurrent earthquake, of course the destruction of the structure will be higher. Therefore it is necessary to have a reinforced concrete structure design with a system that is resistant to repeated earthquakes. In this final project there are 4 structural model with different number of floors and the same structure system that is SRPMK. All load inputs, and material specifications are the same and the dimensions of each structure are different. For the first building has a height of 18 m (5 floors), the second has a height of 35.5 m (10 floors), the third has a height 53 m (15 floors), and the fourth has a height of 70.5 m (20 floors) . Analyzer used is Spectrum Response as the design stage and and Nonlinear as evaluation phase, with software tool Structure Analysis Program, and RUAUMOKO2D version 04. Based on the analysis of the four building models, obtained the maximum inter-level deviation on the one model of 113.5 m , model 2 is 24622,9 m, model 3 is 411,6 m, and in model 4 is 227,7 m. From the results of the analysis show that the four models have the value of deviation between levels exceeds the permit limit and gives a very severe effect of destruction.

Keywords: earthquakes, earthquakes repeats, system of structure.

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Kinerja Struktur Beton Srpmk Yang Didesain Berdasarkan SNI 1726 : 2012 Dan SNI 2847 : 2013 Bila Mengalami Gempa Berulang” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terimakasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Dr. Ade Faisal selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Bambang Hadibroto, ST, MT selaku Dosen Pimbimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Tondi Amirsyah Putera P, ST, MT, selaku Dosen Pembanding I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, selaku Dosen Pembanding II yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Rahmatullah ST, MSc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.
7. Orang tua penulis: Lelen Suhairy, dan Fatmah Ruzhan, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.

8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Cut Najla Firza Medina, SE yang telah banyak membantu saya dan menyemangati saya dalam menyelesaikan tugas akhir ini sampai selesai.
10. Sahabat-sahabat penulis: Rindu Anandya Putra Raka, Fiqih Hidayat, Muhammad Luthfy Sofyan Lubis, Muhammad Pra Yudha, Abdi Gunawan, Widianoro, Effan Ferrary Gultom, Budi Santoso, Muhammad Fuad Hanif Hasbi, dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, 29 September 2017

Muhammad Taruna

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	Ii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	Iii
ABSTRAK	Iv
<i>ABSTRACT</i>	V
KATA PENGANTAR	Vi
DAFTAR ISI	Viii
DAFTAR TABEL	Xv
DAFTAR GAMBAR	Xx
DAFTAR NOTASI	Xxiii
DAFTAR SINGKATAN	Xxiiv
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan masalah	3
1.3. Ruang lingkup	3
1.4. Tujuan Penelitian	4
1.5. Manfaat Penelitian	5
1.6. Sistematika Penulisan	5
BAB 2 STUDI PUSTAKA	
2.1 Umum	7
2.2. Teori Gempa	7
2.2.1. Mekanisme Gempa Bumi	8
2.2.2. <i>Ground Motion</i> (Pergerakan Tanah)	9
2.2.2.1. Gempa Dekat	9
2.2.2.2. Gempa Jauh	10
2.3. Struktur Beton Bertulang	11
2.4. Portal/Rangka Pemikul Momen	11
2.5. Struktur Penahan Beban Gempa	13
2.5.1. Perilaku Bangunan Tahan Gempa	14
2.5.2. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	14

2.5.2.1.	Kekuatan (<i>Strenght</i>)	15
2.5.2.2.	Kekakuan (<i>Stiffness</i>)	15
2.5.2.3.	Stabilitas (<i>Stability</i>)	16
2.5.3.	Konsep <i>Strong Column Weak Beam</i>	17
2.5.4.	Jenis - jenis Struktur Penahan Beban Gempa	18
2.6.	Model Histeresis untuk Kurva Backbone	19
2.6.1.	Momen Puncak (M_c)	21
2.6.2.	Rotasi Leleh (θ_y)	21
2.6.3.	Rotasi Sendi Plastis (θ_p)	22
2.6.4.	Rotasi pada saat Runtuh (θ_{pc})	22
2.7.	Daktilitas	22
2.7.1.	Daktilitas Tegangan	22
2.7.2.	Daktilitas Lendutan	23
2.7.3.	Daktilitas Lengkungan	23
2.7.4.	Daktilitas Rotasi	23
2.8.	Tata Cara Perencanaan Bangunan Tahan Gempa (1726:2002)	25
2.8.1.	Peta Wilayah Gempa	25
2.8.2.	Klasifikasi Situs	26
2.8.3.	Percepatan Tanah Puncak	27
2.8.4.	Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan	28
2.8.5.	Respon Spektrum	28
2.8.6.	Kategori Desain Seismik	32
2.8.7.	Struktur Penahan Beban Gempa	33
2.8.8.	Perioda Alami Struktur	35
2.8.9.	Gaya Geser Dasar Seismik	37
2.8.10.	Struktur Bangunan Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan	38
2.8.10.1.	Ketidakteraturan Horizontal	38
2.8.10.2.	Ketidakteraturan Vertikal	38
2.8.11.	Pengaruh P-delta	42

2.8.12	Torsi	43
2.8.13.	Metode Analisis	45
2.8.13.1.	Metode Analisa Respon Spektrum Ragam	47
2.8.13.2.	Metode Analisa Riwayat Waktu	48
2.8.14.	Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan	48
BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN		
3.1.	Umum	52
3.2.	Desain Spektra Gempa	53
3.2.1.	Desain Respon Spektrum Periode Gempa 475 Tahun	53
3.2.2.	Desain Respon Spektrum Periode Gempa 2475 Tahun	55
3.3.	Pemodelan Struktur	57
3.3.1.	Data Perencanaan Struktur	57
3.3.2.	Permodelan Struktur Gedung	58
3.3.3.	Dimensi Kolom dan Balok	60
3.3.3.1.	Dimensi Penampang Model 1 (5 lantai)	60
3.3.3.2.	Dimensi Penampang Model 2 (10 lantai)	60
3.3.3.3.	Dimensi Penampang Model 3 (15 lantai)	60
3.3.3.4.	Dimensi Penampang Model 4 (20 lantai)	61
3.3.4.	Dimensi Pelat	61
3.3.5.	Pusat Masa dan Kekakuan	61
3.3.6.	Faktor Keutamaan Struktur (I_e)	61
3.3.7.	Faktor Reduksi Gempa	61
3.4.	Analisa Struktur	62
3.4.1.	Analisis Dinamik Struktur Linear	62

3.4.1.1.	Pembebanan Pada Struktur	62
3.4.1.2.	Kombinasi Pembebanan	63
3.4.1.3.	Analisis Respon Spektrum Ragam	64
3.4.1.4.	<i>Ground Motion Records</i> (Data Rekaman Gempa)	65
3.4.2.	Analisis Dinamik Struktur Nonlinear	67
3.4.2.1	Analisis Respon Riwayat Waktu	68
3.4.2.2.	Momen leleh	68
3.4.2.3.	Kapasitas Rotasi	69
3.4.2.4	Rotasi Leleh	69
3.4.3.	Gempa Berulang	69
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN		
4.1.	Tinjauan Umum	71
4.2.	Hasil Analisis Model 1	71
4.2.1.	Analisis Respon Spektrum Ragam	71
4.2.1.1.	Koreksi Gempa Dasar Nominal	73
4.2.1.2.	Koreksi Faktor Redundansi	74
4.2.1.3.	Gaya Geser pada tiap Lantai	75
4.2.1.4.	Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	75
4.2.1.5.	Nilai Simpangan Gedung	76
4.2.1.6	Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	77
4.2.1.7.	Pengaruh Efek P-Delta	78
4.2.1.8.	Pemeriksaan Torsi Tak Terduga	79
4.3.	Hasil Analisis Model 2	80
4.3.1.	Analisis Respon Spektrum Ragam	80
4.3.1.1.	Koreksi Gempa Dasar Nominal	81
4.3.1.2.	Koreksi Faktor Redundansi	82
4.3.1.3.	Gaya Geser pada tiap Lantai	83
4.3.1.4.	Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	84

4.3.1.5.	Nilai Simpangan Gedung	85
4.3.1.6.	Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	85
4.3.1.6.	Pengaruh Efek P-Delta	87
4.3.1.7.	Pemeriksaan Torsi Tak Terduga	88
4.4.	Hasil Analisis Model 3	89
4.4.1.	Analisis Respon Spektrum Ragam	89
4.4.1.1.	Koreksi Gempa Dasar Nominal	90
4.4.1.2.	Koreksi Faktor Redundansi	92
4.4.1.3.	Gaya Geser pada tiap Lantai	93
4.4.1.4.	Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	94
4.4.1.5.	Nilai Simpangan Gedung	95
4.4.1.6.	Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	95
4.4.1.7.	Pengaruh Efek P-Delta	97
4.4.1.8.	Pemeriksaan Torsi Tak Terduga	98
4.5.	Hasil Analisis Model 4	100
4.5.1.	Analisis Respon Spektrum Ragam	100
4.5.1.1.	Koreksi Gempa Dasar Nominal	101
4.5.1.2.	Koreksi Faktor Redundansi	103
4.5.1.3.	Gaya Geser pada tiap Lantai	104
4.5.1.4.	Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	105
4.5.1.5.	Nilai Simpangan Gedung	106
4.5.1.6.	Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	10810 7
4.5.1.7.	Pengaruh Efek P-Delta	108
4.5.1.8.	Pemeriksaan Torsi Tak Terduga	110
4.6.	Hasil Perbandingan pada Keempat Model Dengan Metode Analisa Respon Spektrum	115
4.6.1.	Perbandingan Simpangan	115

4.6.2.	Perbandingan Gaya Geser	115
4.7.	Hasil Analisa Respon Riwayat Waktu Nonlinear Akibat Gempa Tunggal	116
4.7.1.	Model 1	118
4.7.1.1.	Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun	116
4.7.2.	Model 2	116
4.7.2.1.	Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun	117
4.7.3.	Model 3	117
4.7.3.1.	Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun	117
4.7.4.	Model 4	118
4.7.4.1.	Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun	118
4.8.	Hasil Analisa Respon Riwayat Waktu Nonlinear Akibat Gempa Berulang 2	119
4.8.1.	Model 1	119
4.8.1.1.	Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun	119
4.8.2.	Model 2	120
4.8.2.1.	Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun	120
4.8.3.	Model 3	120
4.8.3.1.	Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun	121
4.8.4.	Model 4	121
4.8.4.1.	Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun	121
4.9.	Hasil Analisa Respon Riwayat Waktu Nonlinear Akibat Gempa Berulang 3	122

4.9.1.	Model 1	122
4.9.1.1	Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun	122
4.9.2.	Model 2	123
4.9.2.1	Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun	123
4.9.3.	Model 3	123
4.9.3.1	Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun	124
4.9.4.	Model 4	124
4.9.4.1	Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun	125
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN		
5.1.	Kesimpulan	130
5.2.	Saran	131
DAFTAR PUSTAKA		132
LAMPIRAN		
DAFTAR RIWAYAT HIDUP		

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	26
Tabel 2.2	Koefisien situs untuk PGA (F_{PGA}) berdasarkan SNI 1726:2012	27
Tabel 2.3	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	28
Tabel 2.4	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012	28
Tabel 2.5	Koefisien perioda pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012	30
Tabel 2.6	Koefisien Perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012	31
Tabel 2.7	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012	32
Tabel 2.8	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012	33
Tabel 2.9	Faktor R, C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	34
Tabel 2.10	Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012	36
Tabel 2.11	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	36
Tabel 2.12	Ketidakteraturan horizontal pada struktur	39
Tabel 2.13	Ketidakteraturan vertikal pada struktur	40
Tabel 2.14	Prosedur Analisis yang boleh digunakan	46
Tabel 2.15	Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar	51
Tabel 3.1	Faktor reduksi gempa pada gedung, pada zona gempa tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012	62
Tabel 3.2	Berat material konstruksi berdasarkan PPURG (1987).	62
Tabel 3.3	Beban hidup pada lantai dan atap struktur berdasarkan SNI	63

1727-2013.

Tabel 3.4	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 1,050$.	63
Tabel 3.5	<i>Pulse Records Periode 2475 Year (PEER NGA)</i> .	66
Tabel 3.6	<i>Nopulse Records Periode 2475 Year (PEER NGA)</i> .	66
Tabel 3.7	Data kombinasi <i>input</i> rekaman gempa berulang	69
Tabel 4.1	Data perioda hasil <i>software</i> Analisis Struktur	71
Tabel 4.2	Hasil selisih persentase nilai perioda	72
Tabel 4.3	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen	73
Tabel 4.4	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum hasil <i>software</i> Analisis Struktur	73
Tabel 4.5	Koreksi <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> dengan reduksi 1	74
Tabel 4.6	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai	75
Tabel 4.7	Nilai $C_s W$ berdasarkan analisis statik ekivalen	75
Tabel 4.8	Nilai simpangan gedung pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012	76
Tabel 4.9	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x	77
Tabel 4.10	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah y	77
Tabel 4.11	Kontrol P-delta pada arah x	78
Tabel 4.12	Kontrol P-delta pada arah y	78
Tabel 4.13	Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah x	79
Tabel 4.14	Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah y	79
Tabel 4.15	Data perioda hasil <i>software</i> Analisis Struktur	80
Tabel 4.16	Hasil selisih persentase nilai perioda	80
Tabel 4.17	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen	81
Tabel 4.18	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum hasil <i>software</i> Analisis Struktur	82
Tabel 4.19	Koreksi <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> dengan reduksi 1	82

Tabel 4.20	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai	83
Tabel 4.21	Nilai C_sW berdasarkan analisis statik ekuivalen	84
Tabel 4.22	Nilai simpangan gedung pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012	85
Tabel 4.23	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x	86
Tabel 4.24	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah y	86
Tabel 4.25	Kontrol P-delta pada arah x	87
Tabel 4.26	Kontrol P-delta pada arah y	87
Tabel 4.27	Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah x	88
Tabel 4.28	Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah y	88
Tabel 4.29	Data perioda hasil <i>software</i> Analisis Struktur	89
Tabel 4.30	Hasil selisih persentase nilai perioda	90
Tabel 4.31	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen	91
Tabel 4.32	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum hasil <i>software</i> Analisis Struktur	91
Tabel 4.33	Koreksi <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> dengan reduksi 1	92
Tabel 4.34	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai	93
Tabel 4.35	Nilai C_sW berdasarkan analisis statik ekuivalen	94
Tabel 4.36	Nilai simpangan gedung pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012	95
Tabel 4.37	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x	96
Tabel 4.38	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah y	96
Tabel 4.39	Kontrol P-delta pada arah x	97
Tabel 4.40	Kontrol P-delta pada arah y	98
Tabel 4.41	Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah x	98
Tabel 4.42	Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah y	99
Tabel 4.43	Data perioda hasil <i>software</i> Analisis Struktur	100

Tabel 4.44	Hasil selisih persentase nilai perioda	101
Tabel 4.45	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen	102
Tabel 4.46	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum hasil <i>software</i> Analisis Struktur	102
Tabel 4.47	Koreksi <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> dengan reduksi 1	103
Tabel 4.48	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai	104
Tabel 4.49	Nilai $C_s W$ berdasarkan analisis statik ekivalen	105
Tabel 4.50	Nilai simpangan gedung pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012	106
Tabel 4.51	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x	107
Tabel 4.52	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah y	108
Tabel 4.53	Kontrol P-delta pada arah x	119
Tabel 4.54	Kontrol P-delta pada arah y	109
Tabel 4.55	Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah x	110
Tabel 4.56	Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah y	111
Tabel 4.57	Nilai Simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 1 pada tiap lantai dengan periode gempa 2475 tahun.	116
Tabel 4.58	Nilai Simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 2 pada tiap lantai dengan periode gempa 2475 tahun.	117
Tabel 4.59	Nilai Simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 3 pada tiap lantai dengan periode gempa 2475 tahun.	117
Tabel 4.60	Nilai Simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 4 pada tiap lantai dengan periode gempa 2475 tahun.	118
Tabel 4.61	Nilai Simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 1 pada tiap lantai dengan periode gempa 2475 tahun berulang 2.	119
Tabel 4.62	Nilai Simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 2 pada tiap lantai dengan periode gempa 2475 tahun berulang 2.	120

Tabel 4.63	Nilai Simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 3 pada tiap lantai dengan priode gempa 2475 tahun berulang 2.	121
Tabel 4.64	Nilai Simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 4 pada tiap lantai dengan priode gempa 2475 tahun berulang 2.	122
Tabel 4.65	Nilai Simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 1 pada tiap lantai dengan priode gempa 2475 tahun berulang 3.	123
Tabel 4.66	Nilai Simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 2 pada tiap lantai dengan priode gempa 2475 tahun berulang 3.	123
Tabel 4.67	Nilai Simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 3 pada tiap lantai dengan priode gempa 2475 tahun berulang 3.	124
Tabel 4.68	Nilai Simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 4 pada tiap lantai dengan priode gempa 2475 tahun berulang 3.	128

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta zonasi gempa berdasarkan SNI 1726:2012 di Indonesia	2
Gambar 2.1	Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan <i>divergen</i> ; b) pertemuan <i>konvergen</i> ; c) pertemuan saling bergeser horizontal (Faisal, 2015)	8
Gambar 2.2	Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997) (Pawirodikromo, 2012)	10
Gambar 2.3	Gempa Meksiko (1985), direkam di: a) Tacubaya dan b) La Villata (Pawirodikromo, 2012)	11
Gambar 2.4	Histeresis di sendi plastis yang stabil (Pawirodikromo, 2012)	12
Gambar 2.5	Macam-macam respon akibat beban siklik (Pawirodikromo, 2012)	13
Gambar 2.6	<i>Hysteretic Loops</i> (Pawirodikromo, 2012)	17
Gambar 2.7	Balok-kolom struktur beton bertulang (Murty dkk., 2009)	17
Gambar 2.8	Kerusakan pada balok-kolom struktur rangka beton bertulang (Murty dkk., 2009)	18
Gambar 2.9	Kurva <i>Backbone</i> untuk model histeresis (Ibarra dkk., 2005)	20
Gambar 2.10	Model histeresis perilaku monotonic dan siklik (Haselton, 2008)	20
Gambar 2.11	Diagram momen rotasi dan daktilitas rotasi (Faisal, 2015)	24
Gambar 2.12	PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G), kelas situs SB (SNI 1726:2012)	25
Gambar 2.13	Peta respon spectrum percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (SNI 1726:2012)	25
Gambar 2.14	Peta respon spectrum percepatan 1,0 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (SNI 1726:2012)	26

Gambar 2.15	Grafik spektrum perbandingan percepatan dengan perioda	29
Gambar 2.16	Respon spektrum desain	32
Gambar 2.17	Torsi Tak Terduga	44
Gambar 2.18	Faktor pembesaran torsi (A_v)	45
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	52
Gambar 3.2	Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Banda Aceh dengan klasifikasi tanah lunak periode ulang gempa 475 tahun	55
Gambar 3.3	Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Banda Aceh dengan klasifikasi tanah lunak periode ulang gempa 2475 tahun	57
Gambar 3.4	a) Denah struktur Model 1; b) Tinggi lantai metode; c) Denah struktur Model 2; d) Tinggi lantai Model 2; e) Denah struktur Model 3; f) Tinggi lantai Model 3; g) Denah struktur Model 4; h) Tinggi lantai Model	59
Gambar 3.5	Proyeksi bangunan: a) Model 1; b) Model 2; c) Model 3; d) Model 4	60
Gambar 4.1	Nilai simpangan sumbu x terhadap ketinggian gedung (Model 1, 2, 3, dan 4)	112
Gambar 4.2	Nilai simpangan sumbu y terhadap ketinggian gedung (Model 1, 2, 3, dan 4)	113
Gambar 4.3	Nilai simpangan antar tingkat sumbu x terhadap ketinggian gedung (Model 1, 2, 3, dan 4)	113
Gambar 4.4	Nilai simpangan antar tingkat sumbu y terhadap ketinggian gedung (Model 1, 2, 3, dan 4)	114
Gambar 4.5	Nilai story shear sumbu x terhadap ketinggian gedung (Model 1, 2, 3, dan 4)	114
Gambar 4.6	Nilai story shear sumbu y terhadap ketinggian gedung (Model 1, 2, 3, dan 4)	115
Gambar 4.7	Perbandingan nilai simpangan antar tingkat akibat gempa tunggal, berulang 2, dan berulang 3 (Model 1)	126
Gambar 4.8	Perbandingan nilai simpangan antar tingkat akibat gempa	127

	tunggal, berulang 2, dan berulang 3 (Model 2)	
Gambar 4.9	Perbandingan nilai simpangan antar tingkat akibat gempa tunggal, berulang 2, dan berulang 3 (Model 3)	128
Gambar 4.10	Perbandingan nilai simpangan antar tingkat akibat gempa tunggal, berulang 2, dan berulang 3 (Model 4)	129

DAFTAR NOTASI

C_d	=	Faktor kuat lebih sistem
DL	=	Beban mati, termasuk SIDL
E	=	Modulus elastisitas
E_x	=	Beban gempa arah x
E_y	=	Beban gempa arah y
F	=	Frekuensi Struktur
F_a	=	Koefisien perioda pendek
F_v	=	Koefisien perioda 1,0 detik
F_{PGA}	=	Nilai koefisien situs untuk PGA
h_n	=	Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)
I	=	Momen Inersia kolom/balok
I_e	=	Faktor keutamaan gempa
ω	=	Kecepatan sudut
k	=	Kekakuan struktur
l	=	Panjang kolom/balok
LL	=	Beban hidup
M_{column}	=	Momen kapasitas 2 kolom yang bertemu di <i>joint</i>
M_{beam}	=	Momen kapasitas 2 balok yang menumpu di kolom
M_c	=	Momen puncak
M_y	=	Momen leleh
M_u	=	Momen ultimit
PGA	=	Nilai PGA dibatuan dasar (S_B) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012
PGA_M	=	Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs
Q_E	=	Pengaruh gaya seismik horizontal dari V , yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu

		sama lain
R	=	Faktor koefisien modifikasi respon
S_S	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_I	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_{DS}	=	Respon spektrum percepatan respon desain untuk perioda pendek
S_{DI}	=	Respon spektrum percepatan desain untuk perioda 1,0 detik
$T_{a \text{ minimum}}$	=	Nilai batas bawah perioda bangunan
$T_{a \text{ maksimum}}$	=	Nilai batas atas perioda bangunan
V_t	=	Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon yang telah dilakukan
V_1	=	Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekivalen
θ_y	=	Rotasi pada saat leleh
ϵ	=	Total tegangan yang terjadi
ϵ_y	=	Tegangan pada saat leleh
μ_p	=	Lendutan pada titik plastis
μ_y	=	Lendutan pada titik leleh
ϕ_m	=	Lengkungan maksimum yang akan timbul
ϕ_y	=	Lengkungan pada saat leleh
θ_u	=	Rotasi pada batas ultimit
θ_y	=	Rotasi pada batas leleh
θ_{pc}	=	Koefisien rotasi <i>post-capping</i>
θ_p	=	Koefisien rotasi plastis
Ω_0	=	Faktor pembesaran defleksi
P	=	Faktor redudansi

DAFTAR SINGKATAN

CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
PEER	= <i>Pacific Earthquake Engineering Research</i>
PPPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung
SNI	= Standar Nasional Indonesia
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Squa</i>

BAB 1

PENDAHULUAN

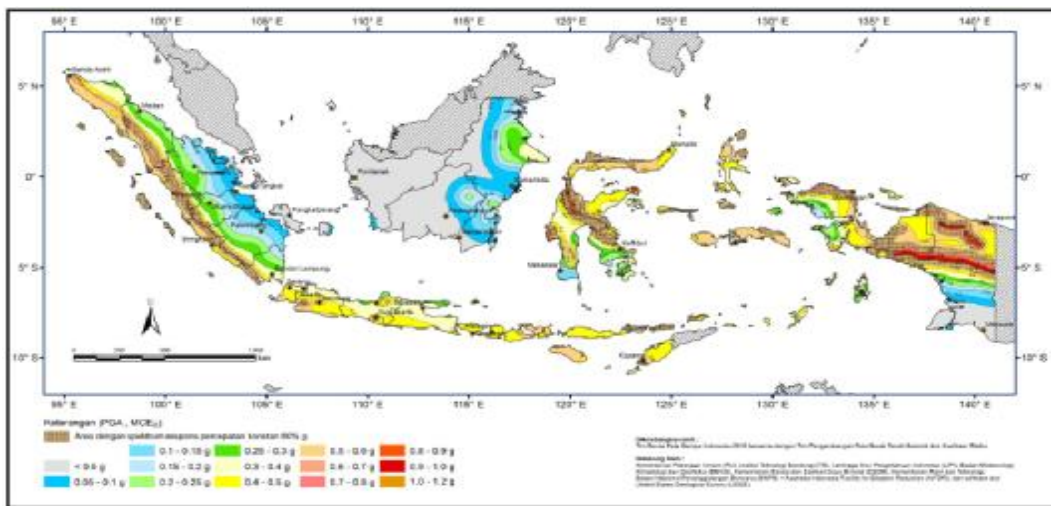
1.1. Latar Belakang

Perkembangan pembangunan infrastruktur di negara berkembang, seperti Indonesia semakin meningkat dan bervariasi mulai dari segi bentuk, ukuran, tinggi, dan sebagainya baik bangunan beraturan maupun bangunan tidak beraturan. Pada umumnya pembangunan infrastruktur adalah struktur bertingkat. Hal ini dikarenakan keterbatasan lahan yang ada di kota-kota besar dan dimaksudkan agar suatu kota mampu menampung konsentrasi penduduk yang padat serta menciptakan sarana dan prasarana bagi penduduk di dalamnya.

Fenomena alam sangat mempengaruhi kehidupan manusia, alam memberikan suatu dampak yang menguntungkan bagi manusia. Namun tidak terlepas dari hal itu fenomena alam juga memiliki dampak yang merugikan manusia, dampak yang merugikan ini disebut sebagai bencana alam. Salah satu bencana alam yang sering terjadi adalah gempa bumi.

Gempa bumi merupakan fenomena alam yang disebabkan oleh adanya pelepasan energi regangan elastis batuan pada litosfir. Semakin besar energi yang dilepas semakin kuat gempa yang terjadi. Gempa bumi juga didefinisikan sebagai getaran yang bersifat alamiah, yang terjadi pada lokasi tertentu dan sifatnya tidak berkelanjutan. Getaran pada bumi terjadi akibat adanya proses pergeseran secara tiba-tiba (*sudden slip*) pada kerak bumi. Pergeseran secara tiba-tiba terjadi karena adanya sumber gaya (*force*), baik yang bersumber dari alam maupun dari bantuan manusia (*artificial earthquakes*). Terdapat beberapa pendekatan untuk mengantisipasi terjadinya gempa agar tidak menimbulkan dampak yang besar. Pertama, pendekatan struktural yakni desain mengikuti kaidah-kaidah konstruksi yang benar dan memasukkan parameter kegempaan dalam mendirikan bangunan sesuai dengan standar yang ada. Kedua, intensif melakukan sosialisasi kepada masyarakat mengenai pemahaman dan pelatihan penyelamatan dampak gempa (Budiono, 2011).

Indonesia merupakan negara yang terletak di wilayah rawan bencana gempa bumi. Hal ini disebabkan letak geografis yang menempati zona tektonik sangat aktif. Indonesia terletak di pertemuan 4 lempeng besar dunia. Lempeng Indo-Australia, dan Lempeng Eurasia pada bagian pantai barat Sumatera, pantai Selatan Jawa (dikenal sebagai kawasan Busur Sunda atau *Sunda Arc*, dan terus melintasi Nusa Tenggara Timur dan Kepulauan Maluku. Lempeng Pasifik dan Lempeng Filipina di bagian Timur Kepulauan Maluku dan bagian Utara daerah kepala burung Papua. Di bagian terakhir ini adalah kawasan pusat pertemuan 4 lempeng besar dunia tersebut. Zonasi gempa yang terdapat di Indonesia ditunjukkan pada Gambar 1.1.



Gambar 1.1: Peta zonasi gempa di Indonesia.

Suatu struktur bangunan dituntut harus mampu menahan gaya-gaya vertikal (beban gravitasi) dan gaya-gaya horizontal (beban angin maupun beban gempa) baik gempa dengan skala tunggal maupun berulang. Dalam merencanakan suatu struktur bertingkat tahan gempa, salah satu hal yang perlu dipahami adalah konfigurasi bangunan dan pengaruhnya terhadap beban gempa. Pengaruh yang dimaksud adalah kemungkinan perilaku/respon akibat beban gempa. Konfigurasi bangunan merupakan sesuatu yang berhubungan dengan bentuk, ukuran, macam dan penempatan struktur utama bangunan serta macam dan penempatan bagian pengisi atau *nonstructural element*.

Untuk bangunan yang mengalami gempa berulang, tentunya kehancuran yang terjadi pada bangunan tersebut meningkat seiring dengan berlangsungnya gempa dengan periode tertentu. Bila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non struktural maupun pada komponen strukturalnya. Bila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non strukturalnya, akan tetapi komponen strukturalnya tidak boleh mengalami kerusakan. Bila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non struktural maupun komponen strukturalnya, akan tetapi penghuni bangunan dapat menyelamatkan diri.

Tugas Akhir ini merupakan studi untuk kinerja struktur beton (SRPMK) yang didesain berdasarkan SNI 1726 : 2012 dan SNI 2847 : 2013 bila mengalami gempa berulang.

1.2. Rumusan Masalah

Sebagaimana yang telah diuraikan pada latar belakang masalah, didapat permasalahan yaitu bagaimana kinerja struktur beton SRPMK yang didesain berdasarkan SNI 1726:2016 dan SNI 2847:2013 bila mengalami gempa berulang pada bangunan 5, 10, 15, dan 20 lantai di daerah Banda Aceh dan mengacu pada SNI 1726:2012 dengan jenis tanah lunak.

1.3. Ruang Lingkup

Adapun ruang lingkup yang ditetapkan pada Tugas Akhir ini adalah:

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan:
 - Struktur beton bertulang pemikul momen khusus yang terdiri dari 4 permodelan yaitu model 1 dengan 5 lantai, model 2 dengan 10 lantai, model 3 dengan 15 lantai, model 4 dengan 20 lantai yang difungsikan sebagai perkantoran yang terdapat di daerah Banda Aceh, Nangroe Aceh Darussalam, dengan jenis tanah lunak.
 - Struktur yang menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus pemodelan bangunan beraturan
 - Struktur dengan dimensi kolom dan balok serta penulangan yang hanya dianalisa pada batas aman saja, tidak dianalisa sampai ekonomis.

- Untuk penelitian ini kondisi void, tangga, lift dan balok anak tidak dimodelkan. Kondisi void diasumsikan tidak mendistribusikan beban dan getaran/vibrasi dari pelat lantai tidak dianalisis.
2. Perencanaan struktur beton bertulang, pembebanan serta gedung direncanakan berdasarkan:
 - Tata cara perencanaan struktur beton bertulang menggunakan Persyaratan Beton Struktural untuk bangunan Gedung SNI 2847:2013.
 - Beban gravitasi menggunakan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPURG) 1987.
 - Beban gempa dan gedung direncanakan menggunakan Standar Perencanaan Tahan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 1726:2012.
 3. Analisis menggunakan alat bantu berupa program yaitu:
 - Program Analisis Struktur, untuk menganalisa tahap desain (Analisa Respon Spektrum Linear Elastis)
 - PEER NGA, untuk menskalakan rekaman gempa.
 - RUAOMOKO2D, untuk menganalisa tahap evaluasi (Analisa Riwayat Waktu Nonlinear Inelastis) yang hanya ditinjau secara 2 dimensi.
 4. Aspek-aspek yang ditinjau:
 - Linear Elastis:
 - Dimensi balok, kolom, dan pelat
 - Gaya dalam
 - Simpangan
 - Simpangan antar tingkat
 - Berat struktur
 - Tidak linear Tidak Elastis:
 - Simpangan antar tingkat

1.4. Tujuan Penelitian

Adapun tujuan penulisan tugas akhir ini adalah untuk menganalisis dan membandingkan simpangan antar tingkat (*Inter Storey Drift*) terhadap gempa berulang dengan perioda ulang gempa 2475 tahun.

1.5. Manfaat Penelitian

Dari hasil evaluasi pada pemodelan Struktur Beton Bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) maka diharapkan tugas akhir ini dapat memberikan manfaat untuk menambah pengetahuan dalam memodelkan struktur yang mengikuti aturan/standarisasi SNI, dan bukan mendesain dengan batasan-batasan yang ada di dalam skripsi ini, dan juga untuk mengetahui pengaruh beban gempa berulang dengan perioda ulang gempa 2475 tahun terhadap bangunan yang didesain berdasarkan SNI 1726:2012 di daerah Banda Aceh apabila dilaksanakan pada kondisi tanah lunak.

1.6. Sistematika Penulisan

Adapun sistematika penulisan yang digunakan pada Tugas Akhir ini sebagai berikut:

BAB I PENDAHULUAN

Didalam Bab ini akan disajikan penjelasan tentang latar belakang masalah, rumusan masalah, ruang lingkup permasalahan, tujuan penelitian, manfaat penelitian, sistematika penulisan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai mekanisme gempa dan gempa berulang, konsep perencanaan struktur bangunan beton bertulang, analisa struktur beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dan konsep tentang kekuatan bangunan beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) terhadap gempa yang terjadi dengan gempa berulang.

BAB III PEMODELAN STRUKTUR

Bab ini akan menampilkan bagaimana metodologi penelitian yang digunakan dari awal sampai akhir penelitian selesai dan penjelasan mengenai cara memodelkan dan mendesain struktur bangunan beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) terhadap gempa berulang dengan menggunakan Program Analisis Struktur, dan RUAOMOKO2D versi 04.

BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai perhitungan, analisis pemodelan bentuk gambar, grafik atau tabel serta pembahasannya.

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai kesimpulan yang dapat diambil dari keseluruhan penulisan Tugas Akhir ini dan saran-saran yang dapat diterima penulis agar lebih baik lagi kedepannya.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Pada Bab ini akan dibahas mengenai teori-teori dasar dan syarat-syarat/ketentuan yang berhubungan dalam perencanaan struktur bangunan yang akan dianalisa, seperti struktur beton bertulang, teori gempa, sistem struktur penahan gempa, tata cara perencanaan bangunan tahan gempa berdasarkan SNI 1726:2012, dan teori-teori terkait lainnya yang berhubungan dengan perhitungan atau analisa data yang diperlukan dalam Tugas Akhir ini.

2.2. Teori Gempa

Gempa bumi adalah getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi (permukaan tanah). Menurut Budiono dan Supriatna (2011), secara garis besar gempa bumi dapat diklasifikasikan menjadi empat jenis, yaitu:

1. Gempa Bumi Vulkanik

Gempa bumi ini terjadi akibat adanya aktivitas magma yang biasa terjadi sebelum gunung api meletus. Apabila keaktifan gunung api semakin tinggi maka akan menyebabkan timbulnya ledakan dan juga terjadinya gempa bumi.

2. Gempa Bumi Tektonik

Gempa bumi ini disebabkan oleh adanya aktivitas pergerakan lempeng pelat tektonik, yaitu pergeseran lempeng-lempeng tektonik yang terjadi secara tiba-tiba sehingga menyebabkan gelombang-gelombang seismik yang menyebar dan merambat melalui lapisan kulit bumi atau kerak bumi yang dapat menimbulkan kerusakan dahsyat dan bencana lainnya seperti tsunami.

3. Gempa Bumi Runtuhan

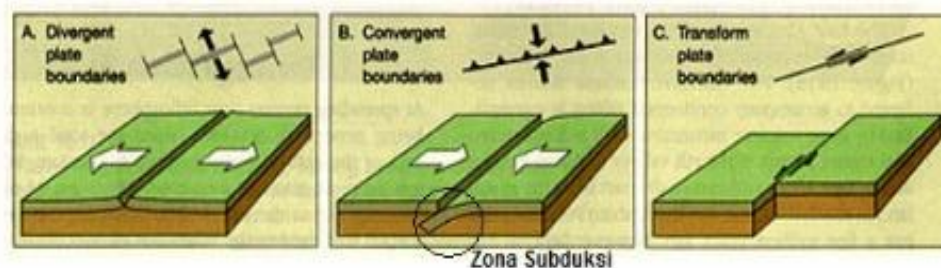
Gempa bumi ini disebabkan oleh keruntuhan baik di atas maupun di bawah permukaan tanah. Gempa ini biasanya terjadi pada daerah kapur ataupun pada daerah pertambangan. Gempa bumi ini jarang terjadi dan bersifat lokal.

4. Gempa Bumi Buatan

Gempa bumi buatan adalah gempa bumi yang disebabkan oleh aktivitas manusia seperti peledakan dinamit, bom, dan nuklir.

2.2.1. Mekanisme Gempa Bumi

Gempa bumi tektonik lebih sering terjadi dibandingkan semua jenis gempa lainnya. Gempa bumi ini disebabkan oleh pergerakan lempeng bumi (kerak bumi). Walaupun kelihatannya diam, akan tetapi lapisan-lapisan bagian permukaan bumi (*litosfer*) yang materialnya bersifat padat, keras dan dingin selalu bergerak. Ini diakibatkan oleh sejumlah energi yang menekan dan menarik lapisan tersebut sebagai hasil dari proses konveksi yang terjadi pada lapisan di bawahnya (*astenosfer*) yang sifat materialnya lebih cair, lemah dan jauh lebih panas. Lapisan terluar bumi ini bergerak melalui lempeng-lempengnya, sehingga menimbulkan tekanan, tarikan dan geseran pada lempeng-lempeng itu sendiri. Artinya lempeng-lempeng itu dapat saling bertubrukan (*konvergen*), saling menjauh (*divergen*), dan saling bergeser horizontal (*transform*) seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1: Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan *divergen*; b) pertemuan *konvergen*; c) pertemuan saling bergeser horizontal (Faisal, 2016).

Secara geologis, Indonesia terletak di antara tiga lempeng utama dunia yaitu Australia, Eurasia, dan Pasifik sehingga menyebabkan Indonesia menjadi salah satu Negara yang rawan gempa bumi. Selain itu, gempa bumi tektonik biasanya jauh lebih kuat getarannya dibandingkan dengan gempa bumi vulkanik, gempa bumi runtuhan, maupun gempa bumi buatan. Oleh karena itu, getaran gempa bumi tektonik merupakan gempa yang paling banyak menimbulkan kerusakan terhadap

benda atau bangunan di permukaan bumi dan mengakibatkan banyaknya korban jiwa.

2.2.2. Ground Motion (Pergerakan Tanah)

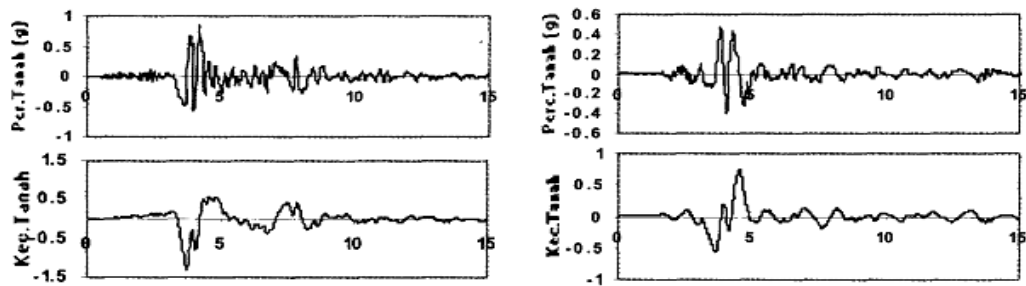
Ground Motion adalah pergerakan permukaan bumi yang diakibatkan adanya gempa atau ledakan. Di dalam ilmu teknik gempa, *ground motion* juga populer dengan sebutan *strong motion* untuk lebih menekankan pada percepatan tanah akibat gempa daripada respon-respon tanah yang lain. Pada umumnya, pengertian pergerakan tanah akibat gempa lebih banyak ditujukan pada percepatan tanah. Khususnya untuk keperluan teknik, percepatan tanah akibat gempa merupakan data yang sangat penting (Pawirodikromo, 2012).

Respon gempa sensitif terhadap karakteristik gerakan tanah, besar frekuensi gempa, pola *pulse*, durasi getaran, mekanisme *fault-rupture*, dan lainnya. Berdasarkan pola *pulsenya*, gempa dibagi menjadi 3, yaitu *near field* (gempa dekat, yaitu gempa dengan *pulse*), *far field* (gempa jauh, yaitu gempa tanpa *pulse/no-pulse*), dan gempa berulang.

2.2.2.1. Gempa Dekat

Pawirodikromo (2012) mengatakan bahwa percepatan tanah gempa dekat umumnya mempunyai 1-2 kali siklus getaran kuat (*strong-vibration cycles/pulse*). Siklus getaran kuat tersebut disebabkan oleh adanya kecepatan rambat patah V_r (*fault rupture velocity*) yang relatif dekat dengan kecepatan gelombang geser V_s . Berapa batasan jarak gempa dekat tersebut tidaklah dapat ditentukan secara pasti. Namun, beberapa peneliti mengindikasikan hanya beberapa sampai belasan kilometer saja.

Kalkan, dkk. (2004) memberikan batasan bahwa rekaman gempa *near-fault* adalah gempa yang direkam ≤ 15 km dari patahan (*fault rupture*). Contoh rekaman gempa dekat dapat dilihat pada Gambar 2.2.



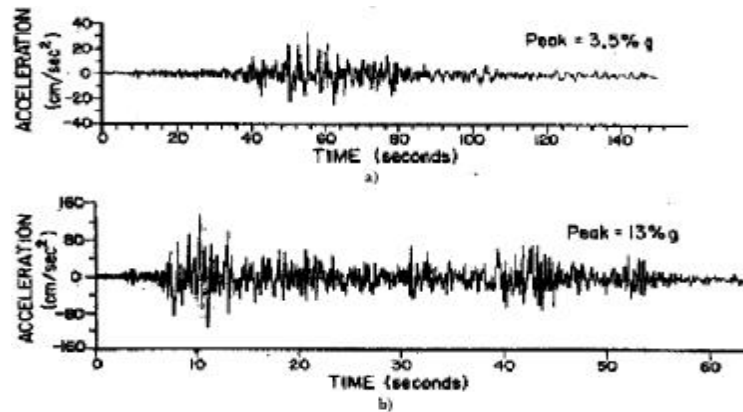
Gambar 2.2: Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997) (Pawirodikromo, 2012).

Gambar 2.2 menunjukkan data rekaman gempa yang terjadi di Northridge pada tahun 1994 dan Parkfield pada tahun 1997. Pada gambar tersebut tampak jelas bahwa terdapat 2 kali *acceleration strong pulse* yang sangat berbeda dengan sebelum dan sesudahnya. Secara umum gempa dekat ini ditandai dengan munculnya kandungan *pulse* yang kuat pada rekaman gempunya.

2.2.2.2. Gempa Jauh

Rekaman gempa jauh pada prinsipnya berlawanan dengan gempa dekat. Apabila energi gempa telah merambat pada jarak yang jauh (gempa jauh), maka terdapat waktu yang cukup bagi media tanah untuk menyerap sebagian energi gempa. Semakin jauh gelombang merambat, maka semakin besar energi gelombang gempa yang telah diserap oleh media tanah. Hal seperti ini tidak terjadi pada gempa dekat.

Salah satu contoh perbandingan antara rekaman gempa dekat dan jauh tampak pada Gambar 2.3 yang menunjukkan rekaman gempa yang terjadi di Meksiko tahun 1985. Gambar 2.3.a, direkam di Tacubaya yang berjarak kira-kira 370 km dari episenter (gempa jauh) sedangkan Gambar 2.3.b direkam di La Villata yang berjarak kira-kira 44 km dari episenter (gempa dekat). Dari kedua gambar tersebut tampak jelas bahwa setelah merambat lebih dari 300 km, percepatan tanah mengecil dari 13% g menjadi 3,5% g. Secara umum gempa jauh ditandai dengan kandungan *pulse* yang lemah pada rekaman gempunya.



Gambar 2.3: Gempa Meksiko (1985), direkam di: a) Tacubaya dan b) La Villata (Pawirodikromo, 2012).

2.3. Struktur Beton Bertulang

Menurut Nazmi (2013), beton adalah bahan konstruksi bangunan sipil yang terjadi dari proses pengerasan dan pematangan. Suatu massa yang berasal dari adukan yang berbahan dasar semen, pasir, kerikil (batu pecah) dan bahan *additive* dalam perbandingan semen sebagai bahan perekat air sebagai bahan pengaduk, pasir, kerikil, batu pecah sebagai pengisi tertentu.

Beton bertulang adalah beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan tertentu untuk mendapatkan suatu penampang yang berdasarkan asumsi bahwa kedua material bekerja bersama-sama dalam menahan gaya yang bekerja. Apabila beton mempunyai berat isi 2200 - 2500 kg/m³ maka disebut beton berat normal (Armeyn, 1999).

Parameter yang paling mempengaruhi kekuatan beton (Chairina, 2015):

- a. Kualitas semen
- b. Proporsi semen terhadap campuran
- c. Kekuatan dan kebersihan agregat
- d. Interaksi antara pasta semen dengan agregat
- e. Pencampuran bahan yang baik

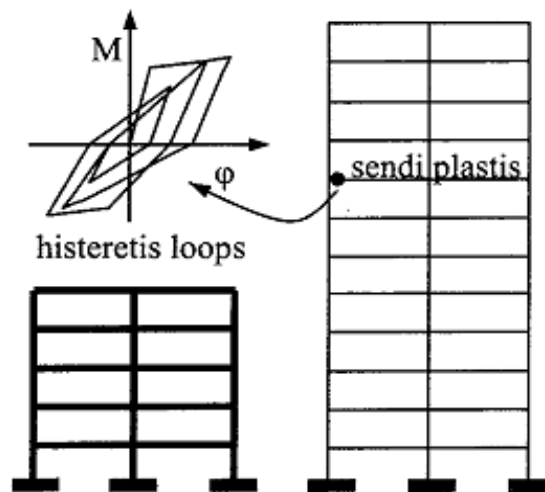
2.4. Portal/Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah salah satu sistem struktur utama dalam menahan gaya-gaya lateral, baik itu gaya lateral akibat gempa

maupun angin. SRPM ini dikenal cukup baik dalam memberikan sistem yang daktail namun sayangnya kurang baik dalam memberikan kekuatan lateral, khususnya untuk bangunan-bangunan yang tinggi. Umumnya SRPM cukup efektif dipakai sampai < 25 tingkat (Faisal, 2015).

Menurut Pawirodikromo (2012), penggunaan SRPM untuk bangunan bertingkat akan mempunyai kelebihan dan kelemahan. Beberapa kelebihannya diantaranya:

1. Apabila didesain secara baik maka struktur portal dapat menjadi struktur yang daktail dengan *hysteresis loops* di sendi plastis yang stabil, seperti Gambar 2.5 dan dapat memberikan sistem pengekangan/kekakuan yang cukup.
2. Karena fleksibilitasnya tinggi, SRPM akan mempunyai perioda getar T yang relatif besar.
3. Secara arsitektural SRPM memberi keleluasaan untuk menata ruangan yang diinginkan.



Gambar 2.4: Histeresis di sendi plastis yang stabil (Pawirodikromo, 2012).

Adapun kekurangan dari SRPM adalah:

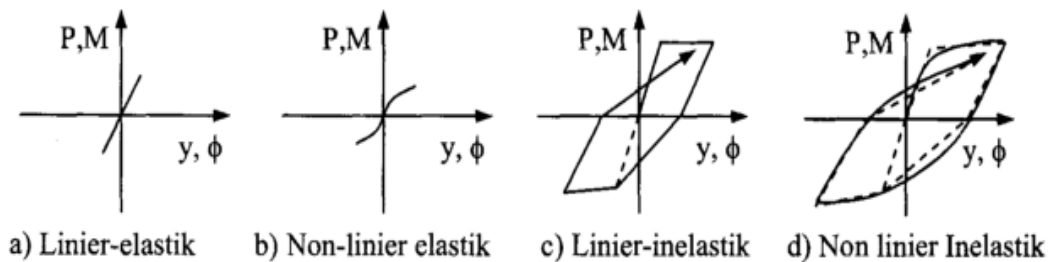
1. Kerusakan secara total pada *frame* dapat saja terjadi terutama apabila tidak adanya penerapan pola mekanisme yang jelas.
2. Desain tulangan lateral tidak layak baik pada lokasi sendi plastis maupun pada *joint*.

3. Distribusi kekakuan struktur portal yang secara vertikal yang tidak merata akan menyebabkan timbulnya tingkat yang relatif lemah (*soft storey*).
4. Struktur portal yang terlalu fleksibel dapat menyebabkan simpangan antar tingkat yang relatif besar terutama pada tingkat-tingkat bawah.

2.5. Struktur Penahan Beban Gempa

2.5.1. Perilaku Bangunan Tahan Gempa

Menurut Pawirodikromo (2012), riset tentang perilaku bangunan, elemen struktur maupun struktur juga sangat mendukung pengembangan konsep bangunan tahan gempa. Perilaku bangunan akibat beban dapat berupa linear dan non-linear, sedangkan intensitas beban dapat mengakibatkan respon elastis maupun inelastis. Dengan demikian akan terdapat 4 kombinasi yaitu seperti yang tampak pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5: Macam-macam respon akibat beban siklik (Pawirodikromo, 2012).

1. Linear elastik

Adalah respon bahan/elemen struktur yang mana hubungan antara beban-simpangan bersifat lurus, proporsional/linear dan apabila beban dihilangkan maka deformasi bahan akan sama dengan nol (kembali ke posisi semula). Bahan metal khususnya baja mempunyai sifat/respon linear apabila intensitas bebannya masih kecil.

2. Non-linear elastik

Adalah apabila hubungan antara beban-simpangan dari awal sudah tidak lurus/linear tetapi non-linear walaupun intensitas bebannya masih relatif kecil. Apabila beban ditiadakan maka deformasi bahan akan sama dengan nol (kembali ke posisi semula, tidak ada *permanent deformation*). Tanah dan

beton pada umumnya mempunyai sifat nonlinear sejak intensitas beban masih kecil.

3. Linear inelastik

Adalah suatu kondisi yang mana intensitas beban sudah besar, tegangan yang terjadi sudah tidak lagi tegangan elastik tetapi sudah inelastik. Apabila beban ditiadakan maka benda tidak dapat lagi kembali ke posisi semula tetapi kembali secara linear/lurus di tempat yang lain (ada deformasi permanen). Walaupun beban sudah besar tetapi perilaku bahan dimodel secara linear. Struktur beton yang dibebani dengan beban siklik dengan intensitas yang besar pada hakikatnya akan berperilaku non-linear inelastik, tetapi pada umumnya dimodel sebagai linear-inelastik.

4. Nonlinear inelastik

Adalah suatu kondisi pembebanan siklik yang intensitasnya besar yang diterapkan pada struktur tanah maupun beton. Hubungan antara beban dan deformasi tidak lagi bersifat lurus/linear dan apabila beban siklik ditiadakan maka akan terdapat deformasi permanen.

2.5.2. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Menurut Pawirodikromo (2012), berdasarkan kekuatan gempa yang terjadi desain filosofi bangunan tahan gempa sebagai berikut:

1. Pada saat gempa kecil (*light* atau *minor earthquake*) yang sering terjadi, maka struktur utama bangunan harus tidak rusak dan berfungsi dengan baik. Kerusakan kecil yang masih dapat ditoleransi pada elemen non-struktur masih dibolehkan.
2. Pada gempa menengah (*moderate earthquake*) yang relatif jarang terjadi, maka struktur utama bangunan boleh rusak/retak ringan tetapi masih dapat/ekonomis untuk diperbaiki. Elemen non-struktur dapat saja rusak tapi masih dapat diganti dengan yang baru.
3. Pada gempa kuat (*strong earthquake*) yang jarang terjadi, maka struktur bangunan boleh rusak tetapi tidak boleh runtuh total. Kondisi seperti ini juga diharapkan pada gempa besar (*great earthquake*), yang tujuannya adalah melindungi manusia/penghuni bangunan secara maksimum.

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa, diperlukan standar dan peraturan perencanaan bangunan untuk menjamin keselamatan penghuni terhadap gempa besar yang mungkin terjadi serta menghindari dan meminimalisi kerusakan struktur bangunan dan korban jiwa terhadap gempa bumi yang sering terjadi.

Oleh karena itu, struktur bangunan tahan gempa harus memiliki kekuatan, kekakuan dan stabilitas yang cukup untuk mencegah terjadinya keruntuhan bangunan.

2.5.2.1. Kekuatan (*Strength*)

Bangunan harus mempunyai kekuatan yang cukup untuk menahan semua jenis kombinasi beban (beban mati, beban hidup, beban gempa dan beban angin). Untuk struktur yang relatif kaku, kriteria kekuatan ditandai oleh tegangan bahan yang terjadi, sementara lendutan/simpangannya relatif kecil (karena struktur kaku). Tegangan bahan menjadi penentu (*stress govern*) terhadap performa bangunan. Pada tingkat beban layan (*service load*), tegangan yang terjadi harus masih dalam batas elastis dengan angka keamanan tertentu. Angka keamanan yang dimaksudkan salah satunya dapat diakomodasikan melalui faktor beban (*load factor*). Dengan faktor beban (nilainya > 1) maka bahan akan mencapai tegangan leleh hanya apabila intensitas beban gravitasi, beban hidup, dan beban sementara masing-masing naik sebesar faktor bebannya (Pawirodikromo, 2012).

2.5.2.2. Kekakuan (*Stiffness*)

Kekakuan struktur adalah gaya yang diperlukan struktur bila mengalami deformasi sebesar satu satuan baik itu perpanjangan, perpendekan, perputaran sudut, atau deformasi-deformasi lainnya. Nilai kekakuan struktur ini sangat tergantung dari material yang digunakan, dimensi elemen struktur, penulangan, modulus elastisitas (E) dan modulus elastisitas geser (G), serta momen inersia polar struktur tersebut (Budiono dan Supriatna, 2011).

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), kekakuan struktur dapat dilihat dari persamaan berikut:

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.1)$$

dan

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.2)$$

dengan demikian

$$T \approx \frac{1}{\sqrt{k}} \quad (2.3)$$

dimana:

T = Perioda struktur

F = Frekuensi struktur

ω = Kecepatan sudut

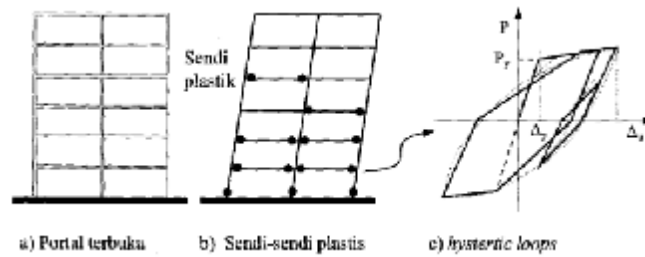
k = Kekakuan struktur

Dengan demikian, semakin besar perioda struktur maka nilai kekakuan dari struktur tersebut semakin kecil, begitu pula sebaliknya.

Pada struktur yang kaku maka yang menjadi kriteria penentu adalah tegangan (*stress govern*). Pada struktur yang fleksibel kriteria penentu sudah akan menjadi *displacement govern*, yaitu nilai lendutan/simpangan yang terjadi. Pada kondisi seperti itu tegangan bahan mungkin masih dalam kategori elastik, tetapi lendutan sudah cukup besar sehingga sudah tidak nyaman untuk ditempati (Pawirodikromo, 2012).

2.5.2.3. Stabilitas (*Stability*)

Stabilitas juga merupakan salah satu kriteria yang penting dan sangat berhubungan erat dengan sifat daktilitas. Akibat beban statik pada umumnya struktur tidak mempunyai masalah. Masalah baru muncul setelah beban dinamik misalnya bangunan digoncang oleh gerakan tanah akibat gempa bumi. Pada saat mengalami gempa, bangunan akan bergetar, tegangan bahan akan meningkat dan mencapai tegangan plastis secara bolak-balik. Pada daerah-daerah sendi plastis akan mengalami hubungan antara beban dan simpangan (*load-deformation*) secara berubah-ubah sepanjang durasi pembebanan yang disebut *hysteretic loops*, seperti yang disajikan pada Gambar 2.6.

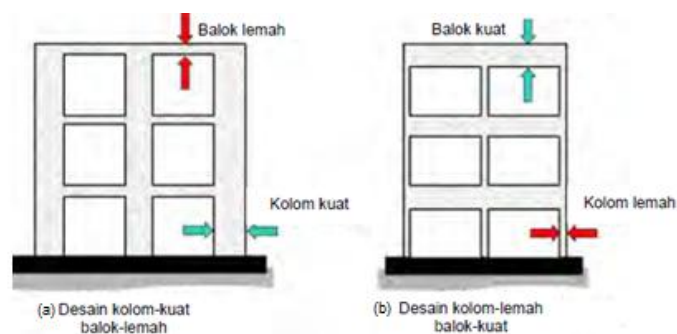


Gambar 2.6: *Hysteretic Loops* (Pawirodikromo, 2012).

Struktur yang stabil adalah apabila *hysteretic loops* tersebut mampu bertahan pada simpangan inelastik yang cukup besar tanpa adanya penurunan kekuatan yang berarti (maksimum penurunan kekuatan sebesar 20% dari kekuatan maksimum). Apabila ini dapat dicapai maka struktur secara keseluruhan akan bersifat stabil, daktil, dan tidak mudah runtuh pada durasi dan simpangan yang cukup lama/besar (Pawirodikromo, 2012).

2.5.3. Konsep *Strong Column Weak Beam*

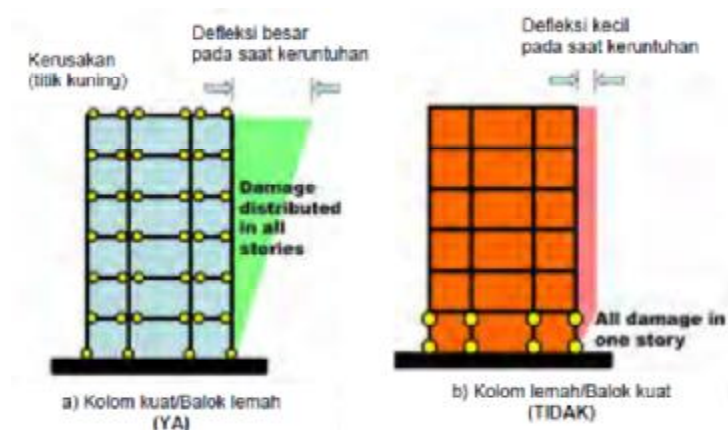
Menurut Murty dkk. (2009), konsep yang saat ini diterima untuk perencanaan seismik struktur rangka beton bertulang adalah pendekatan kolom kuat-balok lemah (*strong column-weak beam*) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7: Balok-kolom struktur beton bertulang (Murty dkk., 2009).

Dalam konsep kolom kuat – balok lemah, kerusakan pertama kali diharapkan terjadi pada balok terlebih dahulu. Apabila pendetailan balok dilakukan dengan baik, maka perilaku daktil dapat dipastikan dan struktur rangka bangunan dapat berdeformasi secara berarti meskipun mengalami kerusakan secara progresif yang disebabkan oleh lelehnya tulangan balok. Pada gempa besar, tipe kerusakan

terjadi pada beberapa balok di seluruh struktur tersebut, tetapi ini dapat dipertimbangkan sebagai “kerusakan yang dapat diterima” karena tidak menyebabkan keruntuhan bangunan secara mendadak (Gambar 2.8.a). Di lain pihak, kolom yang lebih lemah dibandingkan balok akan menerima kerusakan berat secara lokal pada bagian atas dan bawah kolom pada lantai tertentu (Gambar 2.8.b), keruntuhan pada keseluruhan bangunan, sekalipun kolom-kolom di lantai atasnya masih dalam kondisi tidak rusak.



Gambar 2.8: Kerusakan pada balok-kolom struktur rangka beton bertulang (Murty dkk., 2009).

Berdasarkan SNI 2847:2013, konsep *strong column weak beam* ditentukan berdasarkan Pers. 2.4.

$$\sum M_{column} \geq (6/5) \sum M_{beam} \quad (2.4)$$

dimana:

M_{column} = momen kapasitas 2 kolom yang bertemu di joint

M_{beam} = momen kapasitas 2 balok yang menumpu di kolom

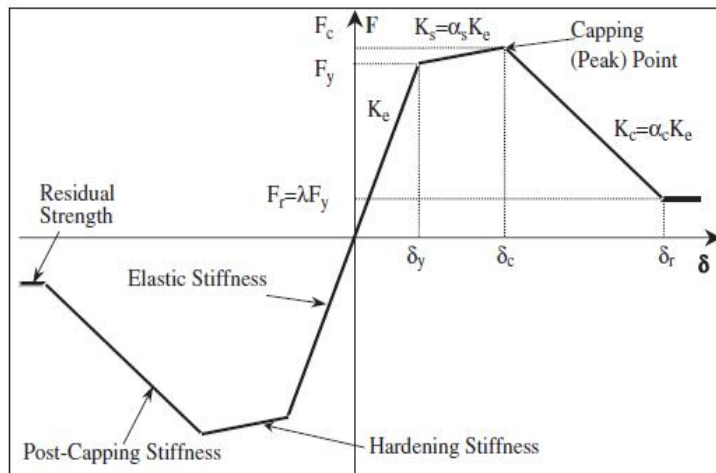
2.5.4. Jenis-jenis Struktur Penahan Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2 tentang Struktur Penahan Beban Gempa, jenis struktur dibedakan menjadi 6 sistem yang dibagi lagi menjadi beberapa subsistem, yaitu:

1. Sistem Dinding Penumpu (*Bearing Wall System*)
Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul oleh dinding geser atau rangka bresing.
2. Sistem Rangka Bangunan (*Building Frame System*)
Sistem struktur yang ada pada dasarnya memiliki ruang untuk pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding struktur ataupun rangka bresing.
3. Sistem Rangka Pemikul Momen
Sistem rangka struktur yang pada dasarnya memiliki rangka pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur.
4. Sistem Ganda (*Dual System*)
Sistem ganda pada dasarnya terdiri dari:
 - Rangka ruang memikul seluruh beban gravitasi.
 - Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25 persen dari seluruh beban lateral, sedangkan sisanya akan dipikul oleh dinding geser.
 - Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi antara sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser.
5. Sistem Interaktif Dinding Geser Rangka
Sistem ini merupakan interaktif dari rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa.
6. Sistem Kolom Kantilever
Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral.

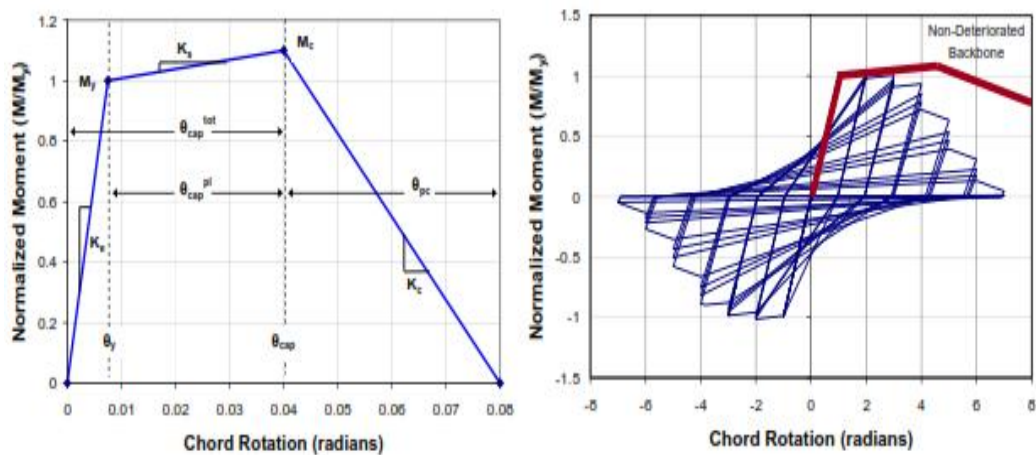
2.6. Model Histeresis untuk Kurva *Backbone*

Kurva *backbone* mendefinisikan peningkatan deformasi respon monotonik untuk semua Model Histeresis seperti yang ditampilkan pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9: Kurva *Backbone* untuk Model Histeresis (Ibarra dkk., 2005).

Menurut Haselton (2008), Kurva *backbone* untuk kurva histeresis, menampilkan pemodelan yang serbaguna dari perilaku siklik seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.10. Aspek penting dalam model ini yaitu cabang kekakuan negatif dari respon pasca-puncak, yang dapat memodelkan perilaku penurunan-regangan yang dihubungkan dengan fenomena seperti hancurnya beton, tekuk dan putusnya tulangan (*buckling and fracture*). Model ini menunjukkan empat mode dasar dari penurunan pembebanan siklik: penurunan kekuatan dari cabang perkuatan-regangan inelastik, penurunan kekuatan dari cabang penurunan-regangan pasca puncak, penurunan kekakuan dari percepatan *reloading*, dan penurunan kekakuan saat *unloading*.



Gambar 2.10: Model Histeresis perilaku monotonik dan siklik (Haselton, 2008).

Kurva *backbone* dikembangkan oleh Haselton dkk. (2008) dalam melakukan studi empiris untuk melihat kekakuan, titik puncak, titik puncak kekakuan tanpa pembebanan, dan kekakuan histeresis/keruntuhan kekuatan pada beton bertulang. Didalam pembentukan kurva *backbone*, terdapat momen leleh (M_y) dan momen puncak (M_c). Kapasitas rotasi mempengaruhi pola keruntuhan yang terjadi, dimulai dari keadaan awal saat beban nol, menuju momen leleh, menuju momen puncak, hingga keruntuhan pasca-puncak.

2.6.1. Momen Puncak (M_c)

Menurut Haselton dkk., (2008), berdasarkan persamaan sederhana didapatkan perbandingan antara momen puncak (M_c) dan momen leleh (M_y) ditentukan berdasarkan Pers. 2.5.

$$\frac{M_c}{M_y} = 1,13 \quad (2.5)$$

Dimana :

M_c = Momen Puncak

M_y = Momen Leleh

2.6.2. Rotasi Leleh (θ_y)

Menurut Stathopoulos dan Anagnostopoulos (2005), θ_y adalah normalisasi rotasi pada saat leleh, untuk penampang balok beton bertulang ditentukan berdasarkan Pers. 2.6.

$$\theta_y = \frac{M_y}{6 EI} l \quad (2.6)$$

Dimana:

θ_y = Rotasi pada saat leleh

M_y = Momen leleh

E = Modulus elastisitas

I = Momen Inersia kolom/balok

l = Panjang kolom/balok

2.6.3. Rotasi Sendi Plastis (θ_p)

Fungsi dari θ_p adalah untuk memprediksi kapasitas rotasi plastis dari suatu elemen. Ada beberapa hal yang mempengaruhi nilai θ_p , seperti tulangan transversal pada daerah sendi plastis, koefisien tekuk tulangan, diameter tulangan longitudinal, mutu beton, mutu baja, dan sebagainya.

2.6.4. Rotasi pada saat Runtuh/ *Post-capping rotation* (θ_{pc})

Penelitian tentang kapasitas rotasi *post-capping* digunakan untuk memprediksikan kapasitas keruntuhan. Parameter kunci yang paling mempengaruhi daktilitas, yaitu: rasio beban aksial, rasio tulangan transversal (sengkang), dan koefisien tekuk tulangan. Berdasarkan penelitian yang dilakukan Haselton (2008),

2.7. Daktilitas

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), daktilitas adalah kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

Berdasarkan metode perhitungannya, daktilitas terbagi atas empat jenis yaitu dari segi tegangan (*strain*), lengkungan (*curvature*), lendutan (*displacement*), dan rotasi.

2.7.1. Daktilitas Tegangan (*Strain Ductility*)

Menurut Siregar (2008), kemampuan dari material/struktur untuk menahan tegangan plastis tanpa penurunan yang drastis dari tegangan disebut daktilitas tegangan. Daktilitas tegangan dapat ditentukan dengan Pers. 2.7.

$$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon}{\epsilon_y} \quad (2.7)$$

dimana:

ϵ = Total tegangan yang terjadi
 ϵ_y = Tegangan pada saat leleh

2.7.2. Daktilitas Lendutan (*Displacement Ductility*)

Menurut Churrohman (2012), daktilitas lendutan biasanya dipakai pada evaluasi struktur yang diberikan gaya gempa. Daktilitas lendutan didefinisikan oleh rasio dari total lendutan yang terjadi (Δ) dengan lendutan pada awal titik leleh (*yield point*) μ_y . Untuk menentukan daktilitas lendutan dapat digunakan Pers. 2.8 dan 2.9.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\mu}{\mu_y} > 1 \quad (2.8)$$

$$\mu = \mu_y + \mu_p \quad (2.9)$$

dimana:

μ_p = Lendutan pada titik plastis

μ_y = Lendutan pada titik leleh

2.7.3. Daktilitas Lengkungan (*Curvature Ductility*)

Menurut Siregar (2008), daktilitas lengkungan adalah yang diberikan oleh penulangan struktur. Daktilitas lengkungan dapat dilihat dengan Pers.2.10.

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_m}{\phi_y} \quad (2.10)$$

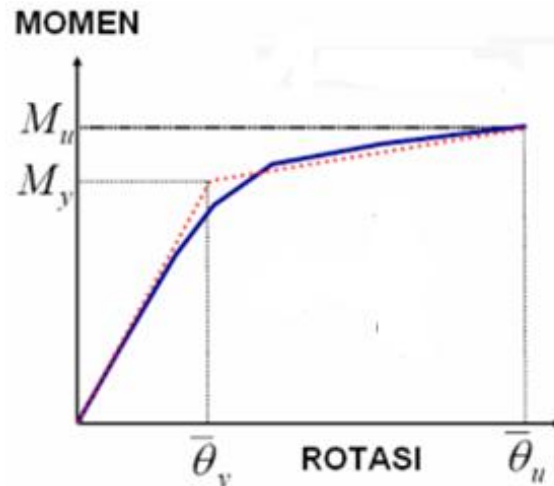
dimana:

ϕ_m = Lengkungan maksimum yang akan timbul

ϕ_y = Lengkungan pada saat leleh

2.7.4. Daktilitas Rotasi (*Rotation Ductility*)

Menurut Faisal (2016), daktilitas rotasi diperlukan untuk mengetahui seberapa besar kemampuan deformasi elemen struktur. Daktilitas rotasi ini ditunjukkan secara jelas oleh Gambar 2.11, dimana besarnya dihasilkan oleh perbandingan antara rotasi θ_u dengan θ_y .



Gambar 2.11: Diagram momen rotasi dan daktilitas rotasi (Faisal, 2016).

Menurut Faisal (2016), daktilitas rotasi ditentukan berdasarkan Pers. 2.11.

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (2.11)$$

dimana:

θ_u = Rotasi pada batas ultimit

θ_y = Rotasi pada saat leleh

M_u = Momen ultimit

M_y = Momen leleh

Jika nilai θ_u tersebut ditinjau berdasarkan batas rotasi sendi plastis (θ_p) dan θ_{pc} , seperti yang ditentukan dalam Model Histeresis sesuai dengan Gambar 2.10., maka Pers. 2.8 dapat diuraikan menjadi Pers. 2.12 dan 2.13.

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_p}{\theta_y} \quad (2.12)$$

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_{pc}}{\theta_y} \quad (2.13)$$

dimana:

θ_{pc} = Koefisien rotasi *post-capping*

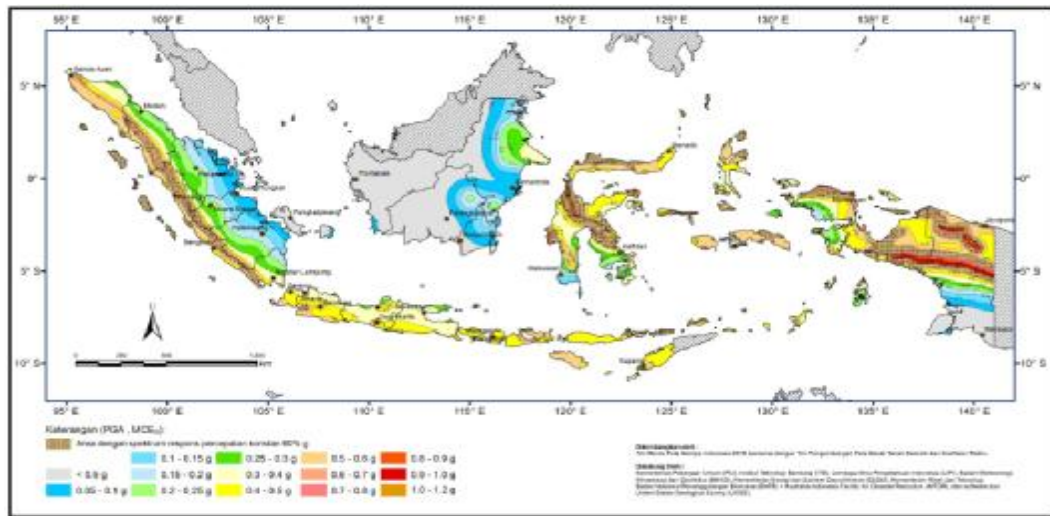
θ_p = Koefisien rotasi plastis

θ_y = Rotasi pada saat leleh

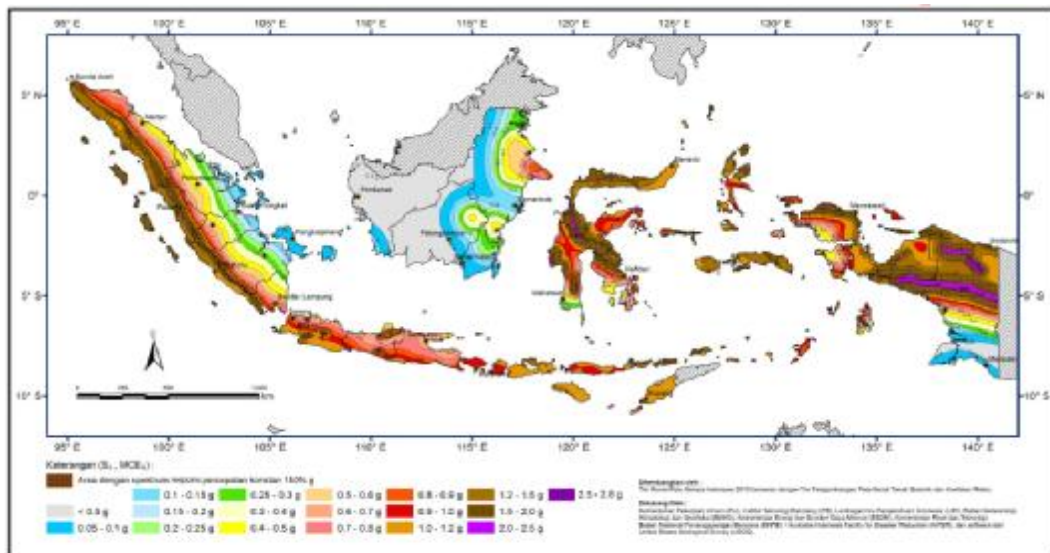
2.8. Tata Cara Perencanaan Bangunan Tahan Gempa (1726:2012)

2.8.1. Peta Wilayah Gempa

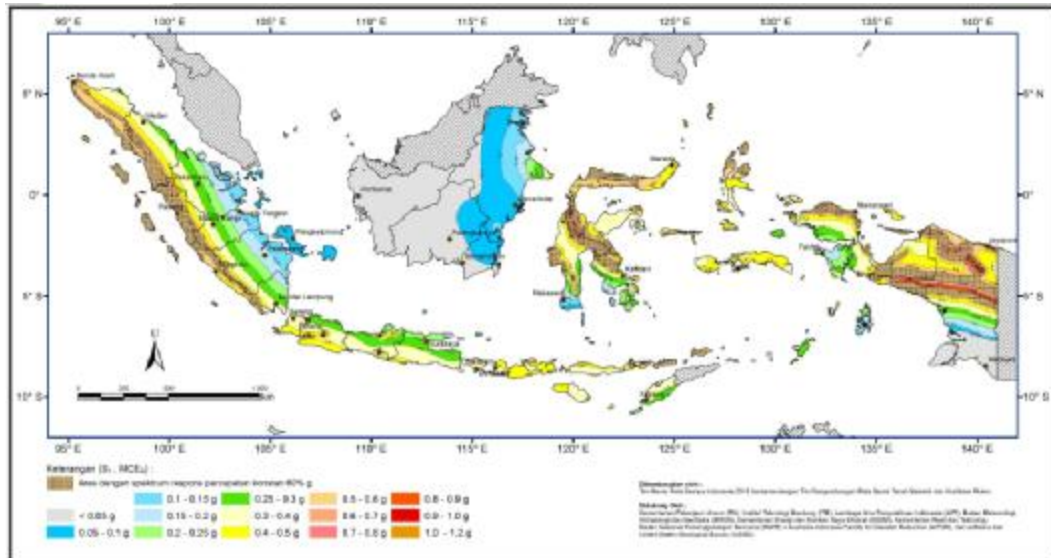
Peta wilayah gempa yang ditampilkan dalam SNI 1726:2012 meliputi panduan peta percepatan tanah puncak (PGA) dan respon spektrum percepatan dibantuan dasar (S_B) untuk perioda pendek 0,2 detik (S_S) dan untuk perioda panjang 1,0 detik (S_1) seperti yang ditampilkan pada Gambar 2.12 - 2.1.4.



Gambar 2.12: PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G), kelas situs SB (SNI 1726:2012).



Gambar 2.13: S_1 , Peta respon spektrum percepatan 1,0 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (SNI 1726:2012).



Gambar 2.14: S_s , Peta respon spektrum percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (SNI 1726:2012).

2.8.2. Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726:2012, klasifikasi kelas situs dikategorikan seperti yang ditampilkan dalam Tabel 2.1.

Tabel 2.1: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas Situs	\square_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $W \geq 40 \%$, dan 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa.		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon spesifik situs yang mengikuti Pasal	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: – Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah.		

Tabel 2.1: *Lanjutan.*

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
6.10.1 tentang Analisa Respon Situs berdasarkan SNI 1726:2012	<ul style="list-style-type: none"> - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 7,5$) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u > 50$ kPa. 		

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

2.8.3. Percepatan Tanah Puncak

Berdasarkan SNI 1726:2012, besarnya percepatan tanah puncak diperoleh dengan mengalikan koefisien situs F_{PGA} dengan nilai PGA yang diperoleh dari Gambar. Besarnya F_{PGA} ditentukan dalam Tabel 2.2.

Tabel 2.2: Koefisien situs untuk PGA (F_{PGA}) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.3)	PGA				
	$PGA \leq 0,1$	$PGA = 0,2$	$PGA = 0,3$	$PGA = 0,4$	$PGA \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	$\geq 0,6$ (SS)				

Keterangan:

PGA = Nilai PGA dibantuan dasar (S_B) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.14).

S_s = Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisa respon spesifik.

Percepatan tanah puncak dapat diperoleh dengan menggunakan Pers 2.14 berikut:

$$PGA_M = F_{PGA} \cdot PGA \quad (2.14)$$

dimana:

PGA_M = Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs.

F_{PGA} = Nilai koefisien situs untuk PGA

2.8.4. Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan dan kategori risiko dari tiap jenis bangunan yang digunakan dan ditentukan. Untuk struktur bangunan perkantoran, dapat dilihat dan Tabel 2.3. Selanjutnya besarnya faktor keutamaan gempa tersebut dapat dilihat dalam Tabel 2.4.

Tabel 2.3: Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

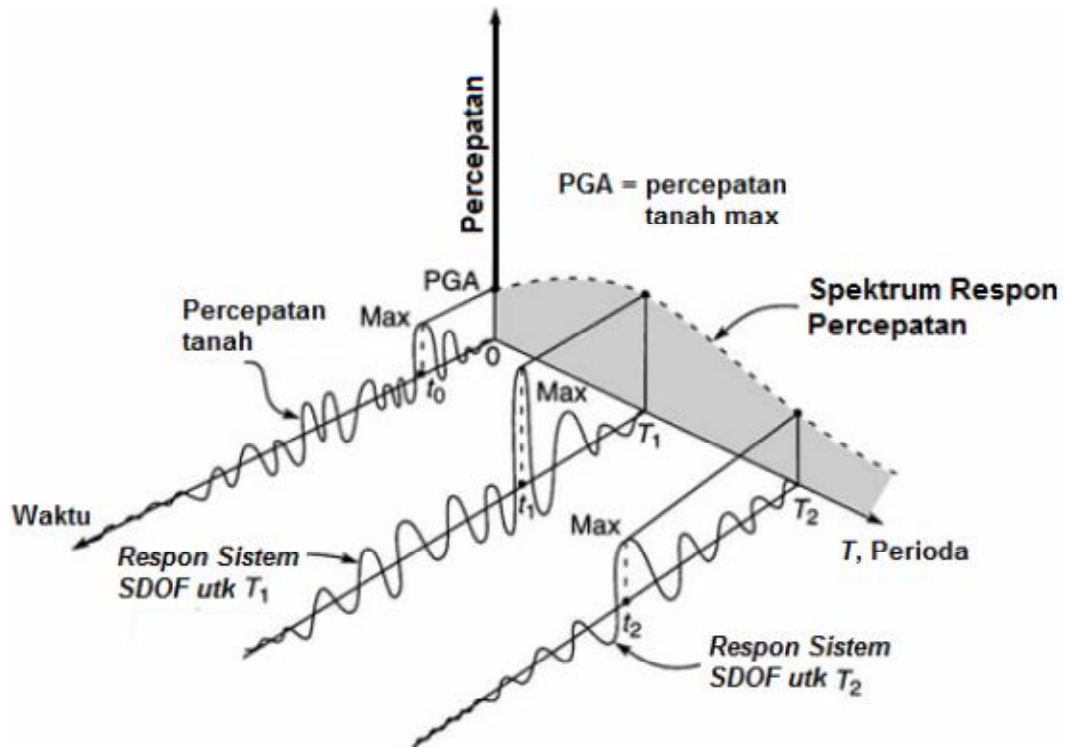
Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none">• Perumahan• Rumah toko dan rumah kantor• Pasar• Gedung perkantoran• Gedung apartemen / Rumah susun• Pusat perbelanjaan / Mall• Bangunan industri• Fasilitas manufaktur• Pabrik	II

Tabel 2.4: Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori risiko	Faktor Keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.8.5. Respon Spektrum

Menurut Faisal (2016), respon spektrum adalah spektrum (plot) yang memuat nilai-nilai amplituda max dari sebuah nilai respon sistem teredam untuk beragam variasi perioda (frekuensi) alami.



Gambar 2.15: Grafik spektrum perbandingan percepatan dengan perioda.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6 tentang Wilayah Gempa dan Respon Spektrum, desain respon spektrum harus ditentukan dan dibuat terlebih dahulu berdasarkan data-data yang ada. Data-data yang dibutuhkan dan prosedur pembuatan respon spektrum antar lain:

- a. Parameter percepatan batuan dasar

Parameter S_s (percepatan batuan dasar perioda pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respon spektrum percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik seperti pada Gambar 2.13 dan Gambar 2.14 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

- b. Parameter kelas situs

Ditentukan berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklarifikasikan sesuai dengan Tabel 2.1.

- c. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respon spektrum percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R). Berdasarkan SNI 1726:2012 untuk menentukan respon spektrum percepatan gempa di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada perioda pendek 0,2 detik (F_a) dan perioda 1,0 detik (F_v). Selanjutnya parameter respon spektrum percepatan gempa di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien F_a dan F_v yang terdapat dalam Tabel 2.5 dan Tabel 2.6 dengan spektrum percepatan untuk perioda pendek 0,2 detik (S_S) dan perioda 1,0 detik (S_I) di batuan dasar yang diperoleh dari peta gempa Indonesia SNI 1726:2012 sesuai Pers. 2.15 dan 2.16.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (2.15)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (2.16)$$

dimana:

S_S = Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.14)

S_I = Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.13)

F_a = Koefisien perioda pendek

F_v = Koefisien perioda 1,0 detik

Tabel 2.5: Koefisien perioda pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.3)	PGA				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon situs-spesifik				

Tabel 2.6: Koefisien perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.3)	PGA				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon situs-spesifik				

d. Parameter percepatan spektrum desain

Parameter percepatan spektrum desain untuk perioda pendek (S_{DS}) dan perioda 1 detik (S_{D1}) harus ditetapkan melalui Pers. 2.17 - 2.20.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.17)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.18)$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.19)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.20)$$

dimana:

S_{DS} = Respon spektrum percepatan respon desain untuk perioda pendek

S_{D1} = Respon spektrum percepatan desain untuk perioda 1,0 detik

T = Perioda getar fundamental struktur

Untuk mendapatkan spektrum respon desain harus dikembangkan dengan mengikuti ketentuan berikut:

1. Untuk perioda yang lebih kecil T_0 , spektrum respon percepatan desain, S_a didapatkan dari Pers. 2.21,

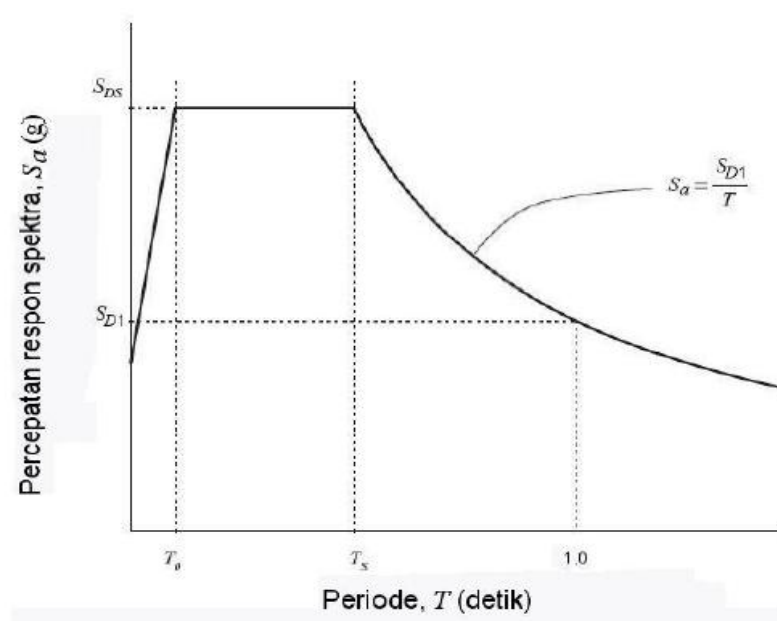
$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.21)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S , spektrum respon percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS} .

3. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan Pers. 2.22.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.22)$$

Selanjutnya, semua parameter respon desain diplot di dalam grafik dan akan menghasilkan respon spektrum desain seperti yang terlihat pada Gambar 2.16.



Gambar 2.16: Respon spektrum desain.

2.8.6. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, kategori desain seismik dibagi menjadi enam yaitu kategori desain seismik A, B, C, D, E dan F. Kategori desain seismik ditentukan oleh kategori risiko struktur yang ditinjau (I-IV) dan nilai parameter gempa dari situs dimana struktur atau bangunan tersebut akan dibangun (S_{DS} dan S_{D1}), seperti yang ditampilkan dalam Tabel 2.7 dan 2.8.

Tabel 2.7: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A

Tabel 2.7: Lanjutan.

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.8: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai S_{DI}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DS} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DS} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DS}$	D	D

Untuk kategori desain seismik C, D, E dan F diharuskan untuk dilakukan investigasi geoteknik yang meliputi analisa stabilitas lereng, likuifaksi, penurunan total dan beda penurunan, serta perpindahan permukaan akibat patahan. Khusus untuk kategori desain seismik D, E dan F investigasi geoteknik harus mencakup gaya seismik dinamik tanah dan potensi likuifaksi. Untuk menghitung potensi likuifaksi digunakan PGA_M (*Peak Ground Accelocation*, terkoreksi untuk kelas situs).

2.8.7. Struktur Penahan Beban Gempa

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang telah ditetapkan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.2 Stuktur Penahan Beban Gempa tentang, setiap tipe dibagi-bagi berdasarkan tipe elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismik lateral. Setiap sistem penahan gaya seismik yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang telah ditetapkan.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2 tentang Struktur Penahan Beban Gempa, sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut:

- Faktor koefisien modifikasi respon (R)
- Faktor kuat lebih sistem (C_d)

- Faktor pembesaran defleksi (Ω_0)
- Faktor batasan tinggi sistem struktur

Hal tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.9.

Tabel 2.9: Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa.

Sistem penahan gaya gempa seismik	Koef. Modifikasi respon, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 ^{1/2}	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 ^{1/2}	TB	TB	TI	TI	TI
3. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 ^{1/2}	TB	TI	TI	TI	TI
4. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5 ^{1/2}	TB	TB	TB	TB	TB
5. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4 ^{1/2}	TB	TB	TI	TI	TI
6. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5 ^{1/2}	48	48	30	TI	TI
7. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2 ^{1/2}	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja canai dingin pemikul momen	3 ^{1/2}	3	3 ^{1/2}	10	10	10	10	10
Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan khusus								

Tabel 2.9: Lanjutan.

Sistem penahan gaya gempa seismik	Koef. Modifikasi respon, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembebasan defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
1. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2 ^{1/2}	5	TB	TB	TI	TI	TI
2. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2 ^{1/2}	4	TB	TB	TB	TB	TB
3. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2 ^{1/2}	5	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7 ^{1/2}	2 ^{1/2}	6	TB	TB	TB	TB	TB
5. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2 ^{1/2}	6	TB	TB	TB	TB	TB
6. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2 ^{1/2}	5	TB	TB	TI	TI	TI

2.8.8. Perioda Alami Struktur

Perioda adalah besarnya waktu yang diperlukan untuk mencapai satu getaran. Perioda alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan dimana frekuensi alami struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur (Budiono dan Supriatna, 2011).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2 tentang Penentuan Perioda, perioda struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisa yang teruji. Perioda struktur fundamental memiliki nilai batas minimum

dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut ditentukan dalam Pers. 2.23 dan Pers. 2.24.

- Periode fundamental pendekatan minimum ($T_{a \text{ minimum}}$):

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t h_n^x \quad (2.23)$$

- Periode fundamental pendekatan maksimum ($T_{a \text{ maksimum}}$):

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.24)$$

dimana:

$T_{a \text{ minimum}}$ = Nilai batas bawah periode bangunan

$T_{a \text{ maksimum}}$ = Nilai batas atas periode bangunan

h_n = Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (m)

x = Ditentukan dari Tabel 2.10

C_t = Ditentukan dari Tabel 2.10

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.11

Tabel 2.10: Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012.

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka pemikul 100% seismik yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Tabel 2.11: Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter Percepatan Respon Spektrum Desain pada 1 Detik S_{D1}	Koefisien (CU)
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4

Tabel 2.11: *Lanjutan.*

Parameter Percepatan Respon Spektrum Desain pada 1 Detik SD1	Koefisien (CU)
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

2.8.9. Gaya Geser Dasar Seismik

Bedasarkan SNI 1726:2012, geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.25.

$$V = C_s \cdot W \quad (2.25)$$

dimana:

C_s = Koefisien respon seismik yang ditentukan

W = Berat seismik efektif

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1, untuk mendapatkan koefisien C_s digunakan persamaan-persamaan yang terdapat pada Pers. 2.26 – Pers.2.29.

1. C_s maksimum

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.26)$$

2. C_s hasil hitungan

$$C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.27)$$

3. C_s minimum

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} \text{ I} \geq 0,01 \quad (2.28)$$

4. C_s minimum tambahan

$$C_{s \text{ minimum tambahan}} = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.29)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan respon spektrum desain untuk perioda pendek 0.2 detik

S_1 = Parameter percepatan respon spektrum desain untuk perioda 1 detik

R = Faktor modifikasi respon

I = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

T = Perioda struktur dasar (detik)

Nilai C_s hasil hitungan yang didapatkan tidak perlu melebihi nilai C_s maksimum dan juga tidak perlu kurang dari nilai C_s minimum. Sedangkan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 lebih besar dari 0,6 g maka C_s harus tidak kurang dari nilai C_s minimum tambahan.

2.8.10. Stuktur Bangunan Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan

Berdasarkan SNI 1726:2016 struktur bangunan gedung harus diklasifikasikan sebagai beraturan dan tidak beraturan berdasarkan pada kriteria dalam pasal ini. Klasifikasi tersebut harus didasarkan pada konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur bangunan gedung.

2.8.10.1. Ketidakberaturan Horizontal

Struktur bangunan gedung yang mempunyai satu atau lebih tipe ketidakberaturan seperti yang terdapat pada Tabel 2.13 harus dianggap mempunyai ketidakberaturan struktur horizontal. Struktur-struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik sebagaimana yang terdaftar dalam Tabel 2.13 harus memenuhi persyaratan dalam pasal-pasal yang dirujuk dalam tabel tersebut.

2.8.10.2. Ketidakberaturan Vertikal

Struktur bangunan gedung yang mempunyai satu atau lebih tipe ketidakberaturan seperti yang terdaftar dalam Tabel 2.12 harus dianggap mempunyai ketidakberaturan vertikal. Struktur-struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik sebagaimana sebagaimana yang terdaftar dalam Tabel 2.13 harus memenuhi persyaratan dalam pasal-pasal yang dirujuk dalam tabel.

Pengecualian:

1. Ketidakberaturan struktur vertikal Tipe 1a, 1b, atau 2 dalam Tabel 2.13 tidak berlaku jika ada rasio simpangan antar lantai akibat gaya gempa lateral desain yang nilainya lebih besar dari 130 persen rasio simpangan antar tingkat di atasnya. Pengaruh torsi tidak perlu ditinjau pada perhitungan simpangan antar lantai. hubungan rasio simpangan antar lantai tingkat untuk dua tingkat teratas struktur bangunan tidak perlu dievaluasi.
2. Ketidakberaturan struktur vertikal 1a, 1b, dan 2 dalam Tabel 2.14 tidak perlu ditinjau pada bangunan satu tingkat dalam semua kategori desain seismik atau bangunan dua tingkat yang dirancang untuk kategori desain seismik B, C atau D.

Tabel 2.12: Ketidakberaturan horizontal pada struktur.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung	7.3.3.4 7.3.3 7.8.4.3 7.12.1	D, E, dan F B, C, D, E dan F C,D, E dan F C,D, E dan F
	lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.3.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	B, C, D, E dan F
1b	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	E dan F D B, C dan D C dan D C dan D D B, C dan D
2	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E dan F D, E dan F
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan kontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E dan F D, E dan F

Tabel 2.12: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
4	Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefenisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	B, C, D, E dan F D, E dan F B, C, D, E dan F D, E dan F B, C, D, E dan F
5	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefenisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	C, D, E dan F B, C, D, E dan F D, E dan F B, C, D, E dan F

Tabel 2.13: Ketidakberaturan vertikal pada struktur.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefenisikan ada jika terdapat satu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 13	D, E dan F
1b.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefenisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D, E dan F

Tabel 2.13: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi		Penerapan kategori desain seismik
2.	Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 13		D, E dan F
3.	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa di semua	Tabel 13		D, E dan F
	tingkat lebih dari 130 persen dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa di dekatnya.			
4.	Diskontinuitas Arah Bidang dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13		B, C, D, E dan F D, E dan F D, E dan F
5a.	Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel 13		E dan F D, E dan F

Tabel 2.13: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi		Penerapan kategori desain seismik
5b.	Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat yang Berlebihan didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 13		D, E dan F B dan C D, E dan F

2.8.11. Pengaruh P-delta

Pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan pada Pers. 2.30 berikut sama dengan atau kurang dari 0,10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (2.30)$$

dimana:

P_x = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x, dinyatakan dalam kilo newton (kN); bila menghitung P_x , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0

Δ = Adalah simpangan antar lantai tingkat desain seperti didefinisikan dalam SNI 1726:2012 pasal 7.8.6, terjadi secara serentak dengan V_x , dinyatakan dalam millimeter (mm)

I_e = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 4.1.2

V_x = Gaya geser seismik yang bekerja antar lantai tingkat x dan x-1 (kN)

- h_{sx} = Tinggi tingkat di bawah tingkat x, dinyatakan dalam millimeter (mm)
 C_d = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.9

Koefisien stabilitas (θ) harus tidak melebihi θ_{max} yang ditentukan sebagai berikut:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (2.31)$$

dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan x-1. Rasio ini diijinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

Jika koefisien stabilitas (θ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan θ_{max} , faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan dengan analisa rasional. Sebagai alternatif, diijinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya komponen struktur dengan 1,0 (1- θ).

Jika θ lebih besar dari θ_{max} struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

Jika pengaruh P-delta disertakan dalam analisa otomatis, Pers. 2.31 masih harus dipenuhi, akan tetapi, nilai θ yang dihitung dari Pers. 2.30 menggunakan hasil analisa P-delta diijinkan dibagi dengan (1+ θ) sebelum diperiksa dengan Pers. 2.31.

2.8.12. Torsi

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.8.4.1 dan pasal 7.8.4.2 terdapat dua jenis torsi yang terjadi, yaitu:

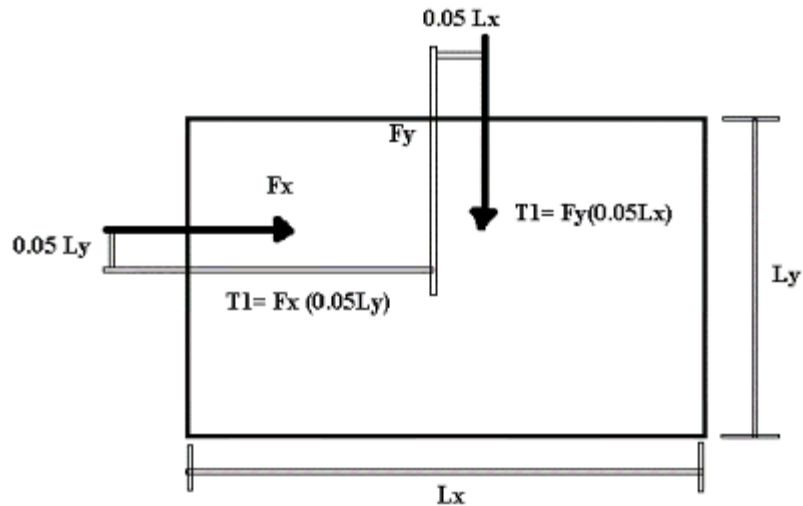
1. Torsi Bawaan

Untuk diafragma tidak fleksibel, desain harus menyertakan momen torsi bawaan, M_t , yang dihasilkan dari eksentrisitas antara lokasi pusat massa dan pusat kekakuan. Untuk diafragma fleksibel, distribusi gaya ke elemen vertikal harus memperhitungkan posisi dan distribusi massa yang didukungnya.

2. Torsi Tak Terduga

Jika diafragma tidak fleksibel, desain harus menyertakan momen torsi bawaan (M_t) (Kn) yang diakibatkan oleh perpindahan pusat massa dari lokasi

aktualnya yang diasumsikan pada masing-masing arah dengan jarak sama dengan 5 persen dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan



Gambar 2.17: Torsi Tak Terduga

Jika gaya gempa diterapkan secara serentak dalam dua arah ortogonal, perpindahan pusat massa 5 persen yang disyaratkan tidak perlu diterapkan dalam kedua arah orthogonal pada saat bersamaan, tetap harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh yang lebih besar.

Torsi di dalam SNI 1726-2012 termasuk kedalam ketidakberaturan horizontal. Defenisi untuk ketidakberaturan horizontal dapat dilihat pada Tabel 2.12. Untuk mengetahui ada tidaknya ketidakberaturan torsi pada suatu struktur dapat ditentukan dengan melihat defleksi maksimum (δ_{max}) dan defleksi rata-rata (δ_{avg}) pada struktur tersebut seperti pada Gambar 2.12. Berikut ini merupakan tipe dari ketidakberaturan torsi yang ditentukan berdasarkan defleksi meksimum (δ_{max}) dan defleksi rata-rata (δ_{avg}) :

1. $\delta_{max} < 1,2 \delta_{avg}$: Tanpa ketidakberaturan torsi
2. $1,2 \delta_{max} [\delta_{max} [1,4 \delta_{avg}$: Ketidakberaturan torsi 1 a
3. $\delta_{max} > 1,4 \delta_{avg}$: Ketidakberaturan torsi 1 b

Di dalam SNI 1726-2012, terdapat parameter pembesaran momen torsi tak terduga (A_x). Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E, atau

F, di mana tipe 1a dan 1b ketidakberaturan torsi terjadi seperti didefinisikan pada Tabel 2.12 harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan M_t di masing-masing pada Gambar 2.17 dan ditentukan dari persamaan berikut ini:

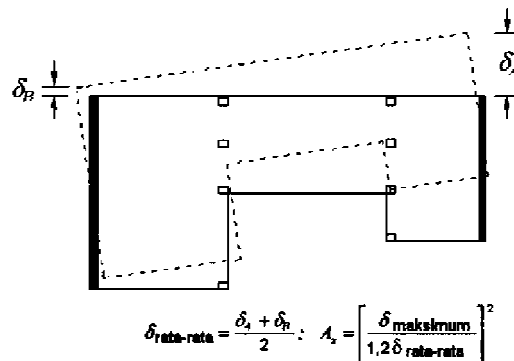
$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1,2 \delta_{\text{avg}}} \right)^2$$

dimana :

δ_{\max} = adalah perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$

δ_{avg} = adalah rata-rata perpindahan di titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$

Faktor pembebanan torsi A_x tidak disyaratkan melebihi 3.



Gambar 2.18: Faktor pembesaran torsi (A_x)

2.8.13. Metode Analisis

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7, analisa struktur yang disyaratkan harus terdiri dari salah satu tipe yang diijinkan dalam Tabel 2.14, berdasarkan pada kategori desain seismik struktur, sistem struktur, properti dinamis, dan keteraturan, atau dengan persetujuan pemberi ijin yang mempunyai kuasa hukum, sebuah prosedur alternatif yang diterima secara umum diijinkan digunakan. Prosedur analisa yang dipilih harus dilengkapi sesuai dengan persyaratan dari pasal yang terkait.

Tabel 2.14: Prosedur analisa yang boleh digunakan.

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisa gaya lateral ekuivalen Pasal 7.8	Analisa spektrum respon ragam Pasal 7.9	Prosedur riwayat respon seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat.	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat.	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan.	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya ketidakberaturan horizontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 11.	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Catatan: Diiijinkan, TI: Tidak diijinkan

2.8.13.1. Metode Analisa Respon Spektrum Ragam

Menurut Budiono dan Supriatna (2011) parameter respon terkombinasi respon masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respon rencana gempa merupakan respon maksimum. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respon menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Untuk penjumlahan respon ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Waktu getar alami dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Sedangkan untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respon ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respon ragam yang pertama. Bila respon dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dalam Pers. 2.32.

$$V_t \geq 0,85 V_1 \quad (2.30)$$

Maka, apabila nilai akhir respon dinamik lebih kecil dari nilai respon ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisa spektrum respon ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.33.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85V_1}{V_t} \geq 1 \quad (2.31)$$

dimana:

V_t = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisa ragam spektrum respon yang telah dilakukan

V_1 = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen

2.8.13.2. Metode Analisa Riwayat Waktu

Analisa riwayat waktu terbagi menjadi 2 jenis metode, yaitu:

1. Analisa respon dinamik riwayat waktu linear

Adalah suatu cara analisa untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data maksimum, dimana respon dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi langsung atau dapat juga dengan metode analisa ragam.

2. Analisa respon dinamik riwayat waktu nonlinear

Adalah suatu cara analisa untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh (linear) maupun elastik-plastis (nonlinear) terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data maksimum, dimana respon dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi langsung.

2.8.14. Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan

Beban kerja pada struktur atau komponen struktur ditetapkan berdasarkan peraturan pembebanan yang berlaku. Berdasarkan PPPURG (1987), beban pada struktur atau komponen struktur dikelompokkan menjadi 5 jenis beban, yaitu:

1. Beban mati, yaitu berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu seperti pipa-pipa, saluran listrik, AC, lampu-lampu, penutup lantai/atap, plafon, dan sebagainya.

2. Beban hidup, yaitu semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari

gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut.

3. Beban angin, yaitu semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.
4. Beban gempa, yaitu semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu.
5. Beban khusus, yaitu semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang terjadi akibat selisih suhu, pengangkatan dan pemasangan, penurunan pondasi, susut, gaya-gaya tambahan yang berasal dari beban hidup seperti gaya rem yang berasal dari keran, gaya sentrifugal dan gaya dinamis yang berasal dari mesin-mesin, serta pengaruh-pengaruh khusus lainnya.

Kombinasi beban untuk metode ultimit struktur, komponen-komponen struktur dan elemen-elemen pondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor.

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal adalah:

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL
3. $1,2 DL + 1 LL \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$
4. $1,2 DL + 1 LL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$
5. $0,9 DL \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$
6. $0,9 DL \pm 1 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$

dimana:

DL = Beban mati, termasuk SIDL

LL = Beban hidup

Ex = Beban gempa arah-x

Ey = Beban gempa arah-y

ρ = Faktor redudansi

S_{DS} = Parameter percepatan respon spektrum desain pada perioda pendek

Q_E = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain

Faktor reduksi (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik masing-masing dalam kedua arah orthogonal untuk semua struktur. Kondisi dimana nilai ρ diizinkan 1 sebagai berikut:

- Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C
- Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural
- Desain struktural nongedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung
- Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 pada SNI 1726:2012 yang digunakan
- Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain
- Beban diafragma ditentukan dengan menggunakan persamaan yang terdapat pada SNI 1726:2012, yaitu:

$$F_{px} = \frac{\sum F_i}{\sum w_i} w_{px} \quad (2.32)$$

dimana:

F_{px} = Gaya desain diafragma

F_i = Gaya desain yang diterapkan di tingkat i

w_i = Tributari berat sampai tingkat i

w_{px} = Tributari berat sampai diafragma di tingkat x

dimana F_{px} tidak boleh kurang dari Pers. 2.35.

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.33)$$

Dan F_{px} tidak boleh melebihi dari Pers. 2.36.

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.34)$$

- Struktur bagian sistem peredaman
- Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkutnya

Untuk struktur yang dirancang bagi kategori desain seismik D, E, dan F faktor redudansi (ρ) harus sama dengan 1,3; kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana ρ diizinkan diambil sebesar 1.

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.15.

Tabel 2.15: Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar.

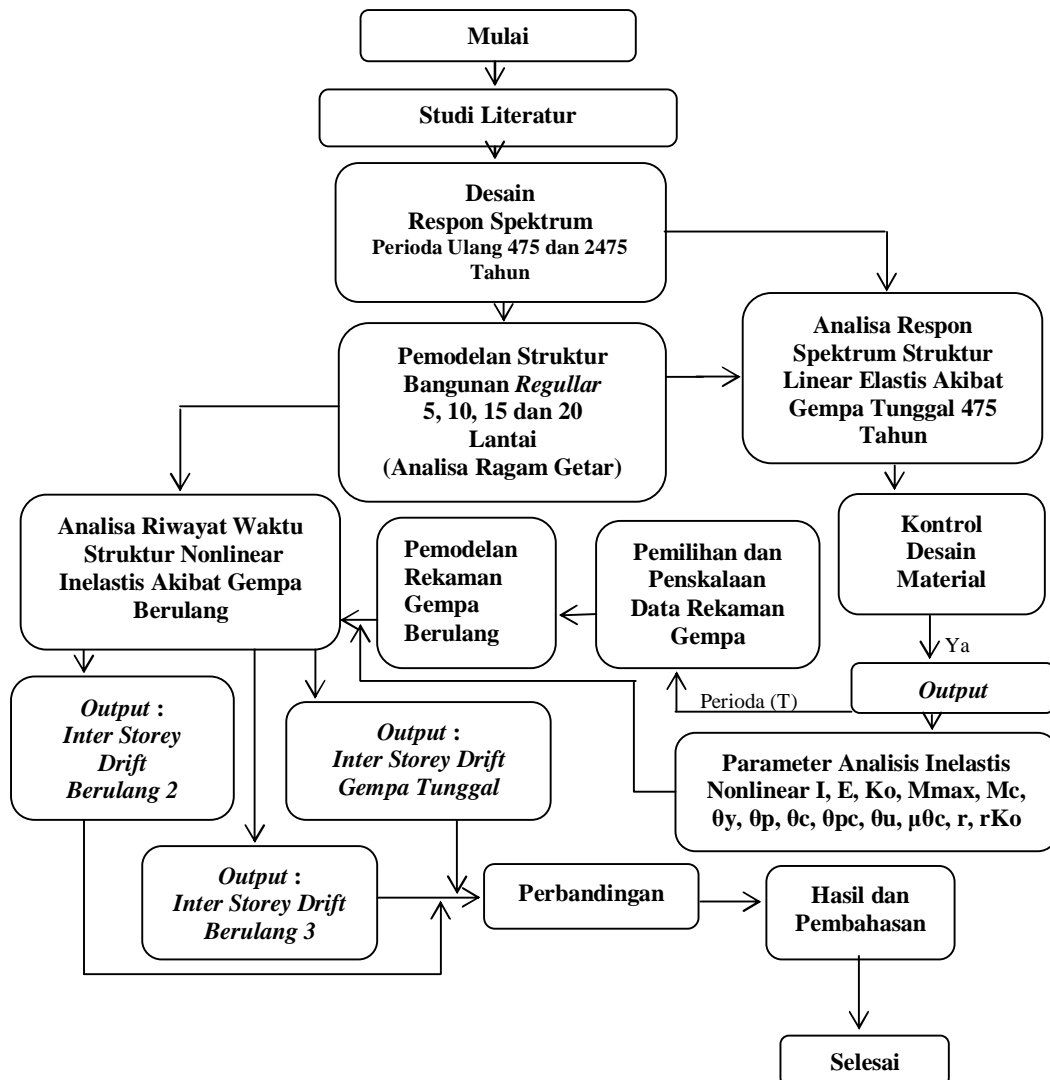
Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen disambung balok ke kolom di kedua ujung balok tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33% atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebih (Tabel 2.11 No.1b SNI 1726:2012)

- Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang permeter penahan gaya yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding struktur harus dihitung sebagai panjang dinding struktur dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat untuk konstruksi rangka ringan.

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Umum

Bab ini berisi tentang pemodelan struktur yang direncanakan. Struktur dianalisis menggunakan 2 *software* bantuan, yaitu Program analisa struktur, dan RUAUMOKO2D. Secara umum, metode penelitian dalam Tugas Akhir ini dibuat dalam suatu diagram alir seperti yang tampak pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir penelitian.

3.2. Desain Spektra Gempa

3.2.1. Desain Respon Spektrum Periode Gempa 475 Tahun

Dalam perencanaan Analisa Struktur Linear Elastik Dengan Metode Respon Spektrum dengan Pemodelan struktur gedung Beraturan di kota Banda aceh yang dinilai sebagai daerah rawan gempa di Indonesia dalam Periode gempa 475 tahun dengan nilai p_g (*Peak Ground Acceleration*) $S_s = 1,75$ g dan $S_1 = 0,75$ g pada tanah lunak.

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa rencana harus dianalisis terlebih dahulu. Adapun tahapan yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respon gempa desain dapat dilakukan sebagai berikut.

a. Penentuan koefisien F_a dan F_v

- Koefisien F_a

Koefisien F_a terdapat pada Tabel 2.5 ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_s yang terdapat pada Gambar 2.14 dan berdasarkan jenis tanah lunak. Maka diperoleh nilai $F_a = 0,9$

- Koefisien F_v

Koefisien F_v terdapat pada Tabel 2.6 ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_1 yang terdapat pada Gambar 2.13 dan berdasarkan jenis tanah lunak. Maka diperoleh nilai

$$F_v = 2,4$$

b. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{MI}

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

$$S_{MS} = 0,9 \cdot 1,75$$

$$S_{MS} = 1,575$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_1$$

$$S_{MI} = 2,4 \cdot 0,75$$

$$S_{MI} = 1,800$$

c. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{DI}

Nilai $\mu = 2/3$

$$S_{DS} = \mu \cdot S_{MS}$$

$$S_{DS} = (2/3) \cdot 1,575$$

$$S_{DS} = 1,050$$

$$S_{DI} = \mu \cdot S_{MI}$$

$$S_{DI} = (2/3) \cdot 1,800$$

$$S_{DI} = 1,200$$

d. Penentuan nilai T_s dan T_0

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{1,200}{1,050}$$

$$T_s = 1,143$$

$$T_0 = 0,2 \cdot T_s$$

$$T_0 = 0,2 \cdot 1,143$$

$$T_0 = 0,229$$

e. Penentuan nilai S_a

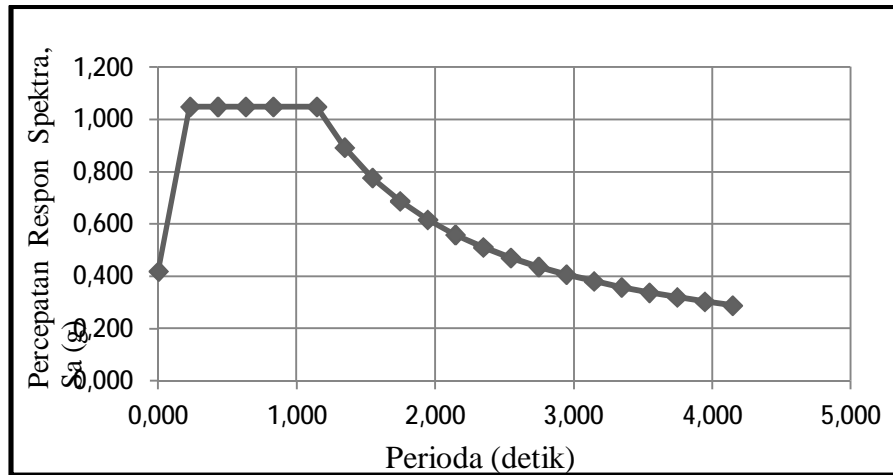
- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan desain (S_a) harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

- Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respon desain S_a sama dengan S_{DS} .
- Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T}$$

Spektrum respon percepatan disajikan dalam grafik spektrum respon pada Gambar 3.2:



Gambar 3.2: Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Banda Aceh dengan klasifikasi tanah lunak periode ulang gempa 475 tahun.

Dapat dilihat pada Gambar 3.2, bahwa respon spektrum gempa rencana yang dihasilkan berdasarkan standar kegunaan SNI 1726:2012 mempunyai nilai 0,229 untuk percepatan respons spektrum desain pada periode pendek, dan 1,050 untuk parameter percepatan desain pada periode 1 detik.

3.2.2. Desain Respon Spektrum Periode Gempa 2475 Tahun

Dalam pengevaluasian Analisa Struktur Non-Linear Elastik dengan Metode Riwayat Waktu dengan Periode gempa 2475 tahun dengan nilai p_g (*Peak Ground Acceleration*) $S_s = 1,75$ g dan $S_1 = 0,75$ g pada tanah lunak.

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa rencana harus dianalisis terlebih dahulu. Adapun tahapan yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respon gempa desain dapat dilakukan sebagai berikut.

f. Penentuan koefisien F_a dan F_v

- Koefisien F_a

Koefisien F_a terdapat pada Tabel 2.5 ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_s yang terdapat pada Gambar 2.14 dan berdasarkan jenis tanah lunak. Maka diperoleh nilai $F_a = 0,9$

- Koefisien F_v

Koefisien F_v terdapat pada Tabel 2.6 ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_I yang terdapat pada Gambar 2.13 dan berdasarkan jenis tanah lunak.

Maka diperoleh nilai

$$F_v = 2,4$$

g. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{MI}

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

$$S_{MS} = 0,9 \cdot 1,75$$

$$S_{MS} = 1,575$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I$$

$$S_{MI} = 2,4 \cdot 0,75$$

$$S_{MI} = 1,800$$

h. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{DI}

$$S_{DS} = S_{MS}$$

$$S_{DS} = 1,575$$

$$S_{DI} = S_{MI}$$

$$S_{DI} = 1,800$$

i. Penentuan nilai T_s dan T_0

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{1,575}{1,800}$$

$$T_s = 1,143$$

$$T_0 = 0,2 \cdot T_s$$

$$T_0 = 0,2 \cdot 1,143$$

$$T_0 = 0,229$$

j. Penentuan nilai S_a

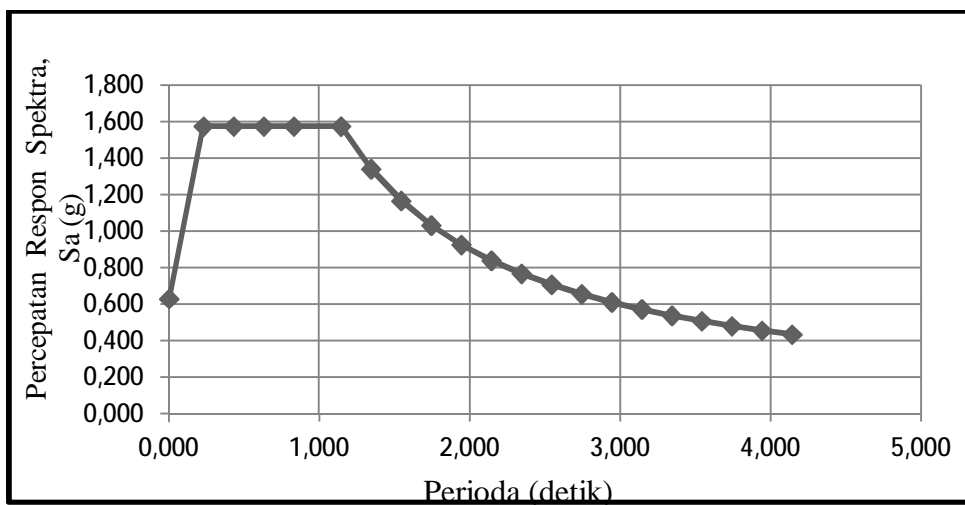
- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan desain (S_a) harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

- Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respon desain S_a sama dengan S_{DS} .
- Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T}$$

Spektrum respon percepatan disajikan dalam grafik spektrum respon pada Gambar 3.3:



Gambar 3.3: Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Banda Aceh dengan klasifikasi tanah lunak Periode Ulang Gempa 2475 tahun.

Dapat dilihat pada Gambar 3.3, bahwa respons spektrum gempa rencana yang dihasilkan berdasarkan standar kegempaan SNI 1726:2012 mempunyai nilai 0,229 untuk percepatan respons spektrum desain pada periode pendek, dan 1,575 untuk parameter percepatan desain pada periode 1 detik.

3.3. Pemodelan Struktur

3.3.1. Data Perencanaan Struktur

Adapun data perencanaan struktur yang digunakan pada ketiga pemodelan dalam Program Analisis Struktur, yaitu:

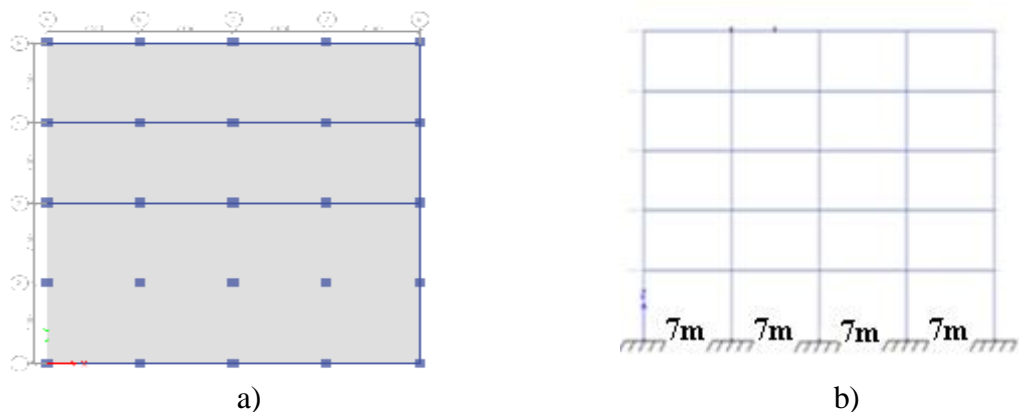
1. Jenis portal struktur gedung beton bertulang.
2. Fungsi gedung perkantoran
3. Gedung terletak di kota Banda Aceh

4. Gedung didesain berdasarkan SRPMK (Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus)
5. Direncanakan jenis tanah lunak.
6. Kuat tekan beton ($f'c$) yang digunakan:
 - Kolom : 35 MPa
 - Balok dan slab : 35 MPa
7. Mutu baja tulangan yang digunakan adalah BJTS 40:
 - Kuat leleh minimum (f_y) : 400 MPa
 - Kuat tarik minimum (f_u) : 570 MPa

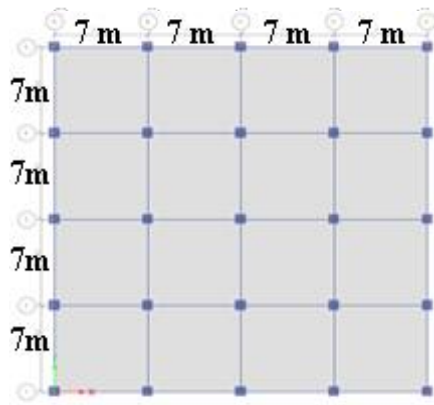
3.3.2. Pemodelan Struktur Gedung

Dalam Tugas Akhir ini, struktur bangunan yang direncanakan adalah struktur beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus. Bangunan berbentuk persegi yang simetri (*regular building*) seperti yang terlihat pada Gambar 3.4 dan Gambar 3.5. Adapun jenis pemodelan struktur yang digunakan pada Tugas Akhir ini adalah:

1. Model 1 = SRPMK (5 Lantai)
2. Model 2 = SRPMK (10 Lantai)
3. Model 3 = SRPMK (15 Lantai)
4. Model 4 = SRPMK (20 Lantai)



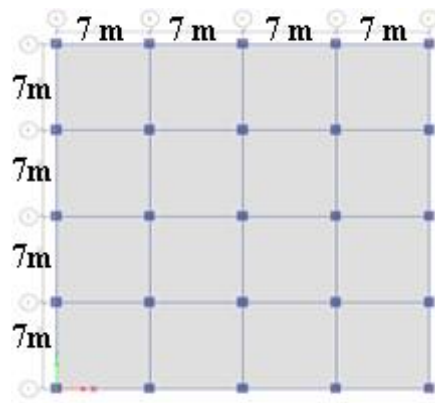
Gambar 3.4: a) Denah struktur Model 1; b) Tinggi lantai Model 1;
 c) Denah struktur Model 2; d) Tinggi lantai Model 2; e) Denah struktur Model 3;
 f) Tinggi lantai Model 3; Denah struktur Model 4; Tinggi lantai Model 4



c)



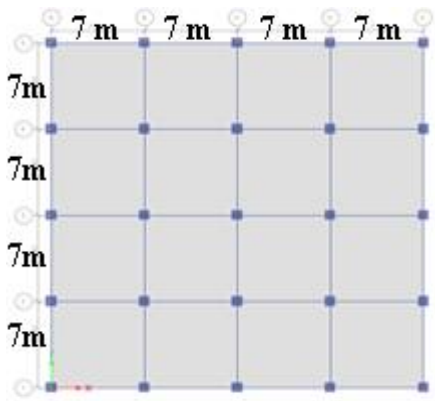
d)



e)



f)

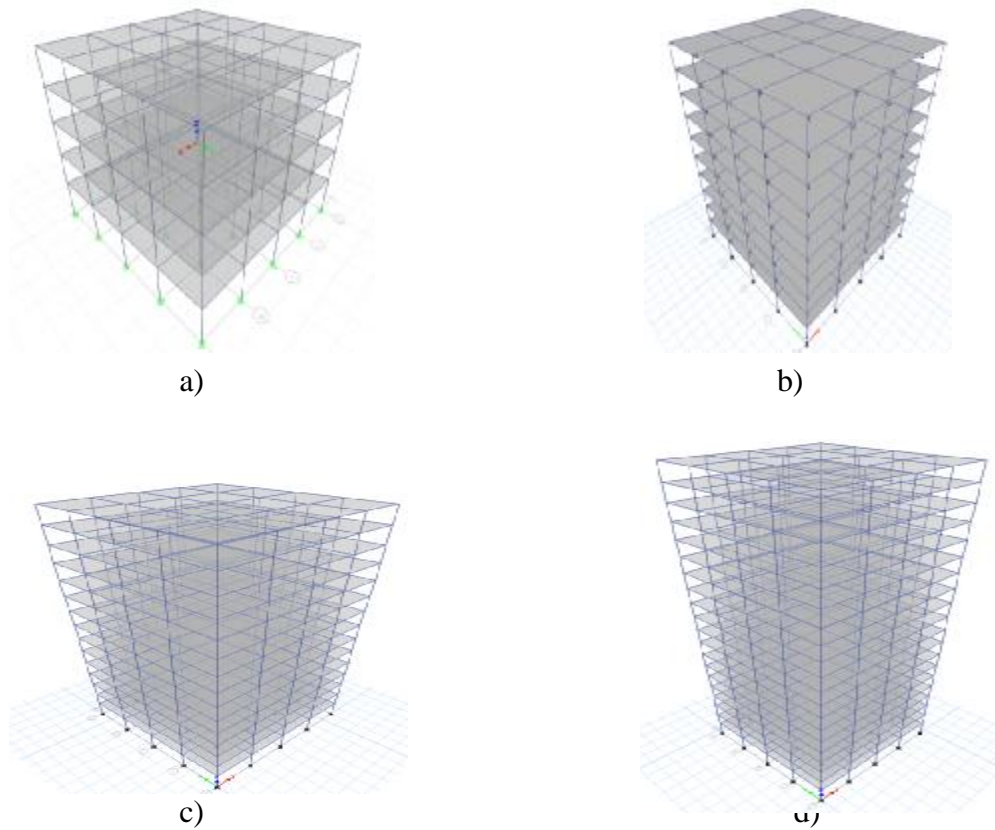


g)



h)

Gambar 3.4: Lanjutan.



Gambar 3.5: Proyeksi bangunan: a) Model 1; b) Model 2; c) Model 3; d) Model 4

3.3.3. Dimensi Kolom dan Balok

3.3.3.1. Dimensi Penampang Model 1 (5 lantai)

Struktur gedung direncanakan dengan dimensi penampang yang berbeda.

- a. Dimensi Balok = 700 mm x 300 mm
- b. Dimensi Kolom = 800 mm x 800 mm

3.3.3.2. Dimensi Penampang Model 2 (10 lantai)

Struktur gedung direncanakan dengan dimensi penampang yang berbeda.

- a. Dimensi Balok utama = 700 mm x 300 mm
- b. Dimensi Kolom Lantai 1 – 4 = 900 mm x 900 mm
- c. Dimensi Kolom Lantai 5 – 7 = 800 mm x 800 mm
- d. Dimensi Kolom Lantai 8 - 10 = 700 mm x 700 mm

3.3.3.3. Dimensi Penampang Model 3 (15 lantai)

Struktur gedung direncanakan dengan dimensi penampang yang berbeda.

- a. Dimensi Balok utama = 700 mm x 300 mm
- b. Dimensi Kolom Lantai 1- 4 = 1200 mm x 1200 mm
- c. Dimensi Kolom Lantai 5 -10 = 900 mm x 900 mm
- d. Dimensi Kolom Lantai 11 - 15 = 700 mm x 700 mm

3.3.3.4. Dimensi Penampang Model 4 (20 lantai)

Struktur gedung direncanakan dengan dimensi penampang yang berbeda.

- a. Dimensi Balok = 700 mm x 300 mm
- b. Dimensi Kolom Lantai 1-5 = 1500 mm x 1500 mm
- c. Dimensi Kolom Lantai 6-15 = 1300 mm x 1300 mm
- d. Dimensi Kolom Lantai 16-20 = 1000 mm x 1000 mm

3.3.4. Dimensi Pelat

Pelat lantai yang digunakan dalam pemodelan struktur ini telah dihitung dan disesuaikan dengan syarat yang telah ditentukan dalam peraturan SNI 2847:2013. Tebal pelat yang dipakai adalah 160 mm untuk semua lantai. Perhitungan tebal pelat dapat dilihat pada Lampiran A5.

3.3.5. Pusat Massa dan Kekakuan

Dalam Tugas Akhir ini, struktur yang direncanakan adalah bangunan beraturan sehingga pusat massa dan kekakuan bangunan terletak di tengah-tengah bidang pada sumbu x dan y.

3.3.6. Faktor Keutamaan Struktur (I_e)

Berdasarkan SNI 1726:2012, digunakan untuk nilai faktor keutamaan berdasarkan kategori resiko yang sesuai Tabel 2.3 pada bab 2 dengan fungsi gedung perkantoran pada kategori resiko II, berdasarkan ketentuan itu didapat nilai faktor keutamaan (I_e) = II, pada Tabel 2.4 BAB 2.

3.3.7. Faktor Reduksi Gempa

Untuk semua desain gedung direncanakan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen, dimana menggunakan faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2012 dapat dilihat pada Tabel 3.1:

Tabel 3.1: Faktor reduksi gempa pada gedung, pada zona gempa tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Sistem Gaya Penahan Seismik	<i>R</i>
X	Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8
Y	Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8

3.4. Analisis Struktur

3.4.1. Analisis Dinamik Struktur Linear

Analisis ini menggunakan Metode Respon Spektrum. Pada analisis ini, alat bantu program yang digunakan adalah Program Analisis Struktur.

3.4.1.1. Pembebanan Pada Struktur

Beban gravitasi yang bekerja pada struktur bangunan diambil dari PPPURG (1987) dan SNI 1727:2013 yang telah disesuaikan dengan jenis dan fungsi bangunan. Beban-beban tersebut adalah beban hidup dan beban mati yang berhubungan dengan komponen material bangunan. Nilai beban hidup dan beban mati yang digunakan dalam perencanaan dapat dilihat pada Tabel 3.2 dan Tabel 3.3.

Tabel 3.2: Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG (1987).

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²

Tabel 3.2: *Lanjutan.*

Beban Mati	Besarnya Beban
Adukan /cm dari semen	21 kg/m ²
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²

Tabel 3.3: Beban hidup pada lantai dan atap struktur berdasarkan SNI 1727-2013.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Lantai sekolah, perkantoran, apartemen, hotel, asrama, pasar, rumah sakit	240 kg/m ²
Beban hidup pada atap gedung	100 kg/m ²

Selanjutnya nilai-nilai tersebut dihitung dan diakumulasikan sesuai dengan luas bangunan pada masing-masing tingkat/lantai yang kemudian digunakan sebagai masukan dalam pemodelan Program Analisis Struktur.

3.4.1.2. Kombinasi Pembebanan

Seluruh beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang dimasukkan ke dalam program Analisis Struktur berdasarkan SNI 1726:2012. Untuk Pemodelan ini dengan menggunakan nilai $\rho = 1,3$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 1.050$ diperoleh dari sub bab 3.1, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 1,050$.

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (EX)	Koefisien (EY)
Kombinasi 1	1,4	0	0	0
Kombinasi 2	1.2	1.6	0	0
Kombinasi 3	1.47	1	0.39	1.3
Kombinasi 4	0.93	1	-0.39	-1.3
Kombinasi 5	1.05	1	0.39	-1.3
Kombinasi 6	1.35	1	-0.39	1.3
Kombinasi 7	1.47	1	1.3	0.39
Kombinasi 8	0.93	1	-1.3	-0.39
Kombinasi 9	1.35	1	1.3	-0.39
Kombinasi 10	1.05	1	-1.3	0.39
Kombinasi 11	1.17	0	0.39	1.3
Kombinasi 12	0.63	0	-0.39	-1.3
Kombinasi 13	0.75	0	0.39	-1.3
Kombinasi 14	1.05	0	-0.39	1.3
Kombinasi 15	1.17	0	1.3	0.39
Kombinasi 16	0.63	0	-1.3	-0.39
Kombinasi 17	1.05	0	1.3	-0.39
Kombinasi 18	0.75	0	-1.3	0.39
Kombinasi Maximum <i>Envelope</i>	Nilai <i>absolute</i> dari seluruh kombinasi			

Kombinasi Maximum memiliki tipe kombinasi yang lain dari Kombinasi 1 sampai 18 yaitu kombinasi dengan tipe *linear add*, sementara Kombinasi

Maximum adalah kombinasi dengan tipe *envelope*. Tipe kombinasi ini tidak bersifat menjumlahkan beban seperti halnya tipe kombinasi *linear add*, namun tipe ini berfungsi untuk mencari nilai gaya maksimum dan minimum dari beban yang bergerak (dimana pada beban bergerak, beban maksimum dan minimum pada suatu batang maupun *joint* tergantung dari posisi bebannya).

3.4.1.3. Analisis Respon Spektrum Ragam

Analisis ini merupakan tahap desain yang harus memenuhi syarat-syarat batas berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis telah memenuhi syarat jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi yaitu sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Nilai untuk masing-masing parameter terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar lantai tingkat, gaya dukung, dan gaya elemen struktur individu untuk masing-masing respon ragam telah dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan respon spektrum dibagi dengan kuantitas (R/I_e). Nilai untuk perpindahan dan kuantitas simpangan antar lantai harus dikalikan dengan kuantitas (C_d/I_e) yang nilainya telah tertera pada Tabel 2.4 untuk nilai I_e dan Tabel 2.9 untuk nilai R dan C_d .

Nilai untuk masing-masing parameter yang ditinjau, yang dihitung untuk berbagai ragam, telah dikombinasikan menggunakan metode akar kuadrat jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) atau metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Metode akar kuadrat jumlah kuadrat diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang lebih dari 15%, sementara metode kombinasi kuadrat lengkap diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang kurang dari 15%. Perhitungan mendetail pemilihan metode yang digunakan dalam pemodelan struktur dapat dilihat pada Bab 4.

3.4.1.4. Ground Motion Records (Data Rekaman Gempa)

Data rekaman gempa diperoleh dari *website* resmi *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Next Generation Attenuation (NGA)*.

Dalam pengambilan data rekaman gempa melalui PEER NGA, diperlukan data respon spektrum desain dari bangunan yang direncanakan agar terdapat

korelasi antara data gempa yang diambil dari *website* tersebut dengan data gempa dari bangunan yang direncanakan.

Data rekaman gempa yang diperoleh dari PEER NGA merupakan 10 data rekaman gempa *pulse* dengan Periode gempa 475 Tahun dapat dilihat pada Tabel 3.5 dan 10 data rekaman gempa *pulse* dengan Periode gempa 2475 Tahun pada Tabel 3.6. Selain itu, rentang perioda alami (T) juga dibutuhkan dalam proses penskalaan agar hasil skala lebih detail.

Tabel 3.5: *Pulse Records Periode 2475 Year* (PEER NGA).

Gempa	Tp. Periode <i>Pulse</i> (sec)	Nama Gempa	Tahun	Nama Stasiun Gempa	Mag	Mekanisme Gempa
1	3.157	"Northridge-01"	1994	"Jensen Filter Plant Administrative Building"	6.69	Reverse
2	2.982	"Northridge-01"	1994	"Sylmar - Converter Sta"	6.69	Reverse
3	3.528	"Northridge-01"	1994	"Sylmar - Converter Sta East"	6.69	Reverse
4	1.554	"Kobe_ Japan"	1995	"Takatori"	6.9	strike slip
5	5.74	"Chi-Chi_ Taiwan"	1999	"TCU065"	7.62	Reverse Oblique
6	12.285	"Chi-Chi_ Taiwan"	1999	"TCU068"	7.62	Reverse Oblique
7	6.23	"Darfield_ New Zealand"	2010	"GDLC"	7	strike slip
8	9.919	"Darfield_ New Zealand"	2010	"HORC"	7	strike slip
9	4.823	"Christchurch_ New Zealand"	2011	"Pages Road Pumping Station"	6.2	Reverse Oblique
10	1.554	"Christchurch_ New Zealand"	2011	"Christchurch Resthaven"	6.2	Reverse Oblique

Tabel 3.6: *No Pulse Records Priode 2475 Year* (PEER NGA).

Gempa	Tp. Periode <i>Nopulse</i> (sec)	Nama Gempa	Tahun	Nama Stasiun Gempa	Mag	Mekanisme Gempa
1	3.157	"Imperial Valley-02"	1940	"El Centro Array #9"	6.9 5	Reverse
2	2.982	"Kern County"	1952	"Santa Barbara Courthouse"	7.3 6	Reverse

Tabel 3.6: *Lanjutan.*

Gempa	Tp. Perioda Nopulse (sec)	Nama Gempa	Tahun	Nama Stasiun Gempa	Mag	Mekanisme Gempa
3	3.528	"Kern County"	1952	"Taft Lincoln School"	7.3 6	Reverse
4	1.554	"Northern Calif-03"	1954	"Ferndale City Hall"	6.5	strike slip
5	5.74	"Parkfield"	1966	"Cholame - Shandon Array #5"	6.1 9	Reverse Oblique
6	12.285	"Borrego Mtn"	1968	"El Centro Array #9"	6.6 3	Reverse Oblique
7	3.157	"San Fernando"	1971	"Castaic - Old Ridge Route"	6.6 1	Reverse
8	2.982	"San Fernando"	1971	"LA - Hollywood Stor FF"	6.6 1	Reverse
9	3.528	"Managua_Nicaragua-01"	1972	"Managua_ ESSO"	6.2 4	Reverse
10	1.554	"Managua_Nicaragua-02"	1972	"Managua_ ESSO"	5.2	strike slip

Setiap data rekaman gempa terdiri dari 2 data gempa horizontal dan 1 data gempa vertikal, namun dalam Tugas Akhir ini data rekaman gempa vertikal tidak digunakan dalam analisis karena data relatif sangat kecil (atau dianggap sama dengan 0).

Kemudian data rekaman gempa digunakan sebagai masukan pada program RUAUMOKO2D untuk Analisis Tidak Linear Tidak Elastik dengan Metode Respon Riwayat Waktu.

3.4.2. Analisis Dinamik Struktur Nonlinear

Analisis ini menggunakan Metode Respon Riwayat Waktu dan dianalisis secara dua dimensi. Alat bantu program yang digunakan adalah RUAUMOKO2D.

Menurut Faisal (2013), analisis nonlinear dapat dikerjakan setelah analisis linear selesai dikerjakan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan tahapan sebagai berikut:

1. Analisis modal (cek perioda; partisipasi massa $> 90\%$; kekakuan tidak direduksi)
2. Analisis linear statik ekuivalen
3. Analisis linear dinamik respon spektrum
4. Analisis linear dinamik respon riwayat waktu

Catatan: Kekakuan direduksi pada analisis linear. Hasil simpangan dari analisis linear harus mendekati.

Pemodelan struktur dibuat dengan menggunakan Metode Model Sendi Plastis Terkonsentrasi (Lumped Plasticity). Model ini menggunakan *line+spring element* sebagai model pengganti (*constitutive model*) dalam bentuk gaya deformasi yang diintegrasikan ke ujung-ujung elemen pada umumnya (namun ada juga di tengah elemen). Pemodelan ini digunakan agar analisis dapat dilakukan dengan lebih mudah dan cepat.

3.4.2.1. Analisis Respon Riwayat Waktu

Data-data yang dibutuhkan dalam analisis respon riwayat waktu nonlinear menggunakan program RUAUMOKO2D antara lain:

- I : Momen inersia penampang
- E : Modulus elastisitas penampang
- M_y : Momen leleh
- M_c : Momen puncak
- Ko : Kekakuan rotasi elastis
- θ_p : Koefisien rotasi plastis
- θ_y : Koefisien rotasi leleh
- θ_c : Koefisien rotasi kapasitas plastis
- θ_{pc} : Koefisien rotasi *post-capping*
- θ_u : Koefisien rotasi ultimit
- $\mu\theta_c$: Daktilitas rotasi kapasitas plastis
- r : Rasio kekakuan *post-yield*

3.4.2.2. Momen leleh (M_y)

Berdasarkan Metode FEMA, momen leleh yang digunakan sebagai masukan analisis nonlinear pada program RUAUMOKO2D adalah momen maksimum pada analisis linear respon riwayat waktu menggunakan program Program Analisis Struktur. Nilai tersebut sebelumnya telah dikontrol dan dikoreksi menggunakan konsep *strong coloumn weak beam* seperti yang tertera pada Lampiran A8.

3.4.2.3. Kapasitas Rotasi

- Kapasitas rotasi plastis (θ_p)
Menurut Zareian dan Krawinkler (2009), terdapat 3 kategori kapasitas rotasi plastis yaitu rendah, sedang, dan tinggi. Dalam tugas akhir ini nilai θ_p yang digunakan adalah kapasitas rendah yaitu 0,04.
- Rotasi pasca-puncak (θ_{pc})
Pada pemodelan nonlinear ini memilih $\theta_{pc} = 0,06$ berdasarkan rata-rata Zareian dan studi Krawinkler (2009), sedangkan $M_c/M_y = 1,13$ berdasarkan nilai rata-rata Haselton, dkk., (2007).

3.4.2.4. Rotasi Leleh (θ_y)

Rotasi pada saat leleh digunakan untuk mendapatkan nilai daktalitas yang dibutuhkan sebagai masukan dalam program RUAUMOKO2D. Nilai rotasi sendi plastis tersebut dihitung berdasarkan Pers. 2.6 dan dihitung untuk semua *frame* (balok-kolom) pada struktur gedung yang direncanakan. Nilai θ_y untuk semua *frame* dapat dilihat pada pembahasan selanjutnya.

3.3.3. Gempa Berulang

Gempa berulang yang digunakan pada analisis ini merupakan *input* rekaman gempa yang dibuat dengan cara mengkombinasikan antara salah satu gempa dengan gempa lainnya. Data kombinasi untuk gempa berulang dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7 : Data Kombinasi *input* rekaman gempa berulang

Nama Kombinasi	Gempa Tunggal	Gempa Berulang 2		Gempa Berulang 3		
		Gempa 1	Gempa 2	Gempa 1	Gempa 2	Gempa 3
Kombinasi 1	Gempa 1	Gempa 1	Gempa 2	Gempa 1	Gempa 2	Gempa 9
Kombinasi 2	Gempa 2	Gempa 2	Gempa 7	Gempa 2	Gempa 7	Gempa 4
Kombinasi 3	Gempa 3	Gempa 3	Gempa 8	Gempa 3	Gempa 8	Gempa 6
Kombinasi 4	Gempa 4	Gempa 4	Gempa 3	Gempa 4	Gempa 3	Gempa 7
Kombinasi 5	Gempa 5	Gempa 5	Gempa 10	Gempa 5	Gempa 10	Gempa 8
Kombinasi 6	Gempa 6	Gempa 6	Gempa 1	Gempa 6	Gempa 1	Gempa 3
Kombinasi 7	Gempa 7	Gempa 7	Gempa 5	Gempa 7	Gempa 5	Gempa 1
Kombinasi 8	Gempa 8	Gempa 8	Gempa 9	Gempa 8	Gempa 9	Gempa 5
Kombinasi 9	Gempa 9	Gempa 9	Gempa 4	Gempa 9	Gempa 4	Gempa 10
Kombinasi 10	Gempa 10	Gempa 10	Gempa 6	Gempa 10	Gempa 6	Gempa 2

Dalam *input* rekaman gempa berulang tersebut diberikan *input* rekaman gempa dengan percepatan 0 selama 59 detik sebagai fase diam yang berada diantara ketiga *input* gempa yang dikombinasikan.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Pada Bab ini akan membahas beberapa nilai perbandingan hasil analisa oleh Program Analisa Struktur diantaranya, perioda getar, nilai simpangan dan gaya-gaya dalam struktur gedung, berdasarkan empat jenis pemodelan struktur, yaitu dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Semua *input* pembebanan serta kombinasi, zona gempa dan konfigurasi bangunan adalah sama. Serta perbandingan metode analisa pada tiap pemodelan, yaitu analisa respon spektrum ragam dan analisa respon riwayat waktu.

4.2. Hasil Analisa Model 1

4.2.1. Analisa Respon Spektrum Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2012, analisa harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisa harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Pada Model 1, kombinasi ragam modal partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) pada *mode 5*, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Data perioda *output* Program Analisa Struktur.

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>						
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.849	0.0094	0.7746	0.0094	0.7746
Modal	2	0.849	0.7746	0.0094	0.784	0.784
Modal	3	0.727	0.0000	0.0000	0.784	0.784
Modal	4	0.232	0.0005	0.1349	0.7845	0.9189
Modal	5	0.232	0.1349	0.0005	0.9194	0.9194

Tabel 4.1: *Lanjutan.*

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>						
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	UX	UY	Sum UX	Sum UY
<i>Modal</i>	6	0.201	0.0000	0.0000	0.9194	0.9194
<i>Modal</i>	7	0.105	0.0005	0.0533	0.9199	0.9727
<i>Modal</i>	8	0.105	0.0533	0.0005	0.9732	0.9732
<i>Modal</i>	9	0.093	0.0000	0.0000	0.9732	0.9732
<i>Modal</i>	10	0.061	0.0175	0.0039	0.9907	0.9772
<i>Modal</i>	11	0.061	0.0039	0.0175	0.9947	0.9947
<i>Modal</i>	12	0.054	0.0000	0.0000	0.9947	0.9947

Dapat dilihat pada Tabel 4.2 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.2: Hasil selisih persentase nilai perioda.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	0.00%	OK	NOT OK
T2-T3	14.37%	OK	NOT OK
T3-T4	68.09%	NOT OK	OK
T4-T5	0.00%	OK	NOT OK
T5-T6	13.36%	OK	NOT OK
T6-T7	47.76%	NOT OK	OK
T7-T8	0.00%	OK	NOT OK
T8-T9	11.43%	OK	NOT OK
T9-T10	34.41%	NOT OK	OK
T10-T12	0.00%	OK	NOT OK
T11-T12	11.48%	OK	NOT OK

Analisa menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*) tertera pada Tabel 4.2, karena nilai perioda rata-rata yang didapat memiliki waktu getar yang berdekatan yaitu selisihnya lebih kecil dari 15%.

4.2.1.1. Koreksi Gempa Dasar Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, kombinasi respon untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V_1) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} \geq 1 \quad (4.1)$$

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekivalen dan respon spektrum tertera pada Tabel 4.3 dan Tabel 4.4.

Tabel 4.3: Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekivalen.

Arah Gempa	V_1 (Kg)
Gempa X	17166,72
Gempa Y	17166,72

Untuk perhitungan V_1 tertera pada Lampiran A7.

Tabel 4.4: Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum *output* Program Analisa Struktur.

<i>Base Reactions</i>				
<i>OutputCase</i> <i>Text</i>	<i>CaseType</i> <i>Text</i>	<i>StepType</i> <i>Text</i>	<i>Global F_X</i> Kg	<i>Global F_Y</i> Kg
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	28762	
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>		28762

Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI 1726:2012, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1.

$$\text{Syarat} \quad : \quad 0,85 \frac{V_1}{V_t} \leq 1$$

$$\text{Gempa X} = 0,85 \frac{17166,72}{28762} = 0,507 \leq 1 \quad (\text{OK})$$

$$\text{Gempa } Y = 0,85 \frac{17166,72}{28762} = 0,507 \leq 1 \quad (\text{OK})$$

Karena faktor skala yang didapat untuk masing-masing lebih kecil dari 1 tetapi terlalu kecil yang diakibatkan besarnya nilai prioda (T) pada jenis bangunan ini, maka gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisa ragam respon spektrum yang telah dilakukan dapat digunakan tanpa dikalikan dengan faktor skala.

4.2.1.2. Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan sub sub Bab 2.8.13, nilai gaya geser dengan redundansi 1 per lantainya harus dikoreksi dengan 35 persen gaya geser dasar dengan redundansi 1 pada masing-masing arah. Jika persyaratan tersebut tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.5 merupakan hasil koreksi untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya dengan nilai redundansi 1.

Tabel 4.5: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1.

Story	Vx	Vy	35% Vx <i>base shear</i>	35% Vy <i>base shear</i>	Kontrol	Kontrol
5	9329.54	9329.54	10066.7	10066.7	TIDAK OKE	TIDAK OKE
4	17299.21	17299.21	10066.7	10066.7	OKE	OKE
3	23177.72	23177.72	10066.7	10066.7	OKE	OKE
2	27045.1	27045.1	10066.7	10066.7	OKE	OKE
1	28762	28762	10066.7	10066.7	OKE	OKE
Base	0	0	0	0	0	0

Dari tabel 4.5, gaya geser pada lantai 5 dengan redundansi 1 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan Program Analisa Struktur adalah 1,3.

4.2.1.3. Gaya Geser pada Setiap Lantai

Nilai gaya geser pada setiap lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan Program Analisa Struktur dapat dilihat pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai.

<i>Story</i>	Tinggi Lantai	Lokasi	V _x	V _y
5	18	<i>Top</i>	9329.54	9329.54
		<i>Bottom</i>	9329.54	9329.54
4	14,5	<i>Top</i>	17299.21	17299.21
		<i>Bottom</i>	17299.21	17299.21
3	11	<i>Top</i>	23177.72	23177.72
		<i>Bottom</i>	23177.72	23177.72
2	7,5	<i>Top</i>	27045.1	27045.1
		<i>Bottom</i>	27045.1	27045.1
1	4	<i>Top</i>	28762	28762
		<i>Bottom</i>	28762	28762
<i>Base</i>	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0

4.2.1.4. Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

Nilai V_1 dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum (V_t) dapat dilihat pada Tabel 4.7 dan 4.4.

Tabel 4.7: Nilai V_1 berdasarkan analisis statik ekuivalen.

Arah Gempa	V ₁ (Kg)
Gempa X	17166,72
Gempa Y	17166,72

Untuk perhitungan V_1 tertera pada Lampiran A7.

Berdasarkan Tabel 4.4 nilai V_t sb. x adalah 28762 Kg dan V_t sb. y adalah 28762 Kg.

Syarat : $V_t \geq 0,85 C_s.W$

Gempa X : $28762 \geq 0,85 \times 28760,8$

: $28762 \geq 17166,72$ (OK)

Gempa Y : $28762 \geq 0,85 \times 28760,8$

: $28762 \geq 17166,72$ (OK)

Dengan demikian syarat skala simpangan antar lantai telah terpenuhi, yaitu gaya geser dasar respon spektrum (V_t) lebih besar dari nilai $C_s.W$, sehingga simpangan antar lantai tidak perlu dikalikan dengan faktor skala.

4.2.1.5. Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Pada Tabel 4.8, tertera hasil nilai simpangan gedung untuk Model 1.

Tabel 4.8: Nilai simpangan gedung pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012.

Tinggi lantai (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)		Simpangan yang diperbesar ($(\delta \cdot C_d)/I_e$)		Simpangan antar tingkat (Δ_i), m		Syarat (Δ_a) ($0.02 \cdot h_i$) / ρ (m)	Cek (Sb.X,Y) Story drift $< \Delta_a$	
		X	Y	X	Y	X	Y		X	Y
3.5	5	0.0045	0.0045	0.0246	0.0246	0.0040	0.0040	0.05	OK	OK
3.5	4	0.0037	0.0037	0.0206	0.0206	0.0052	0.0052	0.05	OK	OK
3.5	3	0.0028	0.0028	0.0154	0.0153	0.0061	0.0061	0.05	OK	OK
3.5	2	0.0017	0.0017	0.0093	0.0093	0.0058	0.0058	0.05	OK	OK
4	1	0.0006	0.0006	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.06	OK	OK

Berdasarkan Tabel 4.8 seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

4.2.1.6. Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Hasil kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 1 tertera pada Tabel 4.9 dan 4.10.

Tabel 4.9: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x.

ARAH X				
STORY	KEKAKUAN TOTAL	Ki/Ki+1 (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT (Kr)	Ki/Kr (%)
5	17965066	-	-	-
4	25636882	143%	24423576	-
3	29668778	116%	30554631	-
2	36358232	123%	43470161	149%
1	64383473	177%	-	211%

Tabel 4.10: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah y.

ARAH Y				
STORY	KEKAKUAN TOTAL	Ki/Ki+1 (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT (Kr)	Ki/Kr (%)
5	17965066	-	-	-
4	25636882	143%	24423576	-
3	29668778	116%	30554631	-
2	36358232	123%	43470161	149%
1	64383473	177%	-	211%

Dari Tabel 4.8 dan 4.9, dapat diketahui bahwa tidak terdapat ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y karena seluruh persentase perbandingannya di atas 100 persen.

4.2.1.7. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.11 dan 4.12.

Tabel 4.11: Kontrol P-delta pada arah x.

ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFTS	V _u	P _u	I _e	C _d	STABILITY RATIO	CEK < 0,1
5	3.5	0.0040	9329.54	20474.48	1	5.5	0.0005	OK
4	3.5	0.0052	17299.21	47809.37	1	5.5	0.0007	OK
3	3.5	0.0061	23177.72	75144.25	1	5.5	0.0010	OK
2	3.5	0.0058	27045.1	102479.1	1	5.5	0.0011	OK
1	4	0.0035	28762	130794.1	1	5.5	0.0007	OK

Tabel 4.12: Kontrol P-delta pada arah y.

ARAH Y								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFTS	V _u	P _u	I _e	C _d	STABILITY RATIO	CEK < 0,1
5	3.5	0.0040	9329.54	20474.48	1	5.5	0.0005	OK
4	3.5	0.0052	17299.21	47809.37	1	5.5	0.0007	OK
3	3.5	0.0061	23177.72	75144.25	1	5.5	0.0010	OK
2	3.5	0.0058	27045.1	102479.1	1	5.5	0.0011	OK
1	4	0.0035	28762	130794.0	1	5.5	0.0007	OK

Berdasarkan Tabel 4.11 dan 4.12, efek p-delta dapat diabaikan karena syarat *stability ratio* terpenuhi untuk kedua arah.

4.2.1.8. Pemeriksaan Torsi Tak Terduga

Di dalam SNI 1726-2012, terdapat parameter pembesaran momen torsi tak terduga (A_x). Kontrol pemeriksaan ketidakberaturan torsi gempa untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.13 dan 4.14.

Tabel 4.13: Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah x.

Lantai	Tinggi	Arah X							
		δx_{min}	δx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio	A_x	Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		M	M	m	M				
5	18	0.0045	0.0045	0.0007	0.0007	1	0.69 4	Tidak Ada	Tidak Ada
4	14.5	0.0037	0.0037	0.001	0.0010	1	0.69 4	Tidak Ada	Tidak Ada
3	11	0.0028	0.0028	0.0011	0.0011	1	0.69 4	Tidak Ada	Tidak Ada
2	7.5	0.0017	0.0017	0.0011	0.0011	1	0.69 4	Tidak Ada	Tidak Ada
1	4	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	1	0.69 4	Tidak Ada	Tidak Ada

Tabel 4.14: Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah y.

Lantai	Tinggi	Arah Y							
		δy_{min}	δy_{max}	Δy_{min}	Δy_{max}	Ratio	A_y	Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		M	M	M	M				
5	18	0.0045	0.0045	0.0007	0.0007	1	0.694	Tidak Ada	Tidak Ada
4	14.5	0.0037	0.0037	0.001	0.0010	1	0.694	Tidak Ada	Tidak Ada
3	11	0.0028	0.0028	0.0011	0.0011	1	0.694	Tidak Ada	Tidak Ada
2	7.5	0.0017	0.0017	0.0011	0.0011	1	0.694	Tidak Ada	Tidak Ada
1	4	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	1	0.694	Tidak Ada	Tidak Ada

Dilihat pada Tabel 4.13 dan 4.14 diatas terlihat bahwa $\delta_{max} < 1,2 \delta x$ sehingga struktur bangunan termasuk ke dalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi.

4.3. Hasil Analisa Model 2

4.3.1. Analisa Respon Spektrum Ragam

Pada Model 2, kombinasi ragam modal partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) pada *mode* 8, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.15.

Tabel 4.15: Data perioda *output* Program Analisa Struktur.

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>						
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	UX	UY	Sum UX	Sum UY
<i>Modal</i>	1	1.766	0.002	0.754	0.0015	0.7535
<i>Modal</i>	2	1.766	0.754	0.002	0.7551	0.7551
<i>Modal</i>	3	1.49	0	0	0.7551	0.7551
<i>Modal</i>	4	0.547	0	0.113	0.7553	0.868
<i>Modal</i>	5	0.547	0.113	0	0.8683	0.8683
<i>Modal</i>	6	0.472	0	0	0.8683	0.8683
<i>Modal</i>	7	0.284	0	0.05	0.8684	0.9184
<i>Modal</i>	8	0.284	0.05	0	0.9185	0.9185
<i>Modal</i>	9	0.247	0	0	0.9185	0.9185
<i>Modal</i>	10	0.174	0.001	0.031	0.9198	0.9492
<i>Modal</i>	11	0.174	0.031	0.001	0.9504	0.9504
<i>Modal</i>	12	0.153	0	0	0.9504	0.9504

Dapat dilihat pada Tabel 4.15 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.16: Hasil selisih persentase nilai perioda.

<i>Mode</i>	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	0.00%	OK	NOT OK
T2-T3	15.63%	NOT OK	OK
T3-T4	63.29%	NOT OK	OK
T4-T5	0.00%	OK	NOT OK
T5-T6	13.71%	OK	NOT OK
T6-T7	39.83%	NOT OK	OK
T7-T8	0.00%	OK	NOT OK
T8-T9	13.03%	OK	NOT OK
T9-T10	29.55%	NOT OK	OK
T10-T12	0.00%	OK	NOT OK

Tabel 4.16: *Lanjutan.*

<i>Mode</i>	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T11-T12	12.07%	OK	NOT OK
T1-T2	0.00%	OK	NOT OK

Analisa menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*) tertera pada Tabel 4.16, karena nilai perioda rata-rata yang didapat memiliki waktu getar yang berdekatan yaitu selisihnya lebih kecil dari 15%.

4.3.1.1 Koreksi Gempa Dasar Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, kombinasi respon untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V_1) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} \geq 1 \quad (4.2)$$

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen dan respon spektrum tertera pada Tabel 4.3 dan Tabel 4.4.

Tabel 4.17: Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen.

Arah Gempa	V_1 (Kg)
Gempa X	25046.69
Gempa Y	25046.69

Untuk perhitungan V_1 tertera pada Lampiran A7.

Tabel 4.18: Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum *output* Program Analisa Struktur.

<i>Base Reactions</i>				
<i>OutputCase</i> <i>Text</i>	<i>CaseType</i> <i>Text</i>	<i>StepType</i> <i>Text</i>	<i>Global F_X</i> Kg	<i>Global F_Y</i> Kg
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	37151.45	
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>		37151.45

Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI 1726:2012, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1.

$$\text{Syarat} : 0,85 \frac{V_1}{V_t} \leq 1$$

$$\text{Gempa X} = 0,85 \frac{25046.69}{37151.45} = 0,573 \leq 1 \quad (\text{OK})$$

$$\text{Gempa Y} = 0,85 \frac{25046.69}{37151.45} = 0,573 \leq 1 \quad (\text{OK})$$

Karena faktor skala yang didapat untuk masing-masing lebih kecil dari 1 tetapi terlalu kecil yang diakibatkan besarnya nilai prioda (T) pada jenis bangunan ini, maka gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisa ragam respon spektrum yang telah dilakukan dapat digunakan tanpa dikalikan dengan faktor skala.

4.3.1.2. Koreksi Faktor Redundansi

Tabel 4.19 merupakan hasil koreksi untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya dengan nilai redundansi 1.

Tabel 4.19: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1.

<i>Story</i>	V _x	V _y	35% V _x <i>base shear</i>	35% V _y <i>base shear</i>	Kontrol	Kontrol
10	6899.46	6899.46	13003.01	13003.01	TIDAK OKE	TIDAK OKE
9	12997.17	12997.17	13003.01	13003.01	TIDAK OKE	TIDAK OKE
8	18051.9	18051.9	13003.01	13003.01	OKE	OKE
7	22497.38	22497.38	13003.01	13003.01	OKE	OKE
6	26418.3	26418.3	13003.01	13003.01	OKE	OKE
5	29779.27	29779.27	13003.01	13003.01	OKE	OKE
4	32636.34	32636.34	13003.01	13003.01	OKE	OKE

Tabel 4.19: *Lanjutan.*

<i>Story</i>	V _x	V _y	35% V _x <i>base shear</i>	35% V _y <i>base shear</i>	Kontrol	Kontrol
3	34933.75	34933.75	13003.01	13003.01	OKE	OKE
2	36489.21	36489.21	13003.01	13003.01	OKE	OKE
1	37151.45	37151.45	13003.01	13003.01	OKE	OKE
<i>Base</i>	0	0	0	0	0	0

Dari tabel 4.19, gaya geser pada lantai 9 dan 10 dengan redundansi 1 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan Program Analisa Struktur adalah 1,3.

4.3.1.3. Gaya Geser pada Setiap Lantai

Nilai gaya geser pada setiap lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan Program Analisa Struktur dapat dilihat pada Tabel 4.20.

Tabel 4.20: Nilai gaya geser pada setiap lantai.

<i>Story</i>	Tinggi Lantai	Lokasi	V _x	V _y
10	35,5	<i>Top</i>	6899.46	6899.46
		<i>Bottom</i>	6899.46	6899.46
9	32	<i>Top</i>	12997.17	12997.17
		<i>Bottom</i>	12997.17	12997.17
8	28,5	<i>Top</i>	18051.9	18051.9
		<i>Bottom</i>	18051.9	18051.9
7	25	<i>Top</i>	22497.38	22497.38
		<i>Bottom</i>	22497.38	22497.38
6	21,5	<i>Top</i>	26418.3	26418.3
		<i>Bottom</i>	26418.3	26418.3
5	18	<i>Top</i>	29779.27	29779.27
		<i>Bottom</i>	29779.27	29779.27
4	14,5	<i>Top</i>	32636.34	32636.34
		<i>Bottom</i>	32636.34	32636.34
3	11	<i>Top</i>	34933.75	34933.75
		<i>Bottom</i>	34933.75	34933.75

Tabel 4.20: *Lanjutan.*

Story	Tinggi Lantai	Lokasi	V _x	V _y
2	7,5	Top	36489.21	36489.21
		Bottom	36489.21	36489.21
1	4	Top	37151.45	37151.45
		Bottom	37151.45	37151.45
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

4.3.1.4. Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

Nilai V_1 dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum (V_t) dapat dilihat pada Tabel 4.21 dan 4.18.

Tabel 4.20: Nilai V_1 berdasarkan analisis statik ekuivalen.

Arah Gempa	$C_s W$ (Kg)
Gempa X	25046.69
Gempa Y	25046.69

Untuk perhitungan V_1 tertera pada halaman Lampiran A7.

Berdasarkan Tabel 4.18 nilai V_t sb. x adalah 37151.45 Kg dan V_t sb. y adalah 37151.45 Kg.

$$\text{Syarat} : V_t \geq 0,85 C_s \cdot W$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa X} & : 37151.45 \geq 0,85 \times 25046.69 \\ & : 37151.45 \geq 21289.69 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa Y} & : 37151.45 \geq 0,85 \times 25046.69 \\ & : 37151.45 \geq 21289.69 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Dengan demikian syarat skala simpangan antar lantai telah terpenuhi, yaitu gaya geser dasar respon spektrum (V_t) lebih besar dari nilai $C_s \cdot W$, sehingga simpangan antar lantai tidak perlu dikalikan dengan faktor skala.

4.3.1.5. Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Pada Tabel 4.22, tertera hasil nilai simpangan gedung untuk Model 2.

Tabel 4.22: Nilai simpangan gedung pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012.

Tinggi Lantai (hi), m	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)		Simpangan yang diperbesar		Simpangan antar tingkat (Δi), m		Syarat $\Delta a/\rho$ (0,02 *hi)/ ρ (m)	Cek (Sb.X,Y)	
				<i>Story drift</i> $= (\delta * Cd)/Ie$					<i>Story drift</i> $< \Delta a/\rho$	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	
3.5	10	0.0125	0.0125	0.0688	0.0688	0.0030	0.0030	0.05	OK	OK
3.5	9	0.0120	0.0120	0.0658	0.0658	0.0045	0.0045	0.05	OK	OK
3.5	8	0.0112	0.0112	0.0613	0.0613	0.0063	0.0063	0.05	OK	OK
3.5	7	0.0100	0.0100	0.0551	0.0551	0.0075	0.0075	0.05	OK	OK
3.5	6	0.0087	0.0087	0.0476	0.0476	0.0086	0.0086	0.05	OK	OK
3.5	5	0.0071	0.0071	0.0390	0.0390	0.0094	0.0094	0.05	OK	OK
3.5	4	0.0054	0.0054	0.0296	0.0296	0.0094	0.0094	0.05	OK	OK
3.5	3	0.0037	0.0037	0.0202	0.0202	0.0089	0.0089	0.05	OK	OK
3.5	2	0.0020	0.0020	0.0113	0.0113	0.0073	0.0073	0.05	OK	OK
4	1	0.0007	0.0007	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	0.06	OK	OK

Berdasarkan Tabel 4.22 kontrol simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

4.3.1.6. Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Hasil kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 2 tertera pada Tabel 4.22 dan 4.23.

Tabel 4.23: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x.

Tingkat	Tinggi tingkat (cm)	Kekakuan Total Arah X	Ki/Ki+1 %	Rata-Rata Kekakuan 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr %
10	3550	1.7E+07	-	-	-
9	3200	2.1E+07	127%	19719763	-
8	2850	2.2E+07	102%	21779225	-
7	2500	2.3E+07	106%	22639991	115%
6	2150	23646599	104%	23662181	109%
5	1800	24595785	104%	25043603	109%
4	1450	26888424	109%	27294296	114%
3	1100	30398680	113%	31997841	121%
2	750	38706421	127%	47664071	142%
1	400	73887113	191%	-	231%

Tabel 4.24: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah y.

Tingkat	Tinggi tingkat (cm)	Kekakuan Total Arah Y	Ki/Ki+1 %	Rata-Rata Kekakuan 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr %
10	3550	1.7E+07	-	-	-
9	3200	2.1E+07	127%	19719763	-
8	2850	2.2E+07	102%	21779225	-
7	2500	2.3E+07	106%	22639991	115%
6	2150	23646599	104%	23662181	109%
5	1800	24595785	104%	25043603	109%
4	1450	26888424	109%	27294296	114%
3	1100	30398680	113%	31997841	121%
2	750	38706421	127%	47664071	142%
1	400	73887113	191%	-	231%

Dari Tabel 4.23 dan 4.24, dapat diketahui bahwa tidak terdapat ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y karena seluruh persentase perbandingannya diatas 100 persen.

4.3.1.7. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.24 dan 4.25.

Tabel 4.25: Kontrol P-delta pada arah x.

ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTERSTORY DRIFTS	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK
10	3.5	0.0030	6899.46	19072.39	1	5.5	0.0004	OK
9	3.5	0.0045	12997.17	24324.88	1	5.5	0.0004	OK
8	3.5	0.0063	18051.9	24324.88	1	5.5	0.0004	OK
7	3.5	0.0075	22497.38	25726.98	1	5.5	0.0004	OK
6	3.5	0.0086	26418.3	27334.89	1	5.5	0.0005	OK
5	3.5	0.0094	29779.27	27334.89	1	5.5	0.0004	OK
4	3.5	0.0094	32636.34	28951.37	1	5.5	0.0004	OK
3	3.5	0.0089	34933.75	30773.66	1	5.5	0.0004	OK
2	3.5	0.0073	36489.21	30773.66	1	5.5	0.0003	OK
1	4	0.0039	37151.45	32014.05	1	5.5	0.0002	OK

Tabel 4.26: Kontrol P-delta pada arah y.

ARAH Y								
LANTAI	TINGGI	INTERSTORY DRIFTS	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK
10	3.5	0.0030	6899.46	19072.39	1	5.5	0.0004	OK
9	3.5	0.0045	12997.17	24324.88	1	5.5	0.0004	OK
8	3.5	0.0063	18051.9	24324.88	1	5.5	0.0004	OK
7	3.5	0.0075	22497.38	25726.98	1	5.5	0.0004	OK
6	3.5	0.0086	26418.3	27334.89	1	5.5	0.0005	OK
5	3.5	0.0094	29779.27	27334.89	1	5.5	0.0004	OK
4	3.5	0.0094	32636.34	28951.37	1	5.5	0.0004	OK
3	3.5	0.0089	34933.75	30773.66	1	5.5	0.0004	OK
2	3.5	0.0073	36489.21	30773.66	1	5.5	0.0003	OK
1	4	0.0039	37151.45	32014.05	1	5.5	0.0002	OK

Berdasarkan Tabel 4.25 dan 4.26, efek p-delta dapat diabaikan karena syarat *stability ratio* terpenuhi untuk kedua arah.

4.3.1.8. Pemeriksaan Torsi Tak Terduga

Di dalam SNI 1726-2012, terdapat parameter pembesaran momen torsi tak terduga (A_x). Kontrol pemeriksaan ketidakberaturan torsi gempa untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.27 dan 4.28.

Tabel 4.27: Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah x.

Lantai	Tinggi	Arah X							
		δx_{min}	δx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio	A_x	Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		M	M	m	m				
10	35.5	0.0088	0.0088	0.0004	0.0004	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
8	28.5	0.0079	0.0079	0.0008	0.0008	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
7	25	0.0071	0.0071	0.001	0.001	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
6	21.5	0.0061	0.0061	0.0011	0.0011	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
5	18	0.005	0.005	0.0012	0.0012	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
4	14.5	0.0038	0.0038	0.0012	0.0012	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
3	11	0.0026	0.0026	0.0012	0.0012	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
2	7.5	0.0014	0.0014	0.0009	0.0009	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
1	4	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada

Tabel 4.28: Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah y.

Lantai	Tinggi	Arah Y							
		δy_{min}	δy_{max}	Δy_{min}	Δy_{max}	Ratio	A_y	Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		M	M	M	m				
10	35.5	0.0088	0.0088	0.0004	0.0004	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
8	28.5	0.0079	0.0079	0.0008	0.0008	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
7	25	0.0071	0.0071	0.001	0.001	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
6	21.5	0.0061	0.0061	0.0011	0.0011	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
5	18	0.005	0.005	0.0012	0.0012	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
4	14.5	0.0038	0.0038	0.0012	0.0012	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada

Tabel 4.28: *Lanjutan.*

Lantai	Tinggi	Arah Y							
		$\delta_{y_{min}}$	$\delta_{y_{max}}$	Δy_{min}	Δy_{max}	Ratio	A_y	Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		M	M	M	m				
3	11	0.0026	0.0026	0.0012	0.0012	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
2	7.5	0.0014	0.0014	0.0009	0.0009	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
1	4	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	1	0.694	Tidak Ada	Tidak ada

Dilihat pada Tabel 4.27 dan Tabel 4.28 diatas terlihat bahwa $\delta_{max} < 1,2 \delta_x$ sehingga struktur bangunan termasuk ke dalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi.

4.4. Hasil Analisa Model 3

4.4.1. Analisa Respon Spektrum Ragam

Pada Model 3, kombinasi ragam modal partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) pada *mode* 11, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data partisipasi massa Model 3 dapat dilihat pada Tabel 4.29.

Tabel 4.29: Data perioda *output* Program Analisa Struktur.

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>						
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Periode</i>	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	2.535	0.003	0.699	0.0027	0.699
Modal	2	2.535	0.699	0.003	0.7018	0.7018
Modal	3	2.053	0	0	0.7018	0.7018
Modal	4	0.833	0	0.12	0.7022	0.8215
Modal	5	0.833	0.12	0	0.8219	0.8219
Modal	6	0.705	0	0	0.8219	0.8219
Modal	7	0.45	0	0.05	0.8221	0.8719
Modal	8	0.45	0.05	0	0.8721	0.8721
Modal	9	0.388	0	0	0.8721	0.8721
Modal	10	0.277	0	0.033	0.8725	0.9051
Modal	11	0.277	0.033	0	0.9056	0.9056
Modal	12	0.242	0	0	0.9056	0.9056

Dapat dilihat pada Tabel 4.30 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.30: Hasil selisih persentase nilai perioda.

<i>Mode</i>	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	0.00%	OK	NOT OK
T2-T3	19.01%	NOT OK	OK
T3-T4	59.43%	NOT OK	OK
T4-T5	0.00%	OK	NOT OK
T5-T6	15.37%	NOT OK	OK
T6-T7	36.17%	NOT OK	OK
T7-T8	0.00%	OK	NOT OK
T8-T9	13.78%	OK	NOT OK
T9-T10	28.61%	NOT OK	OK
T10-T12	0.00%	OK	NOT OK
T11-T12	12.64%	OK	NOT OK

Analisa menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*) tertera pada Tabel 4.30, karena nilai perioda rata-rata yang didapat memiliki waktu getar yang berdekatan yaitu selisihnya lebih kecil dari 15%.

4.4.1.1. Koreksi Gempa Dasar Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, kombinasi respon untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V_1) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} \geq 1 \quad (4.3)$$

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen dan respon spektrum tertera pada Tabel 4.31 dan Tabel 4.32

Tabel 4.31: Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen.

Arah Gempa	V ₁ (Kg)
Gempa X	31009.2
Gempa Y	31009.2

Untuk perhitungan V₁ tertera pada Lampiran A7.

Tabel 4.32: Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum.

<i>Base Reactions</i>				
<i>OutputCase</i> <i>Text</i>	<i>CaseType</i> <i>Text</i>	<i>StepType</i> <i>Text</i>	<i>Global F_x</i> Kg	<i>Global F_y</i> Kg
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	41290.91	
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>		41290.91

Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI 1726:2012, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1.

$$\text{Syarat} \quad : \quad 0,85 \frac{V_1}{V_t} \leq 1$$

$$\text{Gempa X} \quad = \quad 0,85 \frac{31009.2}{41290.91} = 0,638 \leq 1 \quad (\text{OK})$$

$$\text{Gempa Y} \quad = \quad 0,85 \frac{31009.2}{41290.91} = 0,638 \leq 1 \quad (\text{OK})$$

Karena faktor skala yang didapat untuk masing-masing lebih kecil dari 1 tetapi terlalu kecil yang diakibatkan besarnya nilai prioda (T) pada jenis bangunan ini, maka gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisa ragam respon spektrum yang telah dilakukan dapat digunakan tanpa dikalikan dengan faktor skala.

4.4.1.2. Koreksi Faktor Redundansi

Tabel 4.33 merupakan hasil koreksi untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya dengan nilai redundansi 1.

Tabel 4.33: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1.

Story	V _x	V _y	35% V _x base shear	35% V _y base shear	Kontrol	Kontrol
15	6208.86	6208.86	14451.82	14451.82	TIDAK OKE	TIDAK OKE
14	11704.01	11704.01	14451.82	14451.82	TIDAK OKE	TIDAK OKE
13	15982.6	15982.6	14451.82	14451.82	OKE	OKE
12	19483.72	19483.72	14451.82	14451.82	OKE	OKE
11	22419.53	22419.53	14451.82	14451.82	OKE	OKE
10	24989.89	24989.89	14451.82	14451.82	OKE	OKE
9	27406.43	27406.43	14451.82	14451.82	OKE	OKE
8	29700.8	29700.8	14451.82	14451.82	OKE	OKE
7	31895.71	31895.71	14451.82	14451.82	OKE	OKE
6	33940.06	33940.06	14451.82	14451.82	OKE	OKE
5	36044.05	36044.05	14451.82	14451.82	OKE	OKE
4	38154.65	38154.65	14451.82	14451.82	OKE	OKE
3	39846.39	39846.39	14451.82	14451.82	OKE	OKE
2	40898.33	40898.33	14451.82	14451.82	OKE	OKE
1	41290.91	41290.91	14451.82	14451.82	OKE	OKE
Base	0	0	0	0	0	0

Dari tabel 4.33, gaya geser pada lantai 15, 14, dan 13 dengan redundansi 1 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan Program Analisis Struktur adalah 1,3.

4.4.1.2. Gaya Geser pada tiap Lantai

Nilai gaya geser pada setiap lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan Program Analisa Struktur dapat dilihat pada Tabel 4.34 berikut.

Tabel 4.34: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai.

Story	Tinggi Lantai	Lokasi	Vx	Vy
Story15	53	Top	6208.86	6208.86
		Bottom	6208.86	6208.86
Story14	49,5	Top	11704.01	11704.01
		Bottom	11704.01	11704.01
Story13	46	Top	15982.6	15982.6
		Bottom	15982.6	15982.6
Story12	42,5	Top	19483.72	19483.72
		Bottom	19483.72	19483.72
Story11	39	Top	22419.53	22419.53
		Bottom	22419.53	22419.53
Story10	35,5	Top	24989.89	24989.89
		Bottom	24989.89	24989.89
Story9	32	Top	27406.43	27406.43
		Bottom	27406.43	27406.43
Story8	28,5	Top	29700.8	29700.8
		Bottom	29700.8	29700.8
Story7	25	Top	31895.71	31895.71
		Bottom	31895.71	31895.71
Story6	21,5	Top	33940.06	33940.06
		Bottom	33940.06	33940.06
Story5	18	Top	36044.05	36044.05
		Bottom	36044.05	36044.05
Story4	14,5	Top	38154.65	38154.65
		Bottom	38154.65	38154.65
Story3	11	Top	39846.39	39846.39
		Bottom	39846.39	39846.39

Tabel 4.34: *Lanjutan.*

Story	Tinggi Lantai	Lokasi	V _x	V _y
Story2	7,5	Top	40898.33	40898.33
		Bottom	40898.33	40898.33
Story1	4	Top	41290.91	41290.91
		Bottom	41290.91	41290.91
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

4.4.1.3. Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

Nilai V_1 dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum (V_t) dapat dilihat pada Tabel 4.35 dan 4.36.

Tabel 4.35: Nilai V_1 berdasarkan analisis statik ekuivalen.

Arah Gempa	$C_s W$ (Kg)
Gempa X	31009.18
Gempa Y	31009.18

Untuk perhitungan $C_s W$ tertera pada halaman Lampiran A7.

Berdasarkan Tabel 4.32 nilai V_t sb. x adalah 41290.91 Kg dan V_t sb. y adalah 41290.91 Kg.

Syarat : $V_t \geq 0,85 C_s \cdot W$

Gempa X : $41290.91 \geq 0,85 \times 31009.18$

: $41290.91 \geq 26357.80$ (OK)

Gempa Y : $41290.91 \geq 0,85 \times 31009.18$

: $41290.91 \geq 26357.80$ (OK)

Dengan demikian syarat skala simpangan antar lantai telah terpenuhi, yaitu gaya geser dasar respon spektrum (V_t) lebih besar dari nilai $C_s \cdot W$, sehingga simpangan antar lantai tidak perlu dikalikan dengan faktor skala.

4.4.1.5. Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Pada Tabel 4.36, tertera hasil nilai simpangan gedung untuk Model 3.

Tabel 4.36: Nilai simpangan gedung pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012.

Tinggi lantai (hi), m	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)		Simpangan yang diperbesar		Simpangan antar tingkat (Δi), m		Syarat $\Delta a/\rho$ (0,02 * hi)/ ρ (m)	Cek (Sb.X,Y)	
				Story drift = ($\delta * Cd$)/Ie					Story drift < $\Delta a/\rho$	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	
3.5	15	0.0183	0.0183	0.1007	0.1007	0.0023	0.0023	0.05	OK	OK
3.5	14	0.0179	0.0179	0.0984	0.0984	0.0034	0.0034	0.05	OK	OK
3.5	13	0.0173	0.0173	0.0949	0.0949	0.0047	0.0047	0.05	OK	OK
3.5	12	0.0164	0.0164	0.0902	0.0902	0.0060	0.0060	0.05	OK	OK
3.5	11	0.0153	0.0153	0.0842	0.0842	0.0074	0.0074	0.05	OK	OK
3.5	10	0.0140	0.0140	0.0768	0.0768	0.0080	0.0080	0.05	OK	OK
3.5	9	0.0125	0.0125	0.0688	0.0688	0.0086	0.0086	0.05	OK	OK
3.5	8	0.0110	0.0110	0.0602	0.0602	0.0091	0.0091	0.05	OK	OK
3.5	7	0.0093	0.0093	0.0511	0.0511	0.0095	0.0095	0.05	OK	OK
3.5	6	0.0076	0.0076	0.0416	0.0416	0.0095	0.0095	0.05	OK	OK
3.5	5	0.0058	0.0058	0.0321	0.0321	0.0089	0.0089	0.05	OK	OK
3.5	4	0.0042	0.0042	0.0232	0.0232	0.0083	0.0083	0.05	OK	OK
3.5	3	0.0027	0.0027	0.0150	0.0150	0.0071	0.0071	0.05	OK	OK
3.5	2	0.0014	0.0014	0.0078	0.0078	0.0053	0.0053	0.05	OK	OK
4	1	0.0005	0.0005	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.06	OK	OK

Berdasarkan Tabel 4.36 kontrol simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

4.4.1.6. Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Hasil kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 3 tertera pada Tabel 4.37 dan 4.38.

Tabel 4.37: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x.

Tingkat	Tinggi tingkat (cm)	Kekakuan Total X Arah X	Ki/Ki+1 %	Rata-Rata Kekakuan 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr %
Story15	5300	14911700	-	-	-
Story14	4950	19914080	134%	18595723	-
Story13	4600	20961390	105%	20643547	-
Story12	4250	21055170	100%	20904373	113%
Story11	3900	20696560	98%	21305277	100%
Story10	3550	22164100	107%	22052373	106%
Story9	3200	23296460	105%	23239737	109%
Story8	2850	24258650	104%	24345060	110%
Story7	2500	25480070	105%	25770670	110%
Story6	2150	27573290	108%	28139467	113%
Story5	1800	31365040	114%	31425497	122%
Story4	1450	35338160	113%	36358610	126%
Story3	1100	42372630	120%	45371330	135%
Story2	750	58403200	138%	74925177	161%
Story1	400	1.24E+08	212%	-	273%

Tabel 4.38: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah y.

Tingkat	Tinggi tingkat (cm)	Kekakuan Total X Arah X	Ki/Ki+1 %	Rata-Rata Kekakuan 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr %
Story15	5300	14911700	-	-	-
Story14	4950	19914080	134%	18595723	-
Story13	4600	20961390	105%	20643547	-
Story12	4250	21055170	100%	20904373	113%
Story11	3900	20696560	98%	21305277	100%
Story10	3550	22164100	107%	22052373	106%
Story9	3200	23296460	105%	23239737	109%
Story8	2850	24258650	104%	24345060	110%
Story7	2500	25480070	105%	25770670	110%
Story6	2150	27573290	108%	28139467	113%
Story5	1800	31365040	114%	31425497	122%
Story4	1450	35338160	113%	36358610	126%
Story3	1100	42372630	120%	45371330	135%
Story2	750	58403200	138%	74925177	161%
Story1	400	1.24E+08	212%	-	273%

Dari Tabel 4.37 dan 4.38, dapat diketahui bahwa tidak terdapat ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y karena seluruh persentase perbandingannya diatas 100 persen.

4.1.1.1.Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.39 dan 4.40.

Tabel 4.39: Kontrol P-delta pada arah x.

ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFTS	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 0,1
15	3.5	0.0023	6208.9	19072.39	1	5.5	0.0004	OK
14	3.5	0.0034	11704.0	43397.27	1	5.5	0.0007	OK
13	3.5	0.0047	15982.6	67722.16	1	5.5	0.0010	OK
12	3.5	0.0060	19483.7	92047.04	1	5.5	0.0015	OK
11	3.5	0.0074	22419.5	116371.9	1	5.5	0.0020	OK
10	3.5	0.0080	24989.9	143715.4	1	5.5	0.0024	OK
9	3.5	0.0086	27406.4	174489.1	1	5.5	0.0028	OK
8	3.5	0.0091	29700.8	205262.7	1	5.5	0.0033	OK
7	3.5	0.0095	31895.7	236036.4	1	5.5	0.0037	OK
6	3.5	0.0095	33940.1	266810	1	5.5	0.0039	OK
5	3.5	0.0089	36044.1	303719.5	1	5.5	0.0039	OK
4	3.5	0.0083	38154.7	347382.1	1	5.5	0.0039	OK
3	3.5	0.0071	39846.4	391044.7	1	5.5	0.0036	OK
2	3.5	0.0053	40898.3	434707.4	1	5.5	0.0029	OK
1	4	0.0025	41290.9	480575.2	1	5.5	0.0013	OK

Tabel 4.40: Kontrol P-delta pada arah y.

ARAH Y								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFTS	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 0,1
15	3.5	0.0023	6208.9	19072.39	1	5.5	0.0004	OK
14	3.5	0.0034	11704.0	43397.27	1	5.5	0.0007	OK
13	3.5	0.0047	15982.6	67722.16	1	5.5	0.0010	OK
12	3.5	0.0060	19483.7	92047.04	1	5.5	0.0015	OK
11	3.5	0.0074	22419.5	116371.9	1	5.5	0.0020	OK
10	3.5	0.0080	24989.9	143715.4	1	5.5	0.0024	OK
9	3.5	0.0086	27406.4	174489.1	1	5.5	0.0028	OK
8	3.5	0.0091	29700.8	205262.7	1	5.5	0.0033	OK
7	3.5	0.0095	31895.7	236036.4	1	5.5	0.0037	OK
6	3.5	0.0095	33940.1	266810	1	5.5	0.0039	OK
5	3.5	0.0089	36044.1	303719.5	1	5.5	0.0039	OK
4	3.5	0.0083	38154.7	347382.1	1	5.5	0.0039	OK
3	3.5	0.0071	39846.4	391044.7	1	5.5	0.0036	OK
2	3.5	0.0053	40898.3	434707.4	1	5.5	0.0029	OK
1	4	0.0025	41290.9	480575.2	1	5.5	0.0013	OK

Berdasarkan Tabel 4.39 dan 4.40, efek P-delta dapat diabaikan karena syarat *stability ratio* terpenuhi untuk kedua arah.

4.1.1.2. Pemeriksaan Torsi Tak Terduga

Di dalam SNI 1726-2012, terdapat parameter pembesaran momen torsi tak terduga (A_x). Kontrol pemeriksaan ketidakberaturan torsi gempa untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.41 dan 4.42.

Tabel 4.41: Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah x.

Lantai	Tinggi	Arah X							
		δx_{min}	δx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio	A_x	Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		M	m	M	M				
15	53	0.0183	0.0183	0.0004	0.0004	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
14	49.5	0.0179	0.0179	0.0006	0.0006	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
13	46	0.0173	0.0173	0.0009	0.0009	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada

Tabel 4.41: Lanjutan.

Lantai	Tinggi	Arah X							
		δx_{\min}	δx_{\max}	Δx_{\min}	Δx_{\max}	Ratio	A_x	Biasa (1A)	Berlebih (1B)
12	42.5	0.0164	0.0164	0.0011	0.0011	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
11	39	0.0153	0.0153	0.0013	0.0013	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
10	35.5	0.0140	0.0140	0.0015	0.0015	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
9	32	0.0125	0.0125	0.0016	0.0016	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
8	28.5	0.0110	0.0110	0.0017	0.0017	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
7	25	0.0093	0.0093	0.0017	0.0017	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
6	21.5	0.0076	0.0076	0.0017	0.0017	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
5	18	0.0058	0.0058	0.0016	0.0016	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
4	14.5	0.0042	0.0042	0.0015	0.0015	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
3	11	0.0027	0.0027	0.0013	0.0013	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
2	7.5	0.0014	0.0014	0.0010	0.0010	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
1	4	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada

Tabel 4.42: Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah y.

Lantai	Tinggi	Arah Y							
		δy_{\min}	δy_{\max}	Δy_{\min}	Δy_{\max}	Ratio	A_y	Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		M	m	M	M				
15	53	0.0183	0.0183	0.0004	0.0004	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
14	49.5	0.0179	0.0179	0.0006	0.0006	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
13	46	0.0173	0.0173	0.0009	0.0009	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
12	42.5	0.0164	0.0164	0.0011	0.0011	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
11	39	0.0153	0.0153	0.0013	0.0013	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
10	35.5	0.0140	0.0140	0.0015	0.0015	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
9	32	0.0125	0.0125	0.0016	0.0016	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
8	28.5	0.0110	0.0110	0.0017	0.0017	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada

Tabel 4.42: Lanjutan.

Lantai	Tinggi	Arah Y							
		δy_{min}	δy_{max}	Δy_{min}	Δy_{max}	Ratio	A_Y	Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		M	m	M	M				
7	25	0.0093	0.0093	0.0017	0.0017	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
6	21.5	0.0076	0.0076	0.0017	0.0017	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
5	18	0.0058	0.0058	0.0016	0.0016	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
4	14.5	0.0042	0.0042	0.0015	0.0015	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
3	11	0.0027	0.0027	0.0013	0.0013	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
2	7.5	0.0014	0.0014	0.0010	0.0010	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
1	4	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada

Dilihat pada Tabel 4.41 dan Tabel 4.42 diatas terlihat bahwa $\delta_{max} < 1,2 \delta x$ sehingga struktur bangunan termasuk ke dalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi.

4.5. Hasil Analisa Model 4

4.5.1. Analisa Respon Spektrum Ragam

Pada Model 4, kombinasi ragam modal partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) pada *mode* 11, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data partisipasi massa Model 4 dapat dilihat pada Tabel 4.43.

Tabel 4.43: Data perioda *output* Program Analisa Struktur.

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>						
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	3.531	0.0031	0.6886	0.0031	0.6886
Modal	2	3.531	0.6886	0.0031	0.6918	0.6918
Modal	3	2.563	0	0	0.6918	0.6918
Modal	4	1.068	0.0019	0.1229	0.6937	0.8147
Modal	5	1.068	0.1229	0.0019	0.8166	0.8166
Modal	6	0.844	0	0	0.8166	0.8166
Modal	7	0.544	0.0277	0.026	0.8443	0.8426

Tabel 4.43: Lanjutan.

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>						
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	8	0.544	0.026	0.0277	0.8703	0.8703
Modal	9	0.454	0	0	0.8703	0.8703
Modal	10	0.327	0.0337	0.0001	0.9039	0.8704
Modal	11	0.327	0.0001	0.0337	0.9041	0.9041
Modal	12	0.28	0	0	0.9041	0.9041

Dapat dilihat pada Tabel 4.44 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.44: Hasil selisih persentase nilai perioda.

<i>Mode</i>	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	0.00%	OK	NOT OK
T2-T3	27.41%	NOT OK	OK
T3-T4	58.33%	NOT OK	OK
T4-T5	0.00%	OK	NOT OK
T5-T6	20.97%	NOT OK	OK
T6-T7	35.55%	NOT OK	OK
T7-T8	0.00%	OK	NOT OK
T8-T9	16.54%	NOT OK	OK
T9-T10	27.97%	NOT OK	OK
T10-T12	0.00%	OK	NOT OK
T11-T12	14.37%	OK	NOT OK

Analisa menggunakan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) tertera pada Tabel 4.29, karena nilai perioda rata-rata yang didapat memiliki waktu getar yang berdekatan yaitu selisihnya lebih kecil dari 15%.

4.5.1.1. Koreksi Gempa Dasar Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, kombinasi respon untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V_1)

menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} \geq 1 \quad (4.4)$$

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekivalen dan respon spektrum tertera pada Tabel 4.45 dan Tabel 4.46.

Tabel 4.45: Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekivalen.

Arah Gempa	V_1 (Kg)
Gempa X	43555,1
Gempa Y	43555,1

Untuk perhitungan V_1 tertera pada Lampiran A7.

Tabel 4.46: Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum.

<i>Base Reactions</i>				
<i>OutputCase</i>	<i>CaseType</i>	<i>StepType</i>	<i>Global F_X</i>	<i>Global F_Y</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg	Kg
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	51582.78	
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>		51582.78

Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI 1726:2012, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1.

$$\text{Syarat} \quad : 0,85 \frac{V_1}{V_t} \leq 1$$

$$\text{Gempa X} = 0,85 \frac{43555,1}{51582,78} = 0,718 \leq 1 \quad (\text{OK})$$

$$\text{Gempa Y} = 0,85 \frac{43555,1}{51582,78} = 0,718 \leq 1 \quad (\text{OK})$$

Karena faktor skala yang didapat untuk masing-masing lebih kecil dari 1 tetapi terlalu kecil yang diakibatkan besarnya nilai prioda (T) pada jenis bangunan ini, maka gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisa ragam respon spektrum yang telah dilakukan dapat digunakan tanpa dikalikan dengan faktor skala.

4.5.1.2. Koreksi Faktor Redundansi

Tabel 4.47 merupakan hasil koreksi untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya dengan nilai redundansi 1.

Tabel 4.47: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1.

Story	V _x	V _y	35% V _x <i>base shear</i>	35% V _y <i>base shear</i>	Kontrol	Kontrol
20	6570.61	6570.61	18053.97	18053.97	TIDAK OKE	TIDAK OKE
19	12865.75	12865.75	18053.97	18053.97	TIDAK OKE	TIDAK OKE
18	17740.17	17740.17	18053.97	18053.97	TIDAK OKE	TIDAK OKE
17	21544.67	21544.67	18053.97	18053.97	OKE	OKE
16	24616.24	24616.24	18053.97	18053.97	OKE	OKE
15	27353.72	27353.72	18053.97	18053.97	OKE	OKE
14	29674.66	29674.66	18053.97	18053.97	OKE	OKE
13	31406.35	31406.35	18053.97	18053.97	OKE	OKE
12	32842.95	32842.95	18053.97	18053.97	OKE	OKE
11	34340.52	34340.52	18053.97	18053.97	OKE	OKE
10	36117.6	36117.6	18053.97	18053.97	OKE	OKE
9	38169.46	38169.46	18053.97	18053.97	OKE	OKE
8	40360.61	40360.61	18053.97	18053.97	OKE	OKE
7	42568.05	42568.05	18053.97	18053.97	OKE	OKE
6	44722	44722	18053.97	18053.97	OKE	OKE
5	46892.42	46892.42	18053.97	18053.97	OKE	OKE
4	48907.79	48907.79	18053.97	18053.97	OKE	OKE
3	50409.79	50409.79	18053.97	18053.97	OKE	OKE
2	51276.58	51276.58	18053.97	18053.97	OKE	OKE
1	51582.78	51582.78	18053.97	18053.97	OKE	OKE
Base	0	0	0	0	0	0

Dari tabel 4.47, gaya geser pada lantai 19 dan 20 dengan redundansi 1 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan Program Analisa Struktur adalah 1,3.

4.5.1.3. Gaya Geser pada tiap Lantai

Nilai gaya geser pada setiap lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan Program Analisa Struktur dapat dilihat pada Tabel 4.48 berikut.

Tabel 4.48: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai.

<i>Story</i>	Tinggi Lantai	Lokasi	V _x	V _y
20	70.5	<i>Top</i>	6570.61	6570.61
20	67	<i>Bottom</i>	6570.61	6570.61
19	67	<i>Top</i>	12865.75	12865.75
19	63.5	<i>Bottom</i>	12865.75	12865.75
18	63.5	<i>Top</i>	17740.17	17740.17
18	60	<i>Bottom</i>	17740.17	17740.17
17	60	<i>Top</i>	21544.67	21544.67
17	56.5	<i>Bottom</i>	21544.67	21544.67
16	56.5	<i>Top</i>	24616.24	24616.24
16	53	<i>Bottom</i>	24616.24	24616.24
15	53	<i>Top</i>	27353.72	27353.72
15	49.5	<i>Bottom</i>	27353.72	27353.72
14	49.5	<i>Top</i>	29674.66	29674.66
14	46	<i>Bottom</i>	29674.66	29674.66
13	46	<i>Top</i>	31406.35	31406.35
13	42.5	<i>Bottom</i>	31406.35	31406.35
12	42.5	<i>Top</i>	32842.95	32842.95
12	39	<i>Bottom</i>	32842.95	32842.95
11	39	<i>Top</i>	34340.52	34340.52
11	35.5	<i>Bottom</i>	34340.52	34340.52
10	35.5	<i>Top</i>	36117.6	36117.6
10	32	<i>Bottom</i>	36117.6	36117.6
9	32	<i>Top</i>	38169.46	38169.46
9	28.5	<i>Bottom</i>	38169.46	38169.46
8	28.5	<i>Top</i>	40360.61	40360.61
8	25	<i>Bottom</i>	40360.61	40360.61
7	25	<i>Top</i>	42568.05	42568.05
7	21.5	<i>Bottom</i>	42568.05	42568.05
6	21.5	<i>Top</i>	44722	44722

Tabel 4.48: *Lanjutan.*

Story	Tinggi Lantai	Lokasi	V _x	V _y
6	18	<i>Bottom</i>	44722	44722
5	18	<i>Top</i>	46892.42	46892.42
5	14.5	<i>Bottom</i>	46892.42	46892.42
4	14.5	<i>Top</i>	48907.79	48907.79
4	11	<i>Bottom</i>	48907.79	48907.79
3	11	<i>Top</i>	50409.79	50409.79
3	7.5	<i>Bottom</i>	50409.79	50409.79
2	7.5	<i>Top</i>	51276.58	51276.58
2	4	<i>Bottom</i>	51276.58	51276.58
1	4	<i>Top</i>	51582.78	51582.78
1	0	<i>Bottom</i>	51582.78	51582.78
0	0	<i>Top</i>	0	0
0	0	<i>Bottom</i>	0	0

4.5.1.4. Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

Nilai V_1 dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum (V_t) dapat dilihat pada Tabel 4.49 dan 4.46.

Tabel 4.49: Nilai $C_s W$ berdasarkan analisis statik ekivalen.

Arah Gempa	$C_s W$ (Kg)
Gempa X	43555,1
Gempa Y	43555,1

Untuk perhitungan V_1 tertera pada halaman Lampiran A7.

Berdasarkan Tabel 4.45 nilai V_t sb. x adalah 51582.78 Kg dan V_t sb. y adalah 51582.78 Kg.

Syarat : $V_t \geq 0,85 C_s \cdot W$

Gempa X : $51582.78 \geq 0,85 \times 43555,1$

: $51582.78 \geq 37021.85$ (OK)

$$\text{Gempa Y} : 51582.78 \geq 0,85 \times 43555,1$$

$$: 51582.78 \geq 37021.85 \quad (\text{OK})$$

Dengan demikian syarat skala simpangan antar lantai telah terpenuhi, yaitu gaya geser dasar respon spektrum (V_d) lebih besar dari nilai $C_s W$, sehingga simpangan antar lantai tidak perlu dikalikan dengan faktor skala.

4.5.1.5. Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Pada Tabel 4.49, tertera hasil nilai simpangan gedung untuk Model 4.

Tabel 4.50: Nilai simpangan gedung pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012.

Tinggi Lantai (hi), m	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)		Simpangan yang diperbesar		Simpangan antar tingkat (Δ_i), m		Syarat $\Delta a/\rho$ ($0,02 * h_i$)/ ρ (m)	Cek (Sb.X,Y)	
				<i>Story drift</i> = ($\delta * C_d$)/ I_e					<i>Story drift</i> < $\Delta a/\rho$	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	
3.5	20	0.0262	0.0262	0.1439	0.1439	0.0032	0.0032	0.05	OK	OK
3.5	19	0.0256	0.0256	0.1407	0.1407	0.0039	0.0039	0.05	OK	OK
3.5	18	0.0249	0.0249	0.1368	0.1368	0.0047	0.0047	0.05	OK	OK
3.5	17	0.0240	0.0240	0.1321	0.1321	0.0057	0.0057	0.05	OK	OK
3.5	16	0.0230	0.0230	0.1263	0.1264	0.0069	0.0069	0.05	OK	OK
3.5	15	0.0217	0.0217	0.1195	0.1195	0.0076	0.0076	0.05	OK	OK
3.5	14	0.0203	0.0203	0.1118	0.1119	0.0081	0.0081	0.05	OK	OK
3.5	13	0.0189	0.0189	0.1038	0.1038	0.0085	0.0085	0.05	OK	OK
3.5	12	0.0173	0.0173	0.0953	0.0953	0.0090	0.0090	0.05	OK	OK
3.5	11	0.0157	0.0157	0.0863	0.0863	0.0094	0.0094	0.05	OK	OK
3.5	10	0.0140	0.0140	0.0770	0.0770	0.0097	0.0097	0.05	OK	OK
3.5	9	0.0122	0.0122	0.0673	0.0673	0.0099	0.0099	0.05	OK	OK
3.5	8	0.0104	0.0104	0.0574	0.0574	0.0099	0.0099	0.05	OK	OK
3.5	7	0.0086	0.0086	0.0474	0.0474	0.0097	0.0097	0.05	OK	OK
3.5	6	0.0069	0.0069	0.0377	0.0377	0.0092	0.0092	0.05	OK	OK
3.5	5	0.0052	0.0052	0.0285	0.0285	0.0084	0.0084	0.05	OK	OK
3.5	4	0.0036	0.0037	0.0201	0.0201	0.0075	0.0075	0.05	OK	OK
3.5	3	0.0023	0.0023	0.0126	0.0126	0.0062	0.0062	0.05	OK	OK
3.5	2	0.0012	0.0012	0.0064	0.0064	0.0044	0.0044	0.05	OK	OK
4	1	0.0004	0.0004	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.06	OK	OK

Berdasarkan Tabel 4.50 kontrol simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

4.5.1.6. Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Hasil kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 4 tertera pada Tabel 4.51 dan 4.52.

Tabel 4.51: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x.

Tingkat	Tinggi tingkat (cm)	Kekakuan Total X Arah X	Ki/Ki+1 %	Rata-Rata Kekakuan 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr %
20	7050	12526272	-	-	-
19	6700	20462066	163%	18828773	-
18	6350	23497981	115%	22763116.59	-
17	6000	24329303	104%	24008916.03	129%
16	5650	24199464	99%	24500117.63	106%
15	5300	24971585	103%	25037923.75	104%
14	4950	25942722	104%	25778378.79	106%
13	4600	26420829	102%	26365303.64	106%
12	4250	26732360	101%	26785384.58	104%
11	3900	27202964	102%	27327121.21	103%
10	3550	28046039	103%	28199982.28	105%
9	3200	29350943	105%	29533089.28	107%
8	2850	31202285	106%	31466791.91	111%
7	2500	33847147	108%	34307129.81	115%
6	2150	37871957	112%	38416822.97	120%
5	1800	43531365	115%	44118757.8	127%
4	1450	50952952	117%	52756439.07	133%
3	1100	63785001	125%	68925213.8	145%
2	750	92037689	144%	120268996.9	174%
1	400	2.05E+08	223%	-	297%

Tabel 4.52: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah y.

Tingkat	Tinggi tingkat (cm)	Kekakuan Total X Arah X	Ki/Ki+1 %	Rata-Rata Kekakuan 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr %
20	7050	12526272	-	-	-
19	6700	20462066	163%	18828773	-
18	6350	23497981	115%	22763116.59	-
17	6000	24329303	104%	24008916.03	129%
16	5650	24199464	99%	24500117.63	106%
15	5300	24971585	103%	25037923.75	104%
14	4950	25942722	104%	25778378.79	106%
13	4600	26420829	102%	26365303.64	106%
12	4250	26732360	101%	26785384.58	104%
11	3900	27202964	102%	27327121.21	103%
10	3550	28046039	103%	28199982.28	105%
9	3200	29350943	105%	29533089.28	107%
8	2850	31202285	106%	31466791.91	111%
7	2500	33847147	108%	34307129.81	115%
6	2150	37871957	112%	38416822.97	120%
5	1800	43531365	115%	44118757.8	127%
4	1450	50952952	117%	52756439.07	133%
3	1100	63785001	125%	68925213.8	145%
2	750	92037689	144%	120268996.9	174%
1	400	2.05E+08	223%	-	297%

Dari Tabel 4.51 dan 4.52, dapat diketahui bahwa tidak terdapat ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y karena seluruh persentase perbandingannya diatas 100 persen.

4.5.1.7. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.53 dan 4.54.

Tabel 4.53: Kontrol P-delta pada arah x.

ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTERSTORY DRIFTS	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK
20	3.5	0.0032	6570.61	23921.84	1	5.5	0.0006	OK
19	3.5	0.0039	12865.75	58563.05	1	5.5	0.0009	OK
18	3.5	0.0047	17740.17	93204.26	1	5.5	0.0013	OK
17	3.5	0.0057	21544.67	127845.5	1	5.5	0.0018	OK
16	3.5	0.0069	24616.24	162486.7	1	5.5	0.0024	OK
15	3.5	0.0076	27353.72	203906.8	1	5.5	0.0029	OK
14	3.5	0.0081	29674.66	252723.3	1	5.5	0.0036	OK
13	3.5	0.0085	31406.35	301539.9	1	5.5	0.0042	OK
12	3.5	0.0090	32842.95	350356.4	1	5.5	0.0050	OK
11	3.5	0.0094	34340.52	399172.9	1	5.5	0.0057	OK
10	3.5	0.0097	36117.6	447989.4	1	5.5	0.0062	OK
9	3.5	0.0099	38169.46	496805.9	1	5.5	0.0067	OK
8	3.5	0.0099	40360.61	545622.4	1	5.5	0.0070	OK
7	3.5	0.0097	42568.05	594438.9	1	5.5	0.0071	OK
6	3.5	0.0092	44722	643255.5	1	5.5	0.0069	OK
5	3.5	0.0084	46892.42	697663.2	1	5.5	0.0065	OK
4	3.5	0.0075	48907.79	758073.8	1	5.5	0.0061	OK
3	3.5	0.0062	50409.79	818484.4	1	5.5	0.0052	OK
2	3.5	0.0044	51276.58	878895	1	5.5	0.0039	OK
1	4	0.0020	51582.78	942751.1	1	5.5	0.0016	OK

Tabel 4.54: Kontrol P-delta pada arah y.

ARAH Y								
LANTAI	TINGGI	INTERSTORY DRIFTS	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK
20	3.5	0.0032	6570.61	23921.84	1	5.5	0.0006	OK
19	3.5	0.0039	12865.75	58563.05	1	5.5	0.0009	OK
18	3.5	0.0047	17740.17	93204.26	1	5.5	0.0013	OK
17	3.5	0.0057	21544.67	127845.5	1	5.5	0.0018	OK
16	3.5	0.0069	24616.24	162486.7	1	5.5	0.0024	OK
15	3.5	0.0076	27353.72	203906.8	1	5.5	0.0029	OK
14	3.5	0.0081	29674.66	252723.3	1	5.5	0.0036	OK
13	3.5	0.0085	31406.35	301539.9	1	5.5	0.0042	OK
12	3.5	0.0090	32842.95	350356.4	1	5.5	0.0050	OK
11	3.5	0.0094	34340.52	399172.9	1	5.5	0.0057	OK
10	3.5	0.0097	36117.6	447989.4	1	5.5	0.0062	OK
9	3.5	0.0099	38169.46	496805.9	1	5.5	0.0067	OK
8	3.5	0.0099	40360.61	545622.4	1	5.5	0.0070	OK
7	3.5	0.0097	42568.05	594438.9	1	5.5	0.0071	OK
6	3.5	0.0092	44722	643255.5	1	5.5	0.0069	OK
5	3.5	0.0084	46892.42	697663.2	1	5.5	0.0065	OK
4	3.5	0.0075	48907.79	758073.8	1	5.5	0.0061	OK
3	3.5	0.0062	50409.79	818484.4	1	5.5	0.0052	OK
2	3.5	0.0044	51276.58	878895	1	5.5	0.0039	OK
1	4	0.0020	51582.78	942751.1	1	5.5	0.0016	OK

Berdasarkan Tabel 4.53 dan 4.54, efek p-delta dapat diabaikan karena syarat *stability ratio* terpenuhi untuk kedua arah.

4.5.1.8. Pemeriksaan Torsi Tak Terduga

Di dalam SNI 1726-2012, terdapat parameter pembesaran momen torsi tak terduga (A_x). Kontrol pemeriksaan ketidakberaturan torsi gempa untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.55 dan 4.56.

Tabel 4.55: Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah x.

Z	Tingg i	Arah X							
		δx_{\min}	δx_{\max}	Δx_{\min}	Δx_{\max}	Ratio	A_x	Biasa (1A)	Berlebih (1B)
		M	M	M	M				
20	70.5	0.0262	0.0262	0.0006	0.0006	1.0	0.696	Tidak Ada	Tidak ada
19	67	0.0256	0.0256	0.0007	0.0007	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
18	63.5	0.0249	0.0249	0.0009	0.0009	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
17	60	0.0240	0.0240	0.0010	0.0010	1.0	0.695	Tidak Ada	Tidak ada
16	56.5	0.0230	0.0230	0.0013	0.0013	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
15	53	0.0217	0.0217	0.0014	0.0014	1.0	0.695	Tidak Ada	Tidak ada
14	49.5	0.0203	0.0203	0.0015	0.0015	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
13	46	0.0189	0.0189	0.0015	0.0015	1.0	0.695	Tidak Ada	Tidak ada
12	42.5	0.0173	0.0173	0.0016	0.0016	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
11	39	0.0157	0.0157	0.0017	0.0017	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
10	35.5	0.0140	0.0140	0.0018	0.0018	1.0	0.695	Tidak Ada	Tidak ada
9	32	0.0122	0.0122	0.0018	0.0018	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
8	28.5	0.0104	0.0104	0.0018	0.0018	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
7	25	0.0086	0.0086	0.0018	0.0018	1.0	0.695	Tidak Ada	Tidak ada
6	21.5	0.0069	0.0069	0.0017	0.0017	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
5	18	0.0052	0.0052	0.0015	0.0015	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
4	14.5	0.0036	0.0037	0.0014	0.0014	1.0	0.695	Tidak Ada	Tidak ada

Tabel 4.55: Lanjutan.

Z	Tingg i	Arah X							
		δx_{\min}	δx_{\max}	Δx_{\min}	Δx_{\max}	Ratio	A_x	Biasa (1A)	Berle bih (1B)
		M	M	M	M				
3	11	0.0023	0.0023	0.0011	0.0011	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
2	7.5	0.0012	0.0012	0.0008	0.0008	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
1	4	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada

Tabel 4.56: Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa untuk arah y.

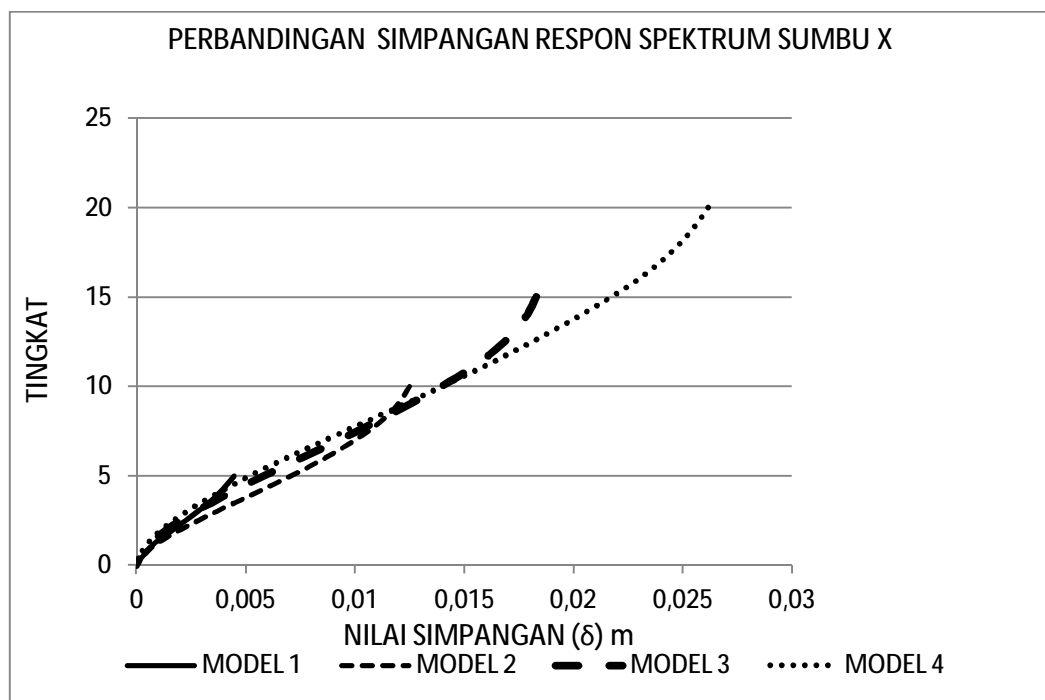
Lantai	Elevation	Arah Y							
		δx_{\min}	δx_{\max}	Δx_{\min}	Δx_{\max}	Ratio	A_x	Biasa (1A)	Berle bih (1B)
		M	m	M	m				
20	70.5	0.0262	0.0262	0.0006	0.0006	1.0	0.696	Tidak Ada	Tidak ada
19	67	0.0256	0.0256	0.0007	0.0007	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
18	63.5	0.0249	0.0249	0.0009	0.0009	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
17	60	0.0240	0.0240	0.0010	0.0010	1.0	0.695	Tidak Ada	Tidak ada
16	56.5	0.0230	0.0230	0.0013	0.0013	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
15	53	0.0217	0.0217	0.0014	0.0014	1.0	0.695	Tidak Ada	Tidak ada
14	49.5	0.0203	0.0203	0.0015	0.0015	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
13	46	0.0189	0.0189	0.0015	0.0015	1.0	0.695	Tidak Ada	Tidak ada
12	42.5	0.0173	0.0173	0.0016	0.0016	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
11	39	0.0157	0.0157	0.0017	0.0017	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
10	35.5	0.0140	0.0140	0.0018	0.0018	1.0	0.695	Tidak Ada	Tidak ada
9	32	0.0122	0.0122	0.0018	0.0018	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
8	28.5	0.0104	0.0104	0.0018	0.0018	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
7	25	0.0086	0.0086	0.0018	0.0018	1.0	0.695	Tidak Ada	Tidak ada
6	21.5	0.0069	0.0069	0.0017	0.0017	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
5	18	0.0052	0.0052	0.0015	0.0015	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
4	14.5	0.0036	0.0037	0.0014	0.0014	1.0	0.695	Tidak Ada	Tidak ada

Tabel 4.56: Lanjutan.

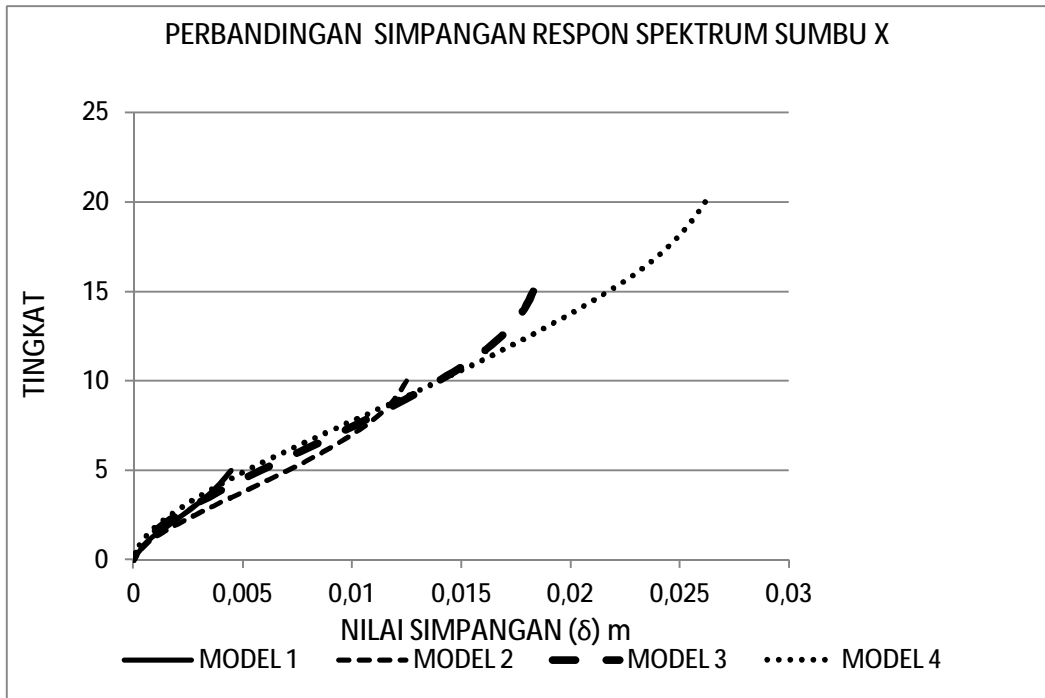
Lantai	Elevation	Arah Y							
		δx_{min}	δx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio	A_x	Biasa (1A)	Berle bahan (1B)
		M	m	M	m				
3	11	0.0023	0.0023	0.0011	0.0011	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
2	7.5	0.0012	0.0012	0.0008	0.0008	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada
1	4	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	1.0	0.694	Tidak Ada	Tidak ada

Berdasarkan pada Tabel 4.55 dan Tabel 4.56 diatas terlihat bahwa $\delta_{max} < 1,2 \delta x$ sehingga struktur bangunan termasuk ke dalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi.

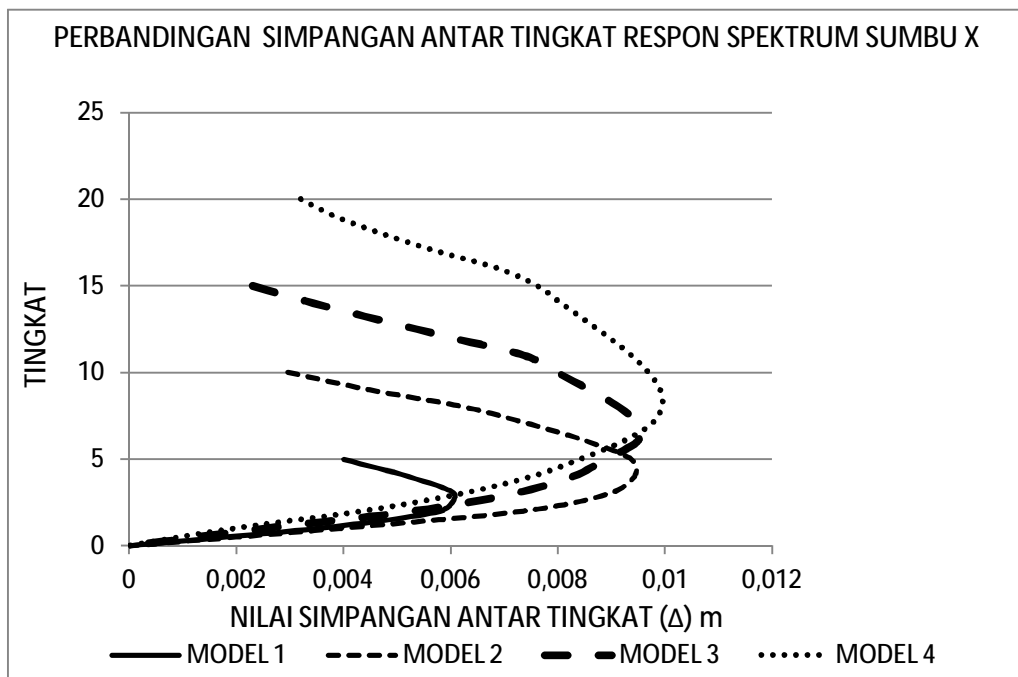
Berikut ini disajikan perbandingan diagram simpangan terhadap ketinggian gedung pada 4 pemodelan dengan analisis respon spektrum ragam.



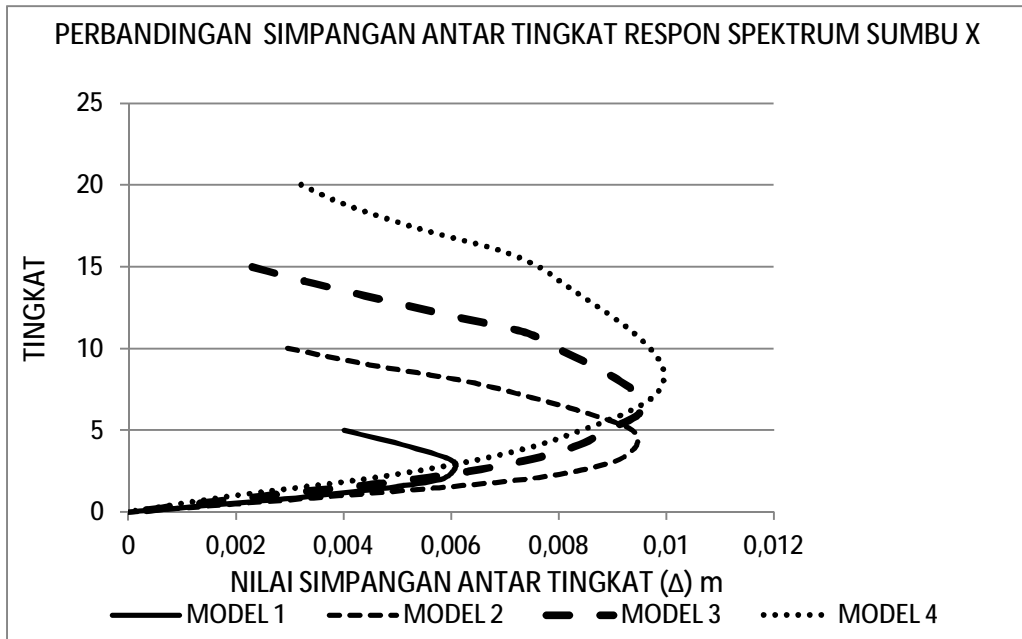
Gambar 4.1: Perbandingan nilai simpangan sb. x terhadap ketinggian gedung (Model 1,2, 3 dan 4).



Gambar 4.2: Perbandingan nilai simpangan sb. y terhadap ketinggian gedung (Model 1,2, 3 dan 4).

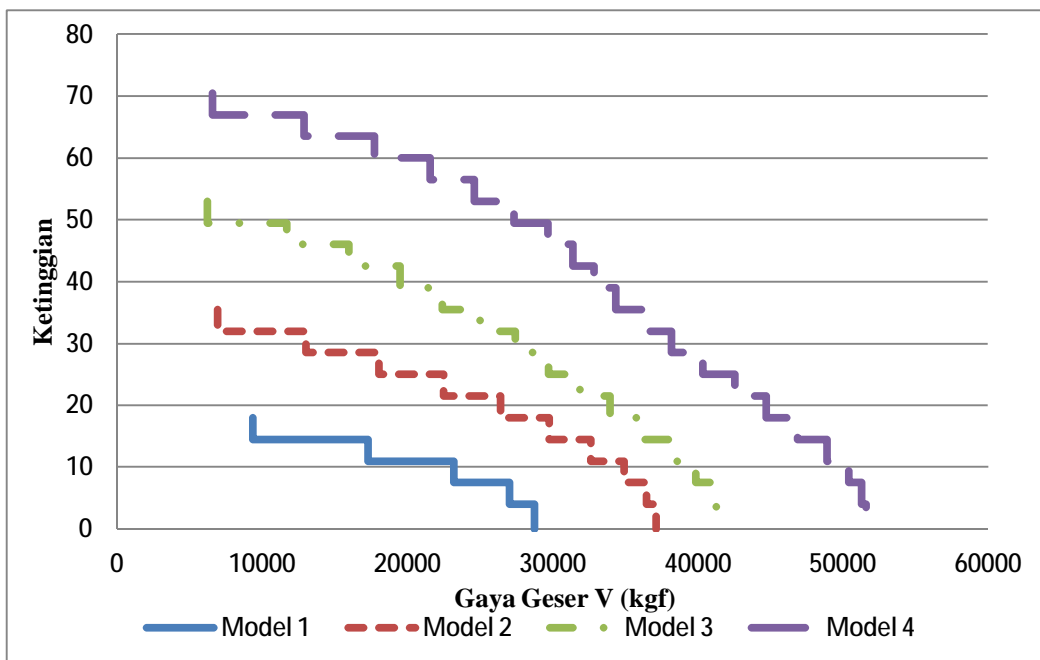


Gambar 4.3: Perbandingan nilai simpangan antar tingkat sb. x terhadap ketinggian gedung (Model 1,2,3 dan 4).

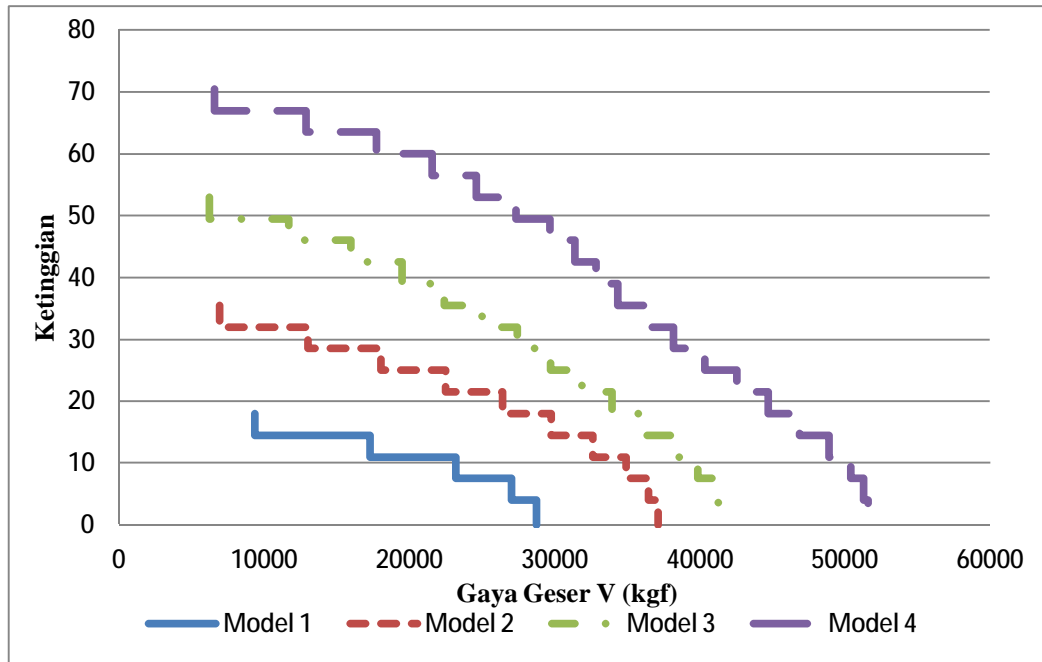


Gambar 4.4: Perbandingan nilai simpangan antar tingkat sb. y terhadap ketinggian gedung (Model 1,2,3 dan 4).

Berikut ini disajikan perbandingan diagram *story shear* terhadap ketinggian gedung pada 4 pemodelan pada dengan analisa respon spektrum ragam.



Gambar 4.5: Perbandingan nilai *story shear* sb. x terhadap ketinggian gedung (Model 1,2, 3 dan 4).



Gambar 4.6: Perbandingan nilai *story shear* sb. y terhadap ketinggian gedung (Model 1,2, 3 dan 4).

4.6. Hasil Perbandingan Simpangan dan Gaya Geser pada Keempat Model

4.6.1. Perbandingan Simpangan

Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelepasan baja dan peretakan beton. Pada Gambar 4.1 dan 4.2 di atas dapat dilihat perbandingan nilai simpangan yang terjadi pada struktur untuk setiap model yang terjadi, bahwasanya simpangan terbesar adalah pada Model 3, Model 4 dan simpangan terkecil adalah pada Model 1, Model 2. Perbedaan besar simpangan ini terjadi karena berbedanya kekakuan struktur dan perbedaan jumlah lantai pada setiap masing-masing struktur.

4.6.2. Perbandingan Gaya Geser

Pada Gambar 4.5 dan Gambar 4.6 di atas dapat dilihat perbandingan gaya geser dari pemodelan gedung yang bekerja pada tiap lantai gedung. Dari gambar diagram tersebut bahwasanya gaya geser terbesar adalah pada Model 3, Model 4 dan gaya geser terkecil adalah pada Model 1 dan Model 2.

Perbedaan gaya geser yang terjadi pada keempat model di atas diakibatkan oleh berbedanya massa/berat struktur itu sendiri. Semakin berat massa struktur bangunan, maka semakin besar pula gaya geser yang bekerja. Massa/berat sendiri struktur bangunan tersebut juga akan berpengaruh kepada perioda alami getar struktur. Semakin kaku struktur bangunan, maka perioda getar struktur semakin kecil dan memiliki frekuensi yang semakin tinggi, dan begitu sebaliknya.

4.7. Hasil Analisa Respon Riwayat Waktu Nonlinear Akibat Gempa Tunggal

4.7.1. Model 1

Pada analisa nonlinear ini struktur gedung ditinjau secara 2 dimensi dengan mengambil salah satu sisi dari gedung tersebut. Untuk menganalisa digunakan bantuan *Software* RUAUMOKO2D, sehingga didapat nilai simpangan antar tingkat.

4.7.1.1. Nilai Simpangan Antar Tingkat Perioda Ulang Gempa 2475 Tahun

Nilai simpangan antar tingkat rata-rata analisa nonlinear inelastis berdasarkan output RUAUMOKO2D pada setiap lantai dengan perioda ulang 2475 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.57.

Tabel 4.57: Nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 1 pada tiap lantai dengan perioda ulang gempa 2475 tahun.

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
5	2.847
4	10.261
3	12.346
2	31.285
1	3.853

4.7.2. Model 2

Pada analisa nonlinear ini struktur gedung ditinjau secara 2 dimensi dengan mengambil salah satu sisi dari gedung tersebut. Untuk menganalisa digunakan bantuan *Software* RUAUMOKO2D, sehingga didapat nilai simpangan antar tingkat.

4.7.2.1. Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun

Nilai simpangan antar tingkat rata-rata analisa nonlinear inelastis berdasarkan output RUAOMOKO2D pada setiap lantai dengan periode ulang 2475 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.58.

Tabel 4.58: Nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 2 pada tiap lantai dengan periode ulang gempa 2475 tahun.

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
10	34.310
9	30.377
8	62.372
7	98.647
6	77.574
5	69.258
4	212.787
3	297.102
2	193.592
1	11.403

4.7.3. Model 3

Pada analisa nonlinear ini struktur gedung ditinjau secara 2 dimensi dengan mengambil salah satu sisi dari gedung tersebut. Untuk menganalisa digunakan bantuan *Software* RUAUMOKO2D, sehingga didapat nilai simpangan antar tingkat.

4.7.3.1. Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun

Nilai simpangan antar tingkat rata-rata analisa nonlinear inelastis berdasarkan output RUAOMOKO2D pada setiap lantai dengan periode ulang 2475 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.59.

Tabel 4.59: Nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 3 pada tiap lantai dengan periode ulang gempa 2475 tahun.

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
15	21.956
14	26.270

Tabel 4.59: *Lanjutan.*

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
13	4.292
12	13.103
11	25.394
10	5.424
9	5.016
8	5.937
7	5.218
6	2.086
5	1.563
4	4.701
3	9.242
2	6.712
1	2.490

4.7.4. Model 4

Pada analisa nonlinear ini struktur gedung ditinjau secara 2 dimensi dengan mengambil salah satu sisi dari gedung tersebut. Untuk menganalisa digunakan bantuan *Software* RUAUMOKO2D, sehingga didapat nilai simpangan antar tingkat.

4.7.4.1. Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun

Nilai simpangan antar tingkat rata-rata analisa nonlinear inelastis berdasarkan output RUAOMOKO2D pada setiap lantai dengan periode ulang 2475 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.60.

Tabel 4.60: Nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 4 pada tiap lantai dengan periode ulang gempa 2475 tahun.

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
20	0.876
19	0.274
18	4.086
17	2.833
16	0.327
15	2.487

Tabel 4.60: *Lanjutan.*

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
14	11.476
13	11.888
12	8.246
11	8.494
10	7.102
9	1.547
8	4.827
7	6.395
6	10.245
5	15.342
4	4.232
3	4.148
2	7.095
1	1.604

4.8. Hasil Analisa Respon Riwayat Waktu Nonlinear Akibat Gempa Berulang 2

4.8.1. Model 1

Pada analisa nonlinear ini struktur gedung ditinjau secara 2 dimensi dengan mengambil salah satu sisi dari gedung tersebut. Untuk menganalisa digunakan bantuan *Software* RUAUMOKO2D, sehingga didapat nilai simpangan antar tingkat.

4.8.1.1. Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun

Nilai simpangan antar tingkat rata-rata analisa nonlinear inelastis berdasarkan output RUAOMOKO2D pada setiap lantai dengan periode ulang 2475 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.61.

Tabel 4.61: Nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 1 pada tiap lantai dengan periode ulang gempa 2475 tahun.

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
5	33.390
4	32.953
3	66.003

Tabel 4.61: *Lanjutan.*

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
2	17.821
1	12.146

4.8.2. Model 2

Pada analisa nonlinear ini struktur gedung ditinjau secara 2 dimensi dengan mengambil salah satu sisi dari gedung tersebut. Untuk menganalisa digunakan bantuan *Software* RUAUMOKO2D, sehingga didapat nilai simpangan antar tingkat.

4.8.2.1. Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun

Nilai simpangan antar tingkat rata-rata analisa nonlinear inelastis berdasarkan output RUAUMOKO2D pada setiap lantai dengan periode ulang 2475 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.62.

Tabel 4.62: Nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 2 pada tiap lantai dengan periode ulang gempa 2475 tahun.

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
10	1521.005
9	13600.641
8	4701.240
7	4172.472
6	4594.366
5	4869.539
4	4398.890
3	6102.722
2	4262.836
1	152.748

4.8.3. Model 3

Pada analisa nonlinear ini struktur gedung ditinjau secara 2 dimensi dengan mengambil salah satu sisi dari gedung tersebut. Untuk menganalisa digunakan bantuan *Software* RUAUMOKO2D, sehingga didapat nilai simpangan antar tingkat.

4.8.3.1. Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun

Nilai simpangan antar tingkat rata-rata analisa nonlinear inelastis berdasarkan output RUAOMOKO2D pada setiap lantai dengan periode ulang 2475 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.63.

Tabel 4.63: Nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 3 pada tiap lantai dengan periode ulang gempa 2475 tahun.

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
15	33.734
14	44.483
13	44.944
12	10.040
11	145.446
10	69.416
9	426.097
8	757.961
7	224.109
6	63.546
5	75.454
4	112.953
3	135.463
2	18.576
1	12.068

4.8.4. Model 4

Pada analisa nonlinear ini struktur gedung ditinjau secara 2 dimensi dengan mengambil salah satu sisi dari gedung tersebut. Untuk menganalisa digunakan bantuan *Software* RUAUMOKO2D, sehingga didapat nilai simpangan antar tingkat.

4.8.4.1 Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun

Nilai simpangan antar tingkat rata-rata analisa nonlinear inelastis berdasarkan output RUAOMOKO2D pada setiap lantai dengan periode ulang 2475 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.64.

Tabel 4.64: Nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 4 pada tiap lantai dengan perioda ulang gempa 2475 tahun.

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
20	7.145
19	19.214
18	25.785
17	4.325
16	8.002
15	91.393
14	151.749
13	343.925
12	89.168
11	218.750
10	65.676
9	38.653
8	38.088
7	3.900
6	12.257
5	8.797
4	31.266
3	38.677
2	21.758
1	11.030

4.9. Hasil Analisa Respon Riwayat Waktu Nonlinear Akibat Gempa Berulang 3

4.9.1. Model 1

Pada analisa nonlinear ini struktur gedung ditinjau secara 2 dimensi dengan mengambil salah satu sisi dari gedung tersebut. Untuk menganalisa digunakan bantuan *Software* RUAUMOKO2D, sehingga didapat nilai simpangan antar tingkat.

4.9.1.1. Nilai Simpangan Antar Tingkat Perioda Ulang Gempa 2475 Tahun

Nilai simpangan antar tingkat rata-rata analisa nonlinear inelastis berdasarkan output RUAOMOKO2D pada setiap lantai dengan perioda ulang 2475 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.65.

Tabel 4.65: Nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 1 pada tiap lantai dengan perioda ulang gempa 2475 tahun.

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
5	65.708
4	72.630
3	223.295
2	231.618
1	107.749

4.9.2. Model 2

Pada analisa nonlinear ini struktur gedung ditinjau secara 2 dimensi dengan mengambil salah satu sisi dari gedung tersebut. Untuk menganalisa digunakan bantuan *Software* RUAUMOKO2D, sehingga didapat nilai simpangan antar tingkat.

4.9.2.1 Nilai Simpangan Antar Tingkat Perioda Ulang Gempa 2475 Tahun

Nilai simpangan antar tingkat rata-rata analisa nonlinear inelastis berdasarkan output RUAUMOKO2D pada setiap lantai dengan perioda ulang 2475 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.66.

Tabel 4.66: Nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 2 pada tiap lantai dengan perioda ulang gempa 2475 tahun.

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
10	1708.047
9	11930.109
8	5555.087
7	6825.087
6	40205.204
5	44323.864
4	15305.264
3	10804.438
2	9350.163
1	1030.264

4.9.3. Model 3

Pada analisa nonlinear ini struktur gedung ditinjau secara 2 dimensi dengan mengambil salah satu sisi dari gedung tersebut. Untuk menganalisa digunakan

bantuan *Software* RUAUMOKO2D, sehingga didapat nilai simpangan antar tingkat.

4.9.3.1. Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun

Nilai simpangan antar tingkat rata-rata analisa nonlinear inelastis berdasarkan output RUAOMOKO2D pada setiap lantai dengan periode ulang 2475 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.67.

Tabel 4.67: Nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 3 pada tiap lantai dengan periode ulang gempa 2475 tahun.

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
15	65.985
14	49.147
13	44.940
12	9.676
11	44.609
10	65.169
9	384.176
8	275.806
7	234.655
6	88.904
5	74.997
4	7.645
3	33.936
2	10.320
1	6.067

4.9.4. Model 4

Pada analisa nonlinear ini struktur gedung ditinjau secara 2 dimensi dengan mengambil salah satu sisi dari gedung tersebut. Untuk menganalisa digunakan bantuan *Software* RUAUMOKO2D, sehingga didapat nilai simpangan antar tingkat.

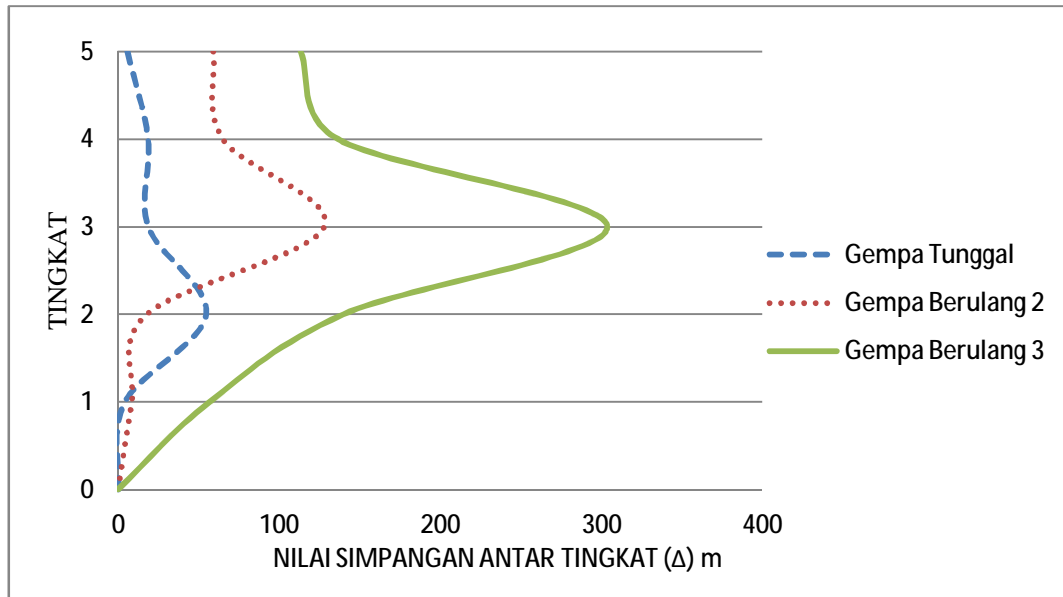
4.9.4.1. Nilai Simpangan Antar Tingkat Periode Ulang Gempa 2475 Tahun

Nilai simpangan antar tingkat rata-rata analisa nonlinear inelastis berdasarkan output RUAOMOKO2D pada setiap lantai dengan periode ulang 2475 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.68.

Tabel 4.68: Nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada salah satu sisi Model 4 pada tiap lantai dengan periode ulang gempa 2475 tahun.

<i>Story</i>	Nilai Simpangan Antar Tingkat (Δ_i)
20	7.251
19	17.005
18	6.447
17	4.363
16	7.647
15	95.853
14	254.094
13	454.523
12	182.277
11	301.261
10	143.859
9	103.332
8	104.870
7	6.803
6	112.030
5	135.534
4	169.208
3	356.004
2	50.953
1	20.793

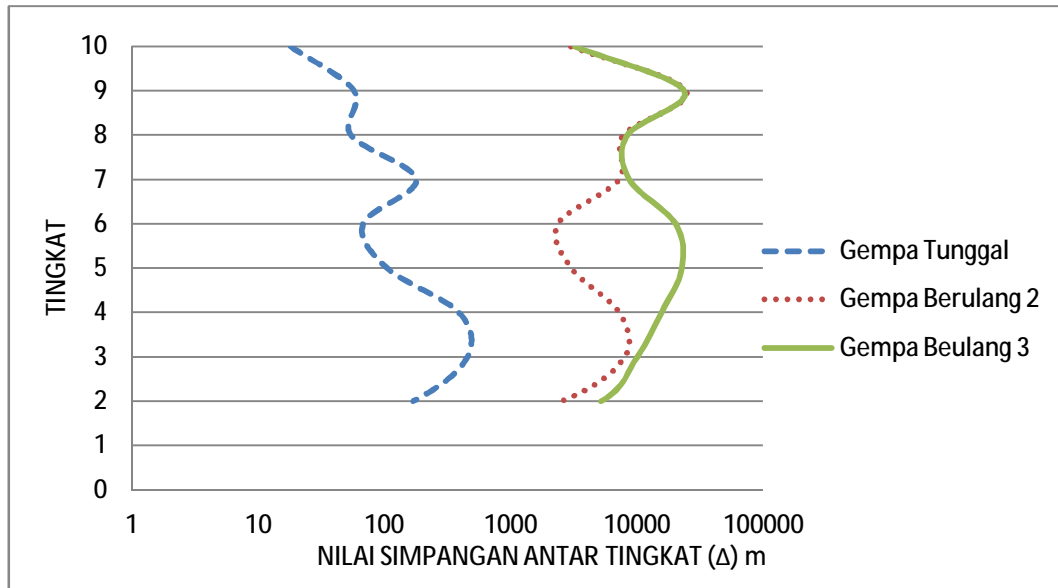
Berikut ini disajikan perbandingan grafik simpangan antar tingkat terhadap gempa tunggal, berulang 2, dan berulang 3 pada 4 pemodelan dengan analisa nonlinear akibat gempa berulang dengan periode ulang gempa 2475 tahun.



Gambar 4.7: Perbandingan nilai simpangan antar tingkat akibat gempa tunggal, berulang 2, dan berulang 3 (Model 1).

Berdasarkan Gambar 4.7, nilai simpangan antar tingkat akibat gempa berulang pada model 1 melebihi batas simpangan antar tingkat izin. Hal ini terjadi dikarenakan pada analisis tidak linear ini semua parameter material pembebanan yang tidak linear dan respon bangunan tidak berbanding lurus dengan beban yang diberikan. Bahkan simpangan bisa membesar 5 kali atau lebih ketika beban diberikan.

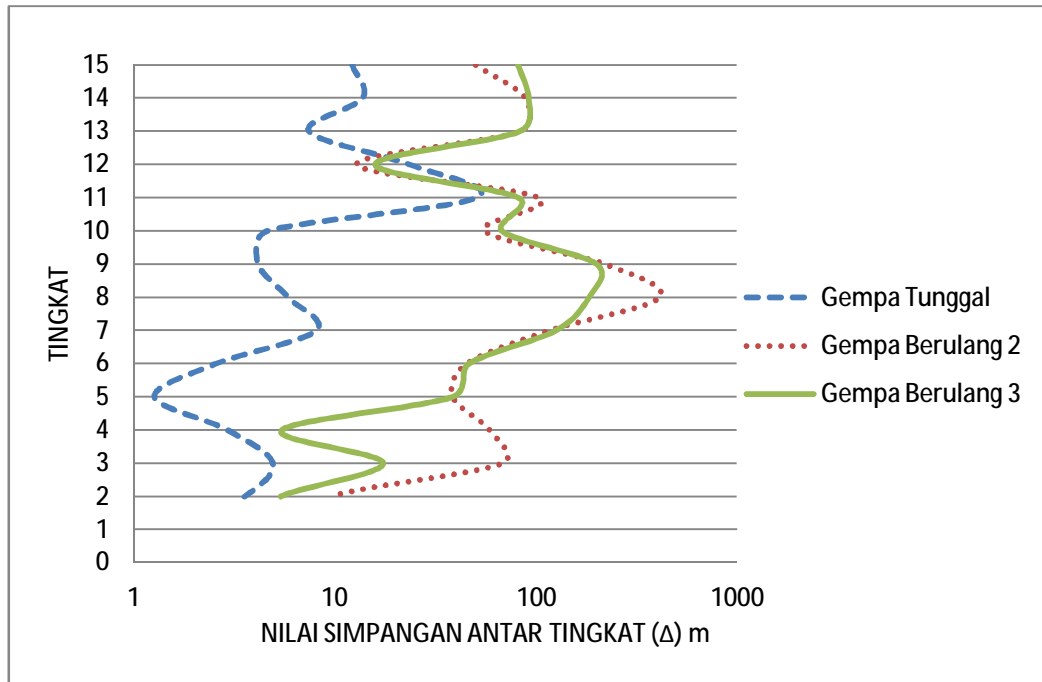
Nilai simpangan antar tingkat pada model 1 dengan perioda ulang gempa 2475 tahun menunjukkan nilai terbesar adalah pada gempa berulang 3. Pada model 1 ini, trend simpangan yang terjadi tidak beraturan pada setiap tingkatnya. Hal ini terjadi karena keelastisan dan kekakuan kolom pada setiap tingkat berbeda apabila diberi beban gempa sehingga bentuknya menjadi zig-zag. Pada analisis ini juga dilakukan analisis sampai collapse/runtuh, maka dari itu nilai yang didapat dari hasil analisis bisa didapat begitu besar/tak terhingga.



Gambar 4.8: Perbandingan nilai simpangan antar tingkat akibat gempa tunggal, berulang 2, dan berulang 3 (Model 2).

Berdasarkan Gambar 4.8, nilai simpangan antar tingkat akibat gempa berulang pada model 2 melebihi batas simpangan antar tingkat izin. Hal ini terjadi dikarenakan pada analisis tidak linear ini semua parameter material pembebanan yang tidak linear dan respon bangunan tidak berbanding lurus dengan beban yang diberikan. Bahkan simpangan bisa membesar 5 kali atau lebih ketika beban diberikan.

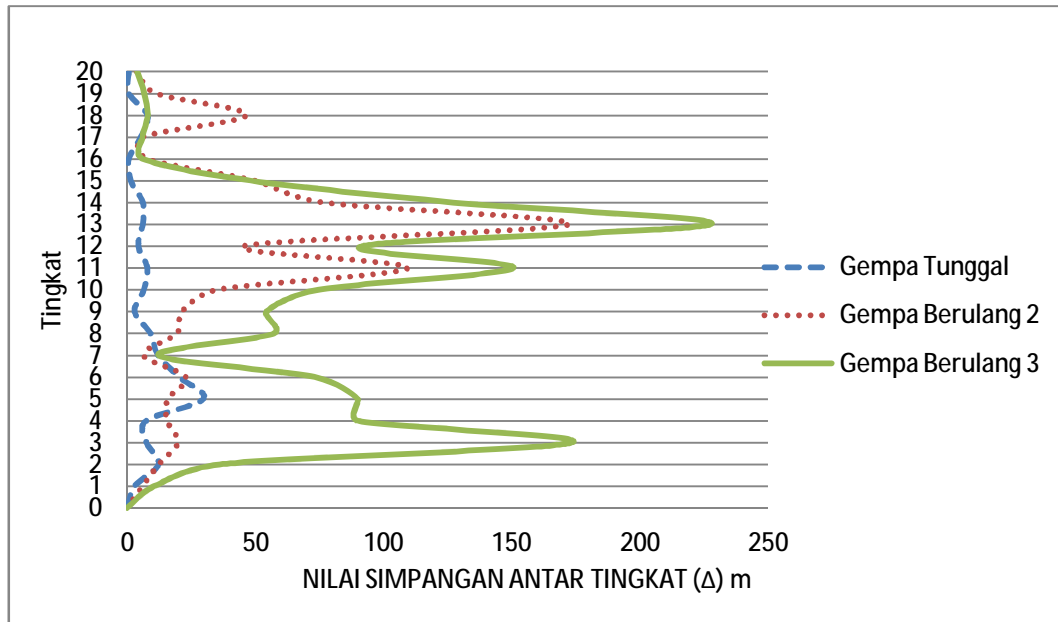
Nilai simpangan antar tingkat pada model 2 dengan perioda ulang gempa 2475 tahun menunjukkan nilai terbesar adalah pada gempa berulang 3. Pada model 2 ini, trend simpangan yang terjadi tidak beraturan pada setiap tingkatnya. Hal ini terjadi karena keelastisan dan kekakuan kolom pada setiap tingkat berbeda apabila diberi beban gempa sehingga bentuknya menjadi zig-zag. Pada analisis ini juga dilakukan analisis sampai collapse/runtuh, maka dari itu nilai yang didapat dari hasil analisis bisa didapat begitu besar/tak terhingga.



Gambar 4.9: Perbandingan nilai simpangan antar tingkat dengan metode analisa berbeda terhadap gempa berulang (Model 3).

Berdasarkan Gambar 4.9, nilai simpangan antar tingkat akibat gempa berulang pada model 3 melebihi batas simpangan antar tingkat izin. Hal ini terjadi dikarenakan pada analisis tidak linear ini semua parameter material pembebanan yang tidak linear dan respon bangunan tidak berbanding lurus dengan beban yang diberikan. Bahkan simpangan bisa membesar 5 kali atau lebih ketika beban diberikan.

Nilai simpangan antar tingkat pada model 3 dengan perioda ulang gempa 2475 tahun menunjukkan nilai terbesar adalah pada gempa berulang 2. Pada model 3 ini, trend simpangan yang terjadi tidak beraturan pada setiap tingkatnya. Hal ini terjadi karena keelastisan dan kekakuan kolom pada setiap tingkat berbeda apabila diberi beban gempa sehingga bentuknya menjadi zig-zag. Pada analisis ini juga dilakukan analisis sampai collapse/runtuh, maka dari itu nilai yang didapat dari hasil analisis bisa didapat begitu besar/tak terhingga.



Gambar 4.10: Perbandingan nilai simpangan antar tingkat dengan metode analisa berbeda terhadap gempa berulang (Model 4).

Berdasarkan Gambar 4.10, nilai simpangan antar tingkat akibat gempa berulang pada model 4 melebihi batas simpangan antar tingkat izin. Hal ini terjadi dikarenakan pada analisis tidak linear ini semua parameter material pembebanan yang tidak linear dan respon bangunan tidak berbanding lurus dengan beban yang diberikan. Bahkan simpangan bisa membesar 5 kali atau lebih ketika beban diberikan.

Nilai simpangan antar tingkat pada model 4 dengan perioda ulang gempa 2475 tahun menunjukkan nilai terbesar adalah pada gempa berulang 3. Pada model 4 ini, trend simpangan yang terjadi tidak beraturan pada setiap tingkatnya. Hal ini terjadi karena keelastisan dan kekakuan kolom pada setiap tingkat berbeda apabila diberi beban gempa sehingga bentuknya menjadi zig-zag. Pada analisis ini juga dilakukan analisis sampai collapse/runtuh, maka dari itu nilai yang didapat dari hasil analisis bisa didapat begitu besar/tak terhingga.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

1.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisis dan pembahasan mengenai perbandingan simpangan antar lantai sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) akibat gempa berulang dengan perioda ulang gempa 475 tahun untuk analisis linier elastis, dan perioda ulang gempa 2475 untuk analisis tidak linier tidak elastis, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Berdasarkan hasil dan analisis linier elastis metode respon spektrum, nilai simpangan antar tingkat masih dalam batas simpangan antar tingkat izin, hal ini terjadi karena respon berbanding lurus dengan beban yang diberikan.
2. Berdasarkan hasil dan analisis tidak linier tidak elastis bila mengalami gempa berulang dengan perioda ulang gempa 2475 tahun, didapat nilai simpangan antar tingkat sebagai berikut:
 - a. Model 1
 - ✓ Nilai simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa berulang dengan perioda ulang gempa 2475 terjadi pada gempa berulang 3 dengan nilai simpangan sebesar 113,5 m.
 - b. Model 2
 - ✓ Nilai simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa berulang dengan perioda ulang gempa 2475 terjadi pada gempa berulang 2 dengan nilai simpangan sebesar 24622,9 m.
 - c. Model 3
 - ✓ Nilai simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa berulang dengan perioda ulang gempa 2475 terjadi pada gempa berulang 2 dengan nilai simpangan sebesar 411,6 m.
 - d. Model 4
 - ✓ Nilai simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa berulang dengan perioda ulang gempa 2475 terjadi pada gempa berulang 3 dengan nilai simpangan sebesar 227,7 m.

Nilai simpangan antar tingkat pada keempat model menunjukkan nilai yang sangat besar dan melebihi batas simpangan antar tingkat izin. Hal ini terjadi karena pada analisis semua parameter material pembebanan yang tidak linier dan juga respon yang terjadi tidak berbanding lurus dengan beban yang diberikan maka simpangan bisa membesar sampai 5 kali batas izin atau lebih ketika beban diberikan. Analisis tidak linier tidak elastis bila mengalami gempa berulang dengan perioda ulang gempa 2475 tahun ini memberikan efek kehancuran yang sangat parah bahkan menjadikan bangunan ini collapse/runtuh dan tidak bisa diperbaiki sama sekali.

1.2. Saran

1. Dalam Tugas Akhir ini, komponen gedung seperti tangga, penulangan pelat, dimensi balok kolom yang ekonomis diabaikan. Disarankan untuk penganalisaan selanjutnya komponen tersebut direncanakan agar data yang dihasilkan lebih akurat dan sesuai data kondisi yang ada dilapangan.
2. Dalam Tugas Akhir ini, terdapat beberapa model yang memiliki nilai T (perioda) dan Cs tidak berada diantara T minimum – T maksimum dan Cs minimum – Cs maksimum. Disarankan penganalisaan selanjutnya nilai T (perioda) dan Cs tersebut berada diantara T minimum- T maksimum, dan Cs minimum- Cs maksimum.
3. Dalam Tugas Akhir ini, analisa riwayat waktu tidak elastis struktur bangunan hanya ditinjau secara 2 dimensi. Disarankan agar struktur bangunan ditinjau secara 3 dimensi.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012*. Bandung: ITB.
- Carr, A. J. (2010) *Ruamoko Manual Volume: 1, Theory and User Guide to Associated Program*. University of Canterbury.
- Chairina, E. (2014) *Modul Praktikum Beton*. Medan: UMSU.
- Churrohman, F. (2012) *Studi Perilaku Geser Beton Bertulang dan Dinding Geser Pelat Baja dengan Analisa Statik Non-Linier Pushover*. Jakarta: Universitas Indonesia.
- Departemen Pekerjaan Umum (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*, Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.
- Faisal, A. (2014) *Catatan Kuliah M.K. Vibrasi dan Teori Gempa*. Medan: UMSU.
- Faisal, A. (2015) *Torsi Aktual pada SRPM Simetris*. Medan: Seminar Nasional HAKI Komda SUMUT.
- Haselton, C. dkk. (2008) *Beam-Column Element Model Calibrated For Predicting Flexural Response Leading To Global Collapse of RC Frame Buildings*. Berkeley: University of California.
<http://peer.berkeley.edu/>, diakses 7 Maret 2016.
<http://puskim.pu.go.id/>, diakses 1 Januari 2016.
- Ibarra, L. dkk. (2005) *Hysteretic Models That Incorporate Strength And Stiffness Deterioration*. USA : University of Maryland.
- Imran, I. dan Hendrik, F. (2009) *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Berdasarkan SNI 03-2847-2002*. Bandung: ITB.
- Imran, I. Yuliari, E. Suhelda dan Kristianto, A. (2008) *Aplicability Metoda Desain Kapasitas pada Perancangan Struktur Dinding Geser Beton Bertulang*, Seminar dan Pameran HAKI, "Pengaruh Gempa dan Angin terhadap Struktur", hal. 1-10.

- Murty, C. V. R. dkk. (2008) *Perilaku Bangunan Struktur Rangka Beton Bertulang dengan Dinding Pengisi dari Bata terhadap Gempa*. Jakarta : Universitas Trisakti.
- Nazmi, AL. (2012) *Catatan Kuliah Teknologi Beton Konstruksi*. Medan: UMSU.
- Parinduri, B. S. M. (2013) *Evaluasi Daktilitas pada Bangunan Rumah Toko di Kota Pematang Siantar Terkait dengan Peraturan Gempa*. Medan: Program Studi Teknik Sipil, UMSU.
- Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.
- Siregar, Y. A. N. (2008) *Evaluasi Daktilitas pada Struktur Ganda*. Jakarta: Fakultas Teknik, UI.
- Stathopoulos, K. G., Anagnostopoulos, S. A. (2005) *Inelastic Torsion Of Multistory Buildings Under Earthquake Excitations*. Greece: University of Patras.
- Syam, A. (1999) *Catatan Kuliah M. K. Struktur Beton I*. Padang: ITP.
- Zareian, F., Krawinkler, H. (2009) *Simplified performance-based earthquake engineering*. Stanford: Report No.169, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.

LAMPIRAN

A.1. Perhitungan Pembebanan Struktur

Dalam Tugas Akhir ini, jenis pembebanan yang digunakan adalah beban gravitasi. Beban gravitasi dihitung berdasarkan beban hidup dan beban mati yang bekerja pada struktur bangunan kemudian akan dijadikan sebagai beban yang bekerja di pelat lantai pada analisis ETABS versi 15.

A.1.1. Beban Gravitasi

A. Lantai Atap

- Beban Mati Tambahan:

- <i>Finishing</i> Lantai/Spesi (t = 2 cm)	=	39	kg/m ²
- <i>Waterproof</i>	=	18	kg/m ²
- Plafon + Penggantung	=	18	kg/m ²
- Instalasi M.E.	=	25	kg/m ²
<hr/>			
Total Beban Mati Tambahan	=	100	kg/m ²

- Beban Hidup = 100 kg/ m²

B. Lantai Tipikal

- Beban Mati Tambahan:

- <i>Finishing</i> Lantai/Spesi (t = 3 cm)	=	53	kg/m ²
- Penutup Lantai Keramik	=	24	kg/m ²
- Plafon + Penggantung	=	18	kg/m ²
- Instalasi M.E.	=	25	kg/m ²
<hr/>			
Total Beban Mati Tambahan	=	120	kg/m ²

- Beban Hidup = 240 kg/ m²

C. Berat Dinding

Beban dinding dijadikan sebagai beban terbagi rata yang ditumpu oleh balok-balok yang berhubungan pada masing-masing lantai. Nilai berat dinding yang didapatkan adalah sebagai berikut:

Data struktur: Bs. Dinding ½ bata	=	240	kg/m ²
Tinggi Lantai <i>Basement</i>	=	4,0	m
Tinggi Lantai Tipikal	=	3,5	m

- Berat dinding lantai *Basement* = $(0,5 (\text{tinggi lantai } \textit{Basement}) + 0,5 (\text{tinggi lantai Tipikal})) \times 250$
= $(0,5 (4) + 0,5 (3,5)) \times 240$
= 900 kg/m
- Berat dinding lantai Tipikal = $(0,5 (\text{tinggi lantai } \textit{Basement}) + 0,5 (\text{tinggi lantai Tipikal})) \times 250$
= $(0,5 (3,5) + 0,5 (3,5)) \times 240$
= 840 kg/m

A.2. Reinforcements Design (Desain Penulangan)

A.2.1. Desain Penulangan Kolom

Dimensi kolom : 80 x 80 cm.

Data luas tulangan diperlukan diambil dari tahap desain menggunakan pemodelan ETABS versi 15 dengan Metode Respons Spektrum yang berdasarkan kombinasi maksimum yaitu Kombinasi 19 *Envelope*.

Ø Tulangan Lentur/Rebar

$$\begin{aligned} A_s &= 0,0064 \quad \text{m}^2 \\ &= 64 \quad \text{cm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan digunakan D26 (Luas = 5,31 cm²)

Sehingga jumlah tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} \frac{A_s}{A_{tul.}} &= \frac{64}{5,31} \\ &= 12,06 \quad \text{buah} \\ &= 20 \quad \text{buah} \end{aligned}$$

Jumlah tulangan sumbu arah 2:3 = 20/4 = 5 buah

Selimut beton = 5 cm

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar tulangan} &= \frac{h(\text{kolom}) - 2(\text{selimut beton}) - (2 \times 0,5 \times D26)}{(\text{jumlah tul.sumbu 2:3})} = \frac{80 - (2 \times 5) - (26)}{5} \\ &= 13,48 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kontrol jarak antar tulangan: 13,48 cm > 1,5db atau 4 cm (diambil nilai terbesar)

$$13,48 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

KESIMPULAN: Digunakan tulangan 20 D26.

Ø Tulangan Geser/Sengkang

$$\begin{aligned} A_s &= 0,000802 \quad \text{m}^2 \\ &= 0,0802 \quad \text{cm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan digunakan D14 (Luas = 1,54 cm²)

Sehingga jumlah tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} \frac{A_s}{A_{tul.}} &= \frac{0,0802}{1,54} \\ &= 0,05 \text{ buah} = 1 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan :

$$\frac{A_{tul}}{A_s} = \frac{1,54}{0,0802}$$

$$= 19,18 \text{ cm , dipakai : 25 cm}$$

KESIMPULAN: Digunakan tulangan D14 – 25 cm.

A.2.2. Desain Penulangan Balok

Dimensi balok: 40 x 60 cm.

Data luas tulangan diperlukan diambil dari tahap desain menggunakan pemodelan ETABS versi 15 dengan Metode Respons Spektrum yang berdasarkan kombinasi maksimum yaitu Kombinasi 19 *Envelope*.

Ø Tumpuan

- Top: $A_s = 0,0000422 \text{ m}^2$
 $= 0,0422 \text{ cm}^2$

Tulangan digunakan D26 (Luas = 5,31 cm²)

Sehingga jumlah tulangan yang dibutuhkan:

$$\frac{A_s}{A_{tul.}} = \frac{0,0422}{5,31}$$

$$= 0,0079524 \text{ buah}$$

$$= 2 \text{ buah}$$

- Bottom: $A_s = 0,0000210 \text{ m}^2$
 $= 0,0210 \text{ cm}^2$

Tulangan digunakan D26 (Luas = 5,31 cm²)

Sehingga jumlah tulangan yang dibutuhkan:

$$\frac{A_s}{A_{tul.}} = \frac{0,0210}{5,31}$$

$$= 0,0039573 \text{ buah}$$

$$= 2 \text{ buah}$$

KESIMPULAN: Digunakan tulangan : Top = 2 D26
Bottom = 2 D26

Ø Lapangan

- Top: $As = 0,0000105 \text{ m}^2$
 $= 0,0105 \text{ cm}^2$

Tulangan digunakan D26 (Luas = $5,31 \text{ cm}^2$)

Sehingga jumlah tulangan yang dibutuhkan:

$$\frac{As}{A_{tul.}} = \frac{0,0105}{5,31}$$
$$= 0,0019787 \text{ buah}$$
$$= 2 \text{ buah}$$

- Bottom: $As = 0,0000305 \text{ m}^2$
 $= 0,00305 \text{ cm}^2$

Tulangan digunakan D26 (Luas = $5,31 \text{ cm}^2$)

Sehingga jumlah tulangan yang dibutuhkan:

$$\frac{As}{A_{tul.}} = \frac{0,00305}{5,31}$$
$$= 0,0057476 \text{ buah}$$
$$= 2 \text{ buah}$$

KESIMPULAN: Digunakan tulangan : Top = 2 D26
Bottom = 2 D26

Ø Tulangan Geser/Sengkang Daerah Tumpuan

$$As = 0,00027 \text{ m}^2$$
$$= 0,027 \text{ cm}^2$$

Tulangan digunakan 2D14 (Luas = $1,54 \text{ cm}^2$)

Sehingga jumlah tulangan yang dibutuhkan:

$$\frac{As}{A_{tul.}} = \frac{0,027}{1,54}$$
$$= 0,017 \text{ buah} = 1 \text{ buah}$$

KESIMPULAN: Digunakan tulangan D14 – 25 cm.

Ø Tulangan Geser/Sengkan Daerah Lapangan

$$\begin{aligned} A_s &= 0,00027 \text{ m}^2 \\ &= 0,027 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan digunakan 2D14 (Luas = 1,54 cm²)

Sehingga jumlah tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} \frac{A_s}{A_{tul.}} &= \frac{0,027}{1,54} \\ &= 0,017 \quad \text{buah} = 1 \quad \text{buah} \end{aligned}$$

KESIMPULAN: Digunakan tulangan D14 – 25 cm.

A.3. Kontrol Desain Balok dan Kolom

A.3.1. Cek Dimensi Balok

Balok Harus Memenuhi Syarat Komponen Struktur Lentur berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.

- Gaya aksial tekan terfaktor $\leq 0,1 \cdot A_g \cdot f_c'$
- Bentang bersih komponen struktur (l_n) $> 0,4$ tinggi efektif (d_e)
- Perbandingan lebar terhadap tinggi $> 0,3$
- $b > 250$ mm dan $b_{\text{balok}} < b_{\text{kolom}}$

Diketahui:

$$b = 0,3 \text{ m}$$

$$h = 0,7 \text{ m}$$

$$L = 7 \text{ m}$$

- Material beton dan tulangan baja ;

$$f_c' = 35 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tul. baja longitudinal} = 0,026 \text{ m}$$

$$\text{Sengkang} = 0,014 \text{ m}$$

$$\text{Selimut beton} = 0,05 \text{ m}$$

- Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur lentur dibatasi maksimum:

$$\begin{aligned} 0,1 \cdot A_g \cdot f_c' &= 0,1 \times (0,3 \times 0,7) \times 3569006,7 \\ &= 74949,140 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor maksimum} = \leq 0,1 \cdot A_g \cdot f_c' \quad (\text{OK})$$

$$\text{b. } d_e = d = 0,7 - (0,05 + 0,014 + (\frac{0,026}{2})) = 0,623 \text{ m}$$

$$l_n/d_e = 7/0,623 = 9,952 > 4 \times 0,623 = 2,492 \quad (\text{OK})$$

$$\text{c. } b/h = 0,3/0,7 = 0,429 > 0,3 \quad (\text{OK})$$

$$\text{d. } - b = 0,3 \text{ m} > 0,25 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

$$- b_{\text{balok}} = 0,3 \text{ m} < b_{\text{kolom}} = 0,8 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

A.3.2. Cek Dimensi Kolom

- Definisi kolom
 - a. Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom $> 0,1.A_g.fc'$
 - b. Sisi terpendek penampang kolom $> 0,3$ m
 - c. Rasio dimensi penampang $> 0,4$

Diketahui dimensi kolom:

$$b = 0,8 \text{ m}$$

$$h = 0,8 \text{ m}$$

- Material beton dan tulangan baja ;

$$fc' = 35 \text{ Mpa}$$

$$fy = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Selimut beton} = 0,05 \text{ m}$$

- a. Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi:

$$\begin{aligned} 0,1.A_g.fc' &= 0,1 \times (0,8 \times 0,8) \times 3569006,67 \\ &= 228416,4269 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor maksimum} = 248358 > 0,1.A_g.fc' \text{ (OK)}$$

- b. Sisi terpendek kolom, $d = 0,8 \text{ m} > 0,3 \text{ m}$ (OK)

- c. Rasio antara b dan d $= 0,8 \text{ m} / 0,8 \text{ m} = 1 > 0,4$ (OK)

- Cek Konfigurasi Penulangan

Dari hasil desain berdasarkan gaya dalam, dimensi kolom yang digunakan adalah 0,8 m x 0,8 m dengan 24 baja tulangan D25.

Jenis	Dimensi		Jumlah	As (m ²)
	Diameter (m)	Luas/bar (m ²)		
D				
26	0,026	0,00053066	20	0,0106132

ρ_g dibatasi tidak kurang dari 0,01 dan tidak lebih dari 0,06.

$$\rho_g = \frac{0,0106132}{(0,8 \text{ m} \times 0,8 \text{ m})} = 0,016583125 \text{ (OK)}$$

- Kuat Kolom

Kuat kolom M_n harus memenuhi $\sum M_c \geq 1,2 \sum M_g$

$$M_{nc1} = 19339,94 \text{ kg-m}$$

$$M_{ng1} = 12878,28 \text{ kg-m}$$

$$M_{nc2} = 18783,79 \text{ kg-m}$$

$$M_{ng2} = 12878,28 \text{ kg-m}$$

$$M_c = 19339,94 + 18783,79$$

$$M_g = 12878,28 +$$

$$12878,28$$

$$= 38123,73 \text{ kg-m}$$

$$= 25756,56 \text{ kg-m}$$

$$\text{Jadi: } \sum M_c \geq 1,2 \sum M_g : 38123,73 \geq 1,2 \times 25756,56$$

$$38123,73 \geq 30907,872 \text{ kg-m}$$

(OK)

- Desain Tulangan *Confinement*

Total luas penampang *hoops* tidak kurang dari salah satu yang terbesar antara:

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{sh_c f_c'}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad \text{dan} \quad A_{sh} = \frac{0,09 sh_c f_c'}{f_{yh}}$$

Coba tulangan berdiameter D13 untuk *hoops*.

Jenis	Dimensi		Jumlah	As (m ²)
	D	Diameter (m)		
14	0,014	0,00015386	1	0,00015386

$$h_c = b_w - 2(0,05 + \frac{1}{2} d_b) = 0,8 - 2(0,05 + \frac{1}{2} (0,014)) = 0,686 \text{ m}$$

$$A_{ch} = (b_w - 2(0,05)) \times (b_w - 2(0,05)) = (0,8 - 0,1)^2 = 0,49 \text{ m}^2$$

Sehingga:

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 \left(\frac{h_c f_c'}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$= 0,3 \times \left(\frac{0,686 \times 3569006,67}{407888648,52} \right) \left(\frac{(0,8 \times 0,8)}{0,49} - 1 \right) = 0,0006 \text{ m}^2/\text{m}$$

Dan

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{0,09 h_c f_c'}{f_{yh}} = \frac{0,09 \times 0,686 \times 3569006,67}{407888648,52} = 0,0005 \text{ m}^2/\text{m}$$

Jadi, diambil nilai 0,0006 m²/m.

Spasi maksimum adalah yang terkecil di antara:

1. $\frac{1}{4}$ dimensi penampang kolom terkecil = $0,8 \text{ m} / 4 = 0,2 \text{ m}$

2. 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 0,026 = 0,156 \text{ m}$

3. s_x menurut persamaan:

$$S_x \leq 100 + \frac{350-h_x}{3}$$

Dengan $h_x = 2/3 h_c$

$$= 2/3 \times 0,686 = 0,457 \text{ m}$$

$$S_x \leq 100 + \frac{350-0,457}{3} \leq 0,1 \text{ m}$$

Namun s_x tidak perlu lebih kecil dari 0,1 m.

Jadi gunakan spasi 0,1 m.

$$A_{sh-1} = 0,0006 \text{ m}^2/\text{m} \times 0,1 = 0,00035 \text{ m}^2$$

$$A_{sh-2} = 0,0005 \text{ m}^2/\text{m} \times 0,1 = 0,00035 \text{ m}^2$$

Jadi, gunakan 1 kaki baja D14 dengan luas penampang $0,00015386 \text{ m}^2$

Kebutuhan A_{sh} minimum terpenuhi (OK)

Tulangan *hoop* tersebut diperlukan sepanjang l_0 dari ujung-ujung kolom, l_0 dipilih yang terbesar di antara:

1. Tinggi elemen struktur, d , di join = 0,7 m
2. 1/6 tinggi bersih kolom = $1/6 \times 2,1 \text{ m} = 0,35 \text{ m}$
3. 450 mm = 0,45 m

Dengan demikian, ambil $l_0 = 0,7 \text{ m}$

Sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_0 di masing-masing ujung kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum 0,15 m, atau 6 x diameter tulangan longitudinal, yaitu $6 \times 0,026 \text{ m} = 0,156 \text{ m}$.

- Desain Tulangan Geser

a. V_e tidak perlu lebih besar dari V_{sway} yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok: Karena kolom di lantai atas dan lantai bawah mempunyai kekakuan yang sama, yaitu:

$$DF_{top} = DF_{btm} = 0,5$$

$$l_u = 3,5 - 0,03 = 3,2 \text{ m}$$

$$V_{sway} = \frac{M_{pr-top} DF_{top} + M_{pr-btm} DF_{btm}}{l_u} = \frac{(12878,28 \times 0,5) + (12878,28 \times 0,5)}{2,1} = 12265,029 \text{ kg}$$

b. Tapi, V_e tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil analisis,

yaitu 5192,68 kg.

Jadi, ambil $V_e = 5192,68$ kg.

V_e diperhitungkan karena pada kolom yang didesain, gaya aksial terfaktornya melampaui $0,05 A_g f_c'$.

Jadi V_e boleh diperhitungkan.

$$d = 0,8 - (0,05 + 0,026) = 0,724 \text{ m}$$

$$V_e = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d = \frac{\sqrt{3569006.67}}{6} \times 0,8 \times 0,724 = 58215,994 \text{ kg}$$

c. Cek apakah dibutuhkan tulangan geser:

$$\frac{V_u}{\phi} > \frac{1}{2} V_e$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{5192,68}{0,75} = 6923,573 \text{ kg}$$

$$\frac{1}{2} V_e = \frac{1}{2} 58215,994 = 29108 \text{ kg}$$

Ternyata $\frac{V_u}{\phi} > \frac{1}{2} V_e$, jadi tidak perlu tulangan geser.

d. Cek apakah cukup dipasang tulangan geser minimum

$$\frac{V_u}{\phi} > V_e + \frac{1}{3} b_w d$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{5192,68}{0,75} = 34791,107 \text{ kg}$$

$$V_e + \frac{1}{3} b_w d = 58215,994 + \frac{1}{3} \times \frac{0,8 \times (0,8 - 0,724)}{3} = 58216,014 \text{ kg}$$

Ternyata $\frac{V_u}{\phi} > V_e + \frac{1}{3} b_w d$, sehingga tulangan geser yang diperlukan adalah bukan tulangan geser minimum.

$$A_{v-\min} = \frac{1}{3} \frac{b_w s}{f_y} = \frac{1}{3} \times \frac{0,8 \times 0,1}{407888648.52} = 0,0000667 \text{ m}^2$$

Sementara itu A_{sh} untuk 1 kaki D14 = $0,00015386 \text{ m}^2$. Jadi sudah memenuhi. (OK)

e. Untuk bentang di luar l_0

Sambungan beton dalam menahan geser, V_e :

$$V_e = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d = \frac{\sqrt{3569006.67}}{6} \times 0,8 \times 0,724 = 58215,994 \text{ kg}$$

$$N_u = 497,76 \text{ kg}$$

$$V_e = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d$$

$$= \left(1 + \frac{497,76}{14 \times (0,8 \times 0,8)} \right) \frac{\sqrt{3569006,67}}{6} \times 0,8 \times 0,724 = 58215,997 \text{kg}$$

A.4. Syarat Periode Struktur

Penentuan periode yang akan digunakan untuk perhitungan gaya geser dasar dan gaya lateral statik ekuivalen adalah berdasarkan SNI 1726:2012.

Ø Model 1

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 4,0 m
- Tinggi lantai tipikal : 3,5 m
- Hn : 18 m
- Cu : 1,4
- Ct : 0,0466
- x : 0,9

Tabel A.1: Kontrol periode getar alami struktur Model 1.

SYARAT PERIODA					
Arah	$T_{a_{min}}$ ($C_t \times h_n^x$)	$T_{a_{max}}$ ($C_u \times T_{a_{min}}$)	T_{etabs}	$T_{dipakai}$	KONTROL
X	0,628	0,880	0,849	0,849	OK
Y	0,628	0,880	0,849	0,849	OK

Berdasarkan Tabel A.1, periode alami struktur yang digunakan adalah periode dari analisa ETABS versi 15 yaitu 0,849 karena nilainya berada diantara syarat batas nilai periode maksimum dan minimum.

Ø Model 2

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 4,0 m
- Tinggi lantai tipikal : 3,5 m
- Hn : 35,5 m
- Cu : 1,4
- Ct : 0,0466
- x : 0,9

Tabel A.2: Kontrol perioda getar alami struktur Model 2.

SYARAT PERIODA					
Arah	$T_{a_{min}}$ ($C_t \times h_n^x$)	$T_{a_{max}}$ ($C_u \times T_{a_{min}}$)	T_{etabs}	$T_{dipakai}$	KONTROL
X	1,158	1,621	1,766	1,621	OK
Y	1,158	1,621	1,766	1,621	OK

Berdasarkan Tabel A.2, perioda alami struktur yang digunakan adalah batas perioda maksimum yaitu 1,621 karena nilai perioda analisa ETABS versi 15 lebih besar dari batas maksimumnya.

Ø Model 3

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 4,0 m
- Tinggi lantai tipikal : 3,5 m
- H_n : 53 m
- C_u : 1,4
- C_t : 0,0466
- x : 0,9

Tabel A.3: Kontrol perioda getar alami struktur Model 3.

SYARAT PERIODA					
Arah	$T_{a_{min}}$ ($C_t \times h_n^x$)	$T_{a_{max}}$ ($C_u \times T_{a_{min}}$)	T_{etabs}	$T_{dipakai}$	KONTROL
X	1,660	2,325	2,535	2,325	OK
Y	1,660	2,325	2,535	2,325	OK

Berdasarkan Tabel A.3, perioda alami struktur yang digunakan adalah batas perioda maksimum yaitu 2,325 karena nilai perioda analisa ETABS versi 15 lebih besar dari batas maksimumnya.

Ø Model 4

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 4,0 m

- Tinggi lantai tipikal : 3,5 m
- Hn : 70,5 m
- Cu : 1,4
- Ct : 0,0466
- x : 0,9

Tabel A.4: Kontrol perioda getar alami struktur Model 4.

SYARAT PERIODA					
Arah	$T_{a_{min}}$ ($C_t \times h_n^x$)	$T_{a_{max}}$ ($C_u \times T_{a_{min}}$)	T_{etabs}	$T_{dipakai}$	KONTROL
X	2,147	3,005	3,531	3,005	OK
Y	2,147	3,005	3,531	3,005	OK

Berdasarkan Tabel A.4, perioda alami struktur yang digunakan adalah batas perioda maksimum yaitu 3,005 karena nilai perioda analisa ETABS versi 15 lebih besar dari batas maksimumnya.

A.5. Perhitungan Tebal Pelat Lantai Dan Pelat Atap

1. Tebal Pelat Lantai

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.3.(c), untuk α_{fm} lebih besar dari 2,0 maka ketebalan ditentukan dengan rumus berikut:

$$h_{min} = \frac{ln \cdot (0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} \qquad h_{maks} = \frac{ln \cdot (0,8 + \frac{fy}{1400})}{36}$$

dimana :

h = tebal pelat lantai (mm)

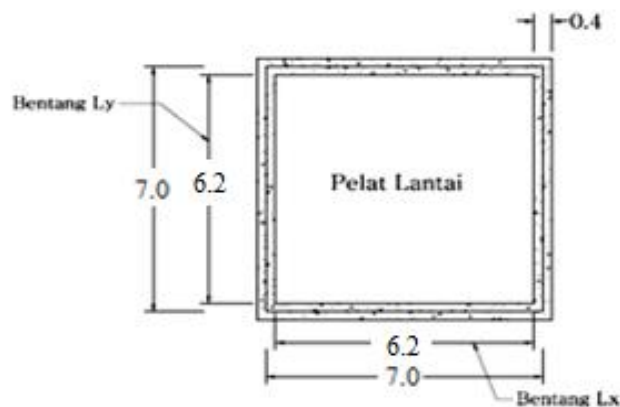
fy = mutu baja tulangan (MPa)

ln = panjang bentang bersih yang diukur muka ke muka tumpuan (mm)

β = rasio dimensi panjang terhadap pendek sisi pelat lantai

α_{fm} = nilai rata-rata α_f untuk semua balok pada tepi panel

Pada pemodelan seluruh pelat memiliki dimensi yang sama yaitu 7 x 7 meter. Berikut gambar detail pelat yang digunakan pada pemodelan.



Gambar L1: Dimensi pelat lantai (ukuran dalam satuan meter).

- Menghitung tebal pelat lantai

$$Lx = 6200 \text{ mm}$$

$$Ly = 6200 \text{ mm}$$

$$h_{min} = \frac{6200 \times (0,8 + \frac{400}{1500})}{36 + 9 \times (\frac{6200}{6200})} = 146,98$$

$$h_{maks} = \frac{6600 \times (0,8 + \frac{400}{1500})}{36} = 18370$$

Jadi, tebal pelat lantai yang digunakan adalah 160 mm

2. Tebal Pelat Atap

Tebal pelat atap dipakai sama dengan tebal pelat lantai yaitu 160 mm.

A.6. Berat Sendiri Struktur

A.6.1. Berat Sendiri Struktur Model 1

Tabel A.5: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan *software* ETABS versi 15 (Model 1).

<i>Mass Summary by Story</i>			
<i>Story</i>	UX	UY	UZ
	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m
5	20474.48	20474.48	0
4	27334.89	27334.89	0
3	27334.89	27334.89	0
2	27334.89	27334.89	0
1	28314.94	28314.94	0
TOTAL	130794.09	130794.09	0

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa massa total struktur untuk Model 1 adalah 130794.09 kgf-s²/m.

A.6.2. Berat Sendiri Struktur Model 2

Tabel A.6: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan *software* ETABS versi 15 (Model 2).

<i>Mass Summary by Story</i>			
<i>Story</i>	UX	UY	UZ
	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m
10	19072.4	19072.4	0
9	24324.9	24324.9	0
8	24324.9	24324.9	0
7	25727	25727	0
6	27334.9	27334.9	0
5	27334.9	27334.9	0
4	28951.4	28951.4	0
3	30773.7	30773.7	0
2	30773.7	30773.7	0
1	32014.1	32014.1	0
TOTAL	270632	270632	0

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa massa total struktur untuk Model 2 adalah 270632 kgf-s²/m.

A.6.3. Berat Sendiri Struktur Model 3

Tabel A.7: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan *software* ETABS versi 15 (Model 3).

<i>Mass Summary by Story</i>			
<i>Story</i>	UX	UY	UZ
	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m
15	19072.4	19072.4	0
14	24324.9	24324.9	0
13	24324.9	24324.9	0
12	24324.9	24324.9	0
11	24324.9	24324.9	0
10	27343.5	27343.5	0
9	30773.7	30773.7	0
8	30773.7	30773.7	0
7	30773.7	30773.7	0
6	30773.7	30773.7	0
5	36909.4	36909.4	0
4	43662.6	43662.6	0
3	43662.6	43662.6	0
2	43662.6	43662.6	0
1	45867.8	45867.8	0
TOTAL	480575	480575	0

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa massa total struktur untuk Model 3 adalah 480575 kgf-s²/m.

A.6.4. Berat Sendiri Struktur Model 4

Tabel A.8: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan *software* ETABS versi 15 (Model 4).

<i>Mass Summary by Story</i>			
<i>Story</i>	UX	UY	UZ
	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m
20	23921.8	23921.8	0
19	34641.2	34641.2	0
18	34641.2	34641.2	0
17	34641.2	34641.2	0
16	34641.2	34641.2	0
15	41420.2	41420.2	0
14	48816.5	48816.5	0

Tabel A.8: Lanjutan

<i>Mass Summary by Story</i>			
<i>Story</i>	UX	UY	UZ
	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m
13	48816.5	48816.5	0
12	48816.5	48816.5	0
11	48816.5	48816.5	0
10	48816.5	48816.5	0
9	48816.5	48816.5	0
8	48816.5	48816.5	0
7	48816.5	48816.5	0
6	48816.5	48816.5	0
5	54407.7	54407.7	0
4	60410.6	60410.6	0
3	60410.6	60410.6	0
2	60410.6	60410.6	0
1	63856.1	63856.1	0
TOTAL	942751	942751	0

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa massa total struktur untuk Model 4 adalah 942751 kgf-s²/m.

A.7. Perhitungan Gaya Geser Dasar dan Gaya Lateral Statik Ekuivalen

Gaya geser dasar yang digunakan untuk menghitung gaya lateral statik ekuivalen ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012.

Ø Model 1

Data struktur:

- S_{D1} : 1,200
- S_{DS} : 1,050
- R : 8,00
- I_e : 1,00
- S_1 : 0,75

$$\begin{aligned} \ddot{u} \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{1,200}{0,849\left(\frac{8,0}{1,0}\right)} = 0,176 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \ddot{u} \text{ Cs} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{1,050}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,131 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \ddot{u} \text{ Cs Minimum} &= \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,5 \cdot 0,75}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,046 \end{aligned}$$

Tabel A.9: Nilai Cs yang digunakan untuk gaya geser dasar Model 1.

Arah	Cs Maks	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X,Y	0,176	0,131	0,046	0,131

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah $V = Cs \times Wt$

$$V = 0,131 \times 130794,09$$

$$V = 17166,72 \text{ kg}$$

Ü Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, k adalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 0,849 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,175.

Tabel A.10: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 1.

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (h_x)	$W_x \cdot h_x^k$	C_{vx}	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> (F_x)
5	204.745	18	891.704	0.28586	49.0732	49.0732
4	273.349	14.5	1190.489	0.29605	50.8227	99.8959
3	273.349	11	1190.489	0.21402	36.7406	136.637
2	273.349	7.5	1190.489	0.13649	23.431	160.067
1	283.149	4	1442.564	0.06757	11.5998	171.667
Jumlah	1307.941		5905.734	1.000	171.667	

Berdasarkan Tabel A.10, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 1 adalah 171.667 KN.

Ø Model 2

Data struktur:

- S_{D1} : 1,200
- S_{Ds} : 1,050
- R : 8,00

- Ie : 1,00
- S1 : 0,75

$$\begin{aligned} \ddot{u} \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)} \\ &= \frac{1,200}{1,621\left(\frac{8,0}{1,0}\right)} = 0,092 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \ddot{u} \text{ Cs} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} \\ &= \frac{1,050}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,131 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \ddot{u} \text{ Cs Minimum} &= \frac{0,5.S_1}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} \\ &= \frac{0,5.0,75}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,046 \end{aligned}$$

Tabel A.11: Nilai Cs yang digunakan untuk gaya geser dasar Model 2.

Arah	Cs Maks	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X,Y	0,092	0,131	0,046	0,092

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai C_s hitungan berada diantara C_s minimum dan C_s maksimum. Maka yang digunakan adalah C_s hitungan. Dikarenakan nilai C_s hitungan berada diatas nilai C_s maksimum, Maka yang digunakan adalah C_s maksimum.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,092 \times 270632$$

$$V = 25046.69 \text{ kg}$$

ü Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, k adalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 1,621 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,560.

Tabel A.12: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 2.

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (h_x)	$W_x \cdot h_x^k$	C_{vx}	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> (F_x)
10	190.724	35.5	50044.071	0.174	43.518	43.518
9	243.249	32	54282.365	0.188	47.203	90.721
8	243.249	28.5	45306.821	0.157	39.398	130.119
7	257.270	25	39057.858	0.136	33.964	164.084
6	273.349	21.5	32796.655	0.114	28.520	192.603
5	273.349	18	24855.427	0.086	21.614	214.217
4	289.514	14.5	18786.513	0.065	16.337	230.554
3	307.737	11	12976.242	0.045	11.284	241.838
2	307.737	7.5	7138.525	0.025	6.208	248.045
1	320.141	4	2784.735	0.010	2.422	250.467
Jumlah	2706.317		288029.212	1.000	250.467	

Berdasarkan Tabel A.12, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 2 adalah 250.467 KN.

Ø Model 3

Data struktur:

- S_{D1} : 1,200

- S_{DS} : 1,050
- R : 8,00
- I_e : 1,00
- S_1 : 0,75

$$\begin{aligned} \ddot{u} \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{1,200}{2,325\left(\frac{8,0}{1,0}\right)} = 0,064 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \ddot{u} \text{ Cs} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{1,050}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,131 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \ddot{u} \text{ Cs Minimum} &= \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,5 \cdot 0,75}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,046 \end{aligned}$$

Tabel A.15: Nilai C_s yang digunakan untuk gaya geser dasar Model 3.

Arah	Cs Maks	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X,Y	0,064	0,131	0,046	0,064

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai C_s hitungan berada diantara C_s minimum dan C_s maksimum. Maka yang digunakan adalah C_s hitungan. Dikarenakan nilai C_s hitungan berada diatas nilai C_s maksimum, Maka yang digunakan adalah C_s maksimum.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah $V = C_s \times W_t$
 $V = 0,064 \times 480575.1$

$$V = 31009.18 \text{ Kg}$$

Ü Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, k adalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 2,325 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 2.

Tabel A.16: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 3.

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (h_x)	$W_x \cdot h_x^k$	C_{vx}	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> (F_x)
15	190,724	53	535743.435	0.134	41.572	41.572
14	243,249	49,5	596020.372	0.149	46.249	87.821
13	243,249	46	514714.461	0.129	39.940	127.761
12	243,249	42,5	439368.145	0.110	34.093	161.854
11	243,249	39	369981.425	0.093	28.709	190.564
10	273,435	35,5	344595.955	0.086	26.739	217.303
9	307,737	32	315122.278	0.079	24.452	241.755
8	307,737	28,5	249959.053	0.063	19.396	261.151
7	307,737	25	192335.375	0.048	14.925	276.076
6	307,737	21,5	142251.243	0.036	11.038	287.114
5	369,094	18	119586.553	0.030	9.279	296.394
4	436,626	14,5	91800.701	0.023	7.123	303.517
3	436,626	11	52831.794	0.013	4.100	307.617
2	436,626	7,5	24560.235	0.006	1.906	309.522
1	458,678	4	7338.843	0.002	0.569	310.092

Tabel A.16: Lanjutan.

Lantai	Berat Seismik (W _x)	Tinggi Lantai (h _x)	W _x .h _x ^k	C _v _x	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	Story Shear (F _x)
Jumlah	4805.751		3996209.869	1	310.0918	

Berdasarkan Tabel A.16, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 3 adalah 310,092 kg.

Ø Model 4

Data struktur:

- S_{D1} : 1,200
- S_{DS} : 1,050
- R : 8,00
- I_e : 1,00
- S₁ : 0,75

$$\begin{aligned} \ddot{u} \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \\ &= \frac{1,200}{3,531 \left(\frac{8,0}{1,0} \right)} = 0,042 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \ddot{u} \text{ Cs} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \\ &= \frac{1,050}{\left(\frac{8,0}{1} \right)} = 0,131 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \ddot{u} \text{ Cs Minimum} &= \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \\ &= \frac{0,5 \cdot 0,75}{\left(\frac{8,0}{1} \right)} = 0,046 \end{aligned}$$

Tabel A.17: Nilai C_s yang digunakan untuk gaya geser dasar Model 4.

Arah	C_s Maks	C_s Hitungan	C_s Minimum	C_s Digunakan
X,Y	0,042	0,131	0,046	0,046

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai C_s hitungan berada diantara C_s minimum dan C_s maksimum. Maka yang digunakan adalah C_s hitungan. Dikarenakan nilai C_s hitungan berada diatas nilai C_s minimum, Maka yang digunakan adalah C_s minimum.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,046 \times 942751$$

$$V = 43555,1 \text{ Kg}$$

Ü Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, k adalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 3,531 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 2.

Tabel A.18: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 4.

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (hx)	$W_x \cdot h_x^k$	C_{vx}	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	Story Shear (F_x)
20	239.218	70.5	1188975.3	0.08509	37.06	37.060
19	346.412	67	1555043.9	0.11128	48.470	85.530
18	346.412	63.5	1396820.2	0.09996	43.538	129.069
17	346.412	60	1247083.6	0.08925	38.871	167.940
16	346.412	56.5	1105834.0	0.07914	34.468	202.409

Tabel A.18: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 4.

Lantai	Berat Seismik (W _x)	Tinggi Lantai (h _x)	W _x .h _x ^k	C _v _x	$\frac{Force (W_x \cdot h_x^k)}{(\sum W_x \cdot h_x^k) \times V}$	Story Shear (F _x)
15	414.202	53	1163492.0	0.08326	36.266	238.674
14	488.165	49.5	1196126.5	0.0856	37.283	275.957
13	488.165	46	1032957.4	0.07392	32.197	308.154
12	488.165	42.5	881748.2	0.0631	27.484	335.638
11	488.165	39	742499.1	0.05314	23.143	358.782
10	488.165	35.5	615210.1	0.04403	19.176	377.957
9	488.165	32	499881.1	0.03577	15.581	393.539
8	488.165	28.5	396512.1	0.02838	12.359	405.898
7	488.165	25	305103.2	0.02183	9.510	415.408
6	488.165	21.5	225654.3	0.01615	7.034	422.441
5	544.077	18	176281.1	0.01262	5.495	427.936
4	604.106	14.5	127013.3	0.00909	3.959	431.895
3	604.106	11	73096.8	0.00523	2.278	434.173
2	604.106	7.5	33981.0	0.00243	1.059	435.233
1	638.561	4	10217.0	0.00073	0.318	435.551
JUMLAH	9427.51	745	13973530	1	435.551	

Berdasarkan Tabel A.18, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 4 adalah 435.551 KN.

A.8. Kontrol *Strong Column Weak Beam* (Kolom Kuat Balok Lemah)

Berdasarkan SNI 2847:2013, kuat lentur kolom pada struktur dengan Sistem Rangka Pemikul Momen harus memenuhi ketentuan kolom kuat balok lemah.

$$M_c \geq 1,2 M_g$$

dimana:

M_c = jumlah momen kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom.

M_g = jumlah momen balok yang merangka pada hubungan balok-kolom.

A.8.1. Model 1

Tabel A.19: Nilai momen yang didapat dari analisa menggunakan *software* ETABS versi 15 untuk Model 1 (5 Lantai).

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
1	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	21141.501
1	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	18225.888
1	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	17759.612
1	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	18225.888
1	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	21141.501
1	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	12284.695
1	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	11844.371
1	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	11844.371
1	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	12284.695
2	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	22009.616
2	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	18997.548
2	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	18602.408
2	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	18997.548
2	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	22009.616
2	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	12700.086
2	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	12390.052
2	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	12390.052
2	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	12700.086
3	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	21721.108
3	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	18699.24
3	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	18311.758
3	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	18699.24
3	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	21721.108
3	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	12580.361
3	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	12197.397

Tabel A.19: Lanjutan

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
3	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	13542.99
3	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	12197.397
3	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	12580.361
4	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	20893.322
4	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	18025.371
4	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	17772.807
4	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	18025.371
4	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	20893.322
4	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	12193.216
4	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	11835.887
4	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	11835.887
4	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	12193.216
5	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	7126.6131
5	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	11132.793
5	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	10915.97
5	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	11132.793
5	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	7126.6131
5	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	7487.9189
5	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	7275.6548
5	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	7275.6548
5	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	7487.9189

Tabel A.20: Kontrol kolom kuat balok lemah untuk Model 1.

STORY	NO JOINT	MOMEN KAPASITAS	SYARAT	STATUS
1	11	-	1.2	OKE
1	12	-	1.2	OKE
1	13	-	1.2	OKE
1	14	-	1.2	OKE
1	15	-	1.2	OKE
2	11	3.512591754	1.2	OKE
2	12	1.542680347	1.2	OKE
2	13	1.534991597	1.2	OKE
2	14	1.542680347	1.2	OKE
2	15	3.512591754	1.2	OKE
3	11	3.443340696	1.2	OKE
3	12	1.502454377	1.2	OKE
3	13	1.489669552	1.2	OKE

Tabel A.20: Lanjutan.

STORY	NO JOINT	MOMEN KAPASITAS	SYARAT	STATUS
3	14	1.502454377	1.2	OKE
3	15	3.443340696	1.2	OKE
4	11	3.387377281	1.2	OKE
4	12	1.482160348	1.2	OKE
4	13	1.479191259	1.2	OKE
4	14	1.482160348	1.2	OKE
4	15	3.387377281	1.2	OKE
5	11	2.418940935	1.2	OKE
5	12	1.27731791	1.2	OKE
5	13	1.275726673	1.2	OKE
5	14	1.27731791	1.2	OKE
5	15	2.418940935	1.2	OKE

A.8.2. Model 2

Tabel A.21: Nilai momen yang didapat dari analisa menggunakan *software* ETABS versi 15 untuk Model 2 (10 Lantai).

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
1	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	20965.26
1	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	18189.64
1	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	17808.52
1	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	18189.64
1	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	20965.26
1	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	12239.06
1	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	11863.02
1	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	11863.02
1	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	12239.06
2	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	22760.09
2	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	19931.18
2	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	19614.01
2	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	19931.18
2	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	22760.09
2	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	13403.27
2	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	13060.54
2	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	13060.54
2	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	13403.27
3	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	23479.42

Tabel A.21: Lanjutan.

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
3	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	20629.64
3	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	20339.48
3	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	20629.64
3	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	23479.42
3	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	13881.42
3	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	13542.99
3	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	13542.99
3	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	13881.42
4	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	23566.77
4	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	20715.74
4	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	20422.87
4	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	20715.74
4	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	23566.77
4	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	13905.68
4	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	13598.45
4	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	13598.45
4	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	13905.68
5	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	24190.98
5	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	21121.17
5	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	20796.43
5	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	21121.17
5	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	24190.98
5	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	14178.15
5	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	13846.85
5	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	13846.85
5	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	14178.15
6	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	23541.8
6	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	20412.22
6	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	20152.24
6	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	20412.22
6	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	23541.8
6	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	13734.92
6	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	13418.48
6	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	13418.48
6	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	13734.92
7	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	22739.23
7	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	19628.92
7	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	19339.94
7	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	19628.92

Tabel A.21: Lanjutan.

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
7	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	22739.23
7	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	13176.63
7	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	12878.26
7	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	12878.26
7	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	13176.63
8	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	22451.03
8	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	19141.36
8	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	18783.78
8	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	19141.36
8	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	22451.03
8	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	12870.76
8	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	12508.36
8	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	12508.36
8	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	12870.76
9	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	21245.47
9	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	18661.07
9	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	18623.06
9	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	18661.07
9	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	21245.47
9	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	12977.4
9	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	12401.45
9	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	12401.45
9	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	12977.4
10	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	6695.599
10	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	10783.39
10	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	10608.84
10	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	10783.39
10	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	6695.599
10	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	7246.154
10	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	7068.122
10	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	7068.122
10	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	7246.154

Tabel A.22: Kontrol kolom kuat balok lemah untuk Model 2.

STORY	NO JOINT	MOMEN KAPASITAS	SYARAT	STATUS
1	11	-	1.2	OKE
1	12	-	1.2	OKE
1	13	-	1.2	OKE
1	14	-	1.2	OKE

Tabel A.22: Lanjutan.

STORY	NO JOINT	MOMEN KAPASITAS	SYARAT	STATUS
1	15	-	1.2	OKE
2	11	3.572606191	1.2	OKE
2	12	1.581639841	1.2	OKE
2	13	1.577276263	1.2	OKE
2	14	1.581639841	1.2	OKE
2	15	3.572606191	1.2	OKE
3	11	3.449867317	1.2	OKE
3	12	1.53269038	1.2	OKE
3	13	1.529550258	1.2	OKE
3	14	1.53269038	1.2	OKE
3	15	3.449867317	1.2	OKE
4	11	3.389149505	1.2	OKE
4	12	1.507612433	1.2	OKE
4	13	1.5049239	1.2	OKE
4	14	1.507612433	1.2	OKE
4	15	3.389149505	1.2	OKE
5	11	3.434407314	1.2	OKE
5	12	1.521114045	1.2	OKE
5	13	1.515588443	1.2	OKE
5	14	1.521114045	1.2	OKE
5	15	3.434407314	1.2	OKE
6	11	3.366642885	1.2	OKE
6	12	1.482011881	1.2	OKE
6	13	1.478627849	1.2	OKE
6	14	1.482011881	1.2	OKE
6	15	3.366642885	1.2	OKE
7	11	3.369587716	1.2	OKE
7	12	1.474626893	1.2	OKE
7	13	1.471559834	1.2	OKE
7	14	1.474626893	1.2	OKE
7	15	3.369587716	1.2	OKE
8	11	3.429576702	1.2	OKE
8	12	1.488022834	1.2	OKE
8	13	1.480157982	1.2	OKE
8	14	1.488022834	1.2	OKE
8	15	3.429576702	1.2	OKE
9	11	3.395022144	1.2	OKE
9	12	1.489509374	1.2	OKE
9	13	1.495273717	1.2	OKE

Tabel A.22: Lanjutan.

STORY	NO JOINT	MOMEN KAPASITAS	SYARAT	STATUS
9	14	1.489509374	1.2	OKE
9	15	3.395022144	1.2	OKE
10	11	2.266375223	1.2	OKE
10	12	1.221259705	1.2	OKE
10	13	1.240597454	1.2	OKE
10	14	1.221259705	1.2	OKE
10	15	2.266375223	1.2	OKE

A.8.3. Model 3

Tabel A.23: Nilai momen yang didapat dari analisa menggunakan *software* ETABS versi 15 untuk Model 3 (15 Lantai).

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
1	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	19854.89438
1	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	17642.8342
1	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	17386.96701
1	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	17642.8342
1	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	19854.89438
1	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	11850.34645
1	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	11579.2141
1	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	11579.2141
1	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	11850.34645
2	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	23294.16263
2	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	21061.18807
2	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	20842.19382
2	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	21061.18807
2	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	23294.16263
2	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	14153.18177
2	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	13877.27715
2	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	13877.27715
2	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	14153.18177
3	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	25531.33843
3	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	23285.76017
3	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	23089.59737
3	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	23285.76017
3	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	25531.33843
3	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	15625.64178
3	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	15371.45712
3	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	15371.45712

Tabel A.23: Lanjutan.

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
3	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	15625.64178
4	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	26889.03958
4	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	24618.25394
4	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	24457.09799
4	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	24618.25394
4	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	26889.03958
4	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	16525.3272
4	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	16280.41176
4	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	16280.41176
4	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	16525.3272
5	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	27574.36026
5	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	25301.53518
5	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	25137.82994
5	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	25301.53518
5	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	27574.36026
5	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	16950.91596
5	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	16743.01622
5	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	16743.01622
5	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	16950.91596
6	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	31663.19793
6	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	28796.86743
6	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	28555.1641
6	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	28796.86743
6	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	31663.19793
6	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	19276.59292
6	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	19003.31918
6	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	19003.31918
6	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	19276.59292
7	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	31546.13451
7	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	28619.20228
7	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	28449.32775
7	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	28619.20228
7	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	31546.13451
7	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	19203.87696
7	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	18933.00974
7	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	18933.00974
7	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	19203.87696
8	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	30876.0382
8	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	27911.88632
8	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	27777.99758

Tabel A.23: Lanjutan.

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
8	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	27911.88632
8	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	30876.0382
8	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	18742.28202
8	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	18487.05725
8	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	18487.05725
8	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	18742.28202
9	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	29946.15898
9	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	26924.49511
9	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	26854.67514
9	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	26924.49511
9	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	29946.15898
9	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	18132.25719
9	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	17873.63677
9	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	17873.63677
9	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	18132.25719
10	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	28903.28502
10	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	25904.0651
10	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	25784.55436
10	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	25904.0651
10	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	28903.28502
10	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	17371.1818
10	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	17162.58865
10	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	17162.58865
10	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	17371.1818
11	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	28803.05711
11	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	25430.97796
11	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	25145.1617
11	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	25430.97796
11	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	28803.05711
11	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	17032.79917
11	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	16737.6933
11	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	16737.6933
11	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	17032.79917
12	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	26749.23649
12	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	23276.28701
12	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	23108.08482
12	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	23276.28701
12	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	26749.23649
12	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	15567.79328
12	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	15383.7447

Tabel A.23: Lanjutan.

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
12	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	15383.7447
12	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	15567.79328
13	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	24676.67348
13	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	21161.08967
13	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	21031.48374
13	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	21161.08967
13	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	24676.67348
13	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	14148.68482
13	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	14003.14073
13	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	14003.14073
13	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	14148.68482
14	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	22725.66065
14	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	19145.1617
14	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	19102.83328
14	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	19145.1617
14	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	22725.66065
14	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	13343.78203
14	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	12720.56207
14	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	12720.56207
14	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	13343.78203
15	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	7265.702355
15	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	11602.49423
15	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	11568.55807
15	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	11602.49423
15	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	7265.702355
15	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	7688.038219
15	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	7707.086518
15	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	7707.086518
15	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	7688.038219

Tabel A.24: Kontrol kolom kuat balok lemah untuk Model 3.

STORY	NO JOINT	MOMEN KAPASITAS	SYARAT	STATUS
1	11	-	1.2	OKE
1	12	-	1.2	OKE
1	13	-	1.2	OKE
1	14	-	1.2	OKE
1	15	-	1.2	OKE
2	11	3.641164181	1.2	OKE
2	12	1.651931208	1.2	OKE

Tabel A.24: Lanjutan

STORY	NO JOINT	MOMEN KAPASITAS	SYARAT	STATUS
2	13	1.650766644	1.2	OKE
2	14	1.651931208	1.2	OKE
2	15	3.641164181	1.2	OKE
3	11	3.449789726	1.2	OKE
3	12	1.582098544	1.2	OKE
3	13	1.582867831	1.2	OKE
3	14	1.582098544	1.2	OKE
3	15	3.449789726	1.2	OKE
4	11	3.354766398	1.2	OKE
4	12	1.545435405	1.2	OKE
4	13	1.546590378	1.2	OKE
4	14	1.545435405	1.2	OKE
4	15	3.354766398	1.2	OKE
5	11	3.29575319	1.2	OKE
5	12	1.521678545	1.2	OKE
5	13	1.523147223	1.2	OKE
5	14	1.521678545	1.2	OKE
5	15	3.29575319	1.2	OKE
6	11	3.494652344	1.2	OKE
6	12	1.605582938	1.2	OKE
6	13	1.603444485	1.2	OKE
6	14	1.605582938	1.2	OKE
6	15	3.494652344	1.2	OKE
7	11	3.27907181	1.2	OKE
7	12	1.499900772	1.2	OKE
7	13	1.499856191	1.2	OKE
7	14	1.499900772	1.2	OKE
7	15	3.27907181	1.2	OKE
8	11	3.250498472	1.2	OKE
8	12	1.48232049	1.2	OKE
8	13	1.484901928	1.2	OKE
8	14	1.48232049	1.2	OKE
8	15	3.250498472	1.2	OKE
9	11	3.245186318	1.2	OKE
9	12	1.472934586	1.2	OKE
9	13	1.477592458	1.2	OKE
9	14	1.472934586	1.2	OKE
9	15	3.245186318	1.2	OKE
10	11	3.245566361	1.2	OKE
10	12	1.467219791	1.2	OKE

Tabel A.24: Lanjutan

STORY	NO JOINT	MOMEN KAPASITAS	SYARAT	STATUS
10	13	1.472538303	1.2	OKE
10	14	1.467219791	1.2	OKE
10	15	3.245566361	1.2	OKE
11	11	3.321958332	1.2	OKE
11	12	1.48651718	1.2	OKE
11	13	1.483742257	1.2	OKE
11	14	1.48651718	1.2	OKE
11	15	3.321958332	1.2	OKE
12	11	3.261489379	1.2	OKE
12	12	1.442302478	1.2	OKE
12	13	1.441454496	1.2	OKE
12	14	1.442302478	1.2	OKE
12	15	3.261489379	1.2	OKE
13	11	3.303352571	1.2	OKE
13	12	1.435708193	1.2	OKE
13	13	1.434617169	1.2	OKE
13	14	1.435708193	1.2	OKE
13	15	3.303352571	1.2	OKE
14	11	3.350299673	1.2	OKE
14	12	1.431745565	1.2	OKE
14	13	1.433046979	1.2	OKE
14	14	1.431745565	1.2	OKE
14	15	3.350299673	1.2	OKE
15	11	2.365885154	1.2	OKE
15	12	1.272190389	1.2	OKE
15	13	1.269034927	1.2	OKE
15	14	1.21067324	1.2	OKE
15	15	2.365885154	1.2	OKE

A.8.4. Model 4

Tabel A.25: Nilai momen yang didapat dari analisa menggunakan *software* ETABS versi 15 untuk Model 4 (20 Lantai).

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
1	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	13545.72
1	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	12073.97
1	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	11904.26
1	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	12073.97
1	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	13545.72
1	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	8214.773

Tabel A.25: Lanjutan.

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
1	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	7931.434
1	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	7931.434
1	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	8214.773
2	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	15011.41
2	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	13320.78
2	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	13124.53
2	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	13320.78
2	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	15011.41
2	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	8947.775
2	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	8742.353
2	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	8742.353
2	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	8947.775
3	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	16092.44
3	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	14393.11
3	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	14209.9
3	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	14393.11
3	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	16092.44
3	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	9662.137
3	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	9464.588
3	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	9464.588
3	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	9662.137
4	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	16858.88
4	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	15148
4	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	14980.32
4	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	15148
4	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	16858.88
4	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	10171.13
4	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	9977.199
4	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	9977.199
4	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	10171.13
5	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	17367.3
5	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	15649.14
5	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	15491.01
5	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	15649.14
5	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	17367.3
5	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	10499.41
5	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	10316.95
5	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	10316.95
5	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	10499.41
6	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	19864.69

Tabel A.25: Lanjutan.

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
6	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	17779.65
6	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	17617.03
6	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	17779.65
6	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	19864.69
6	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	11979.34
6	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	11731.31
6	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	11731.31
6	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	11979.34
7	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	20168.8
7	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	18066.27
7	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	17925.42
7	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	18066.27
7	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	20168.8
7	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	12189.07
7	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	11936.43
7	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	11936.43
7	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	12189.07
8	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	20281.95
8	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	18163.4
8	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	18041.62
8	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	18163.4
8	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	20281.95
8	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	12253.57
8	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	12013.72
8	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	12013.72
8	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	12253.57
9	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	20262.44
9	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	18127.64
9	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	18024.72
9	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	18127.64
9	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	20262.44
9	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	12238.79
9	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	12002.47
9	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	12002.47
9	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	12238.79
10	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	20153.01
10	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	18002.58
10	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	17917.4
10	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	18002.58

Tabel A.25: Lanjutan.

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
10	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	20153.01
10	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	12164.86
10	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	11931.1
10	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	11931.1
10	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	12164.86
11	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	19983.8
11	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	17818.71
11	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	17749.93
11	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	17818.71
11	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	19983.8
11	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	12052.19
11	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	11819.72
11	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	11819.72
11	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	12052.19
12	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	19773.74
12	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	17595.04
12	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	17541.33
12	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	17595.04
12	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	19773.74
12	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	11913.78
12	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	11680.98
12	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	11680.98
12	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	11913.78
13	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	19533.15
13	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	17342.77
13	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	17301.72
13	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	17342.77
13	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	19533.15
13	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	11755.07
13	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	11521.61
13	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	11521.61
13	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	11755.07
14	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	19271.64
14	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	17068.93
14	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	17041.81
14	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	17068.93
14	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	19271.64
14	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	11589.2
14	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	11348.74
14	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	11348.74

Tabel A.25: Lanjutan.

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
14	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	11589.2
15	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	18992.37
15	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	16790.79
15	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	16759.35
15	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	16790.79
15	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	18992.37
15	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	11385.05
15	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	11160.87
15	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	11160.87
15	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	11385.05
16	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	21171.92
16	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	18370.01
16	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	18292.65
16	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	18370.01
16	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	21171.92
16	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	12476.93
16	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	12180.95
16	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	12180.95
16	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	12476.93
17	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	20439.64
17	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	17612.51
17	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	17561.5
17	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	17612.51
17	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	20439.64
17	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	12014.33
17	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	11694.7
17	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	11694.7
17	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	12014.33
18	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	19698.69
18	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	16859.43
18	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	16817.32
18	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	16859.43
18	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	19698.69
18	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	11937.35
18	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	11199.73
18	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	11199.73
18	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	11937.35
19	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	19011.55
19	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	16164.25
19	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	16133.27

Tabel A.25: Lanjutan.

STORY	FRAME	NO	LOAD CASE/COMBO	MOMEN
19	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	16164.25
19	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	19011.55
19	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	11968.2
19	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	10744.71
19	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	10744.71
19	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	11968.2
20	COLUMN	C11	KOMBINASI GABUNGAN	6962.602
20	COLUMN	C12	KOMBINASI GABUNGAN	10483.04
20	COLUMN	C13	KOMBINASI GABUNGAN	10468.57
20	COLUMN	C14	KOMBINASI GABUNGAN	10483.04
20	COLUMN	C15	KOMBINASI GABUNGAN	6962.602
20	BEAM	B19	KOMBINASI GABUNGAN	6962.602
20	BEAM	B20	KOMBINASI GABUNGAN	6974.369
20	BEAM	B21	KOMBINASI GABUNGAN	6974.369
20	BEAM	B22	KOMBINASI GABUNGAN	6962.602

Tabel A.26: Kontrol kolom kuat balok lemah untuk Model 4.

STORY	NO JOINT	MOMEN KAPASITAS	SYARAT	STATUS
1	11	-	1.2	OKE
1	12	-	1.2	OKE
1	13	-	1.2	OKE
1	14	-	1.2	OKE
1	15	-	1.2	OKE
2	11	3.47631313	1.2	OKE
2	12	1.57279958	1.2	OKE
2	13	1.577822547	1.2	OKE
2	14	1.57279958	1.2	OKE
2	15	3.47631313	1.2	OKE
3	11	3.476153791	1.2	OKE
3	12	1.566630102	1.2	OKE
3	13	1.563333691	1.2	OKE
3	14	1.566630102	1.2	OKE
3	15	3.476153791	1.2	OKE
4	11	3.410354479	1.2	OKE
4	12	1.544493736	1.2	OKE
4	13	1.542075765	1.2	OKE
4	14	1.544493736	1.2	OKE
4	15	3.410354479	1.2	OKE
5	11	3.365031927	1.2	OKE

Tabel A.26: Lanjutan.

STORY	NO JOINT	MOMEN KAPASITAS	SYARAT	STATUS
5	12	1.528520514	1.2	OKE
5	13	1.527048462	1.2	OKE
5	14	1.528520514	1.2	OKE
5	15	3.365031927	1.2	OKE
6	11	3.546104464	1.2	OKE
6	12	1.605890505	1.2	OKE
6	13	1.604545899	1.2	OKE
6	14	1.605890505	1.2	OKE
6	15	3.546104464	1.2	OKE
7	11	3.341878254	1.2	OKE
7	12	1.511806405	1.2	OKE
7	13	1.514853331	1.2	OKE
7	14	1.511806405	1.2	OKE
7	15	3.341878254	1.2	OKE
8	11	3.318610034	1.2	OKE
8	12	1.501717103	1.2	OKE
8	13	1.506607926	1.2	OKE
8	14	1.501717103	1.2	OKE
8	15	3.318610034	1.2	OKE
9	11	3.308781566	1.2	OKE
9	12	1.495471483	1.2	OKE
9	13	1.501048684	1.2	OKE
9	14	1.495471483	1.2	OKE
9	15	3.308781566	1.2	OKE
10	11	3.302243348	1.2	OKE
10	12	1.49044339	1.2	OKE
10	13	1.497280466	1.2	OKE
10	14	1.49044339	1.2	OKE
10	15	3.302243348	1.2	OKE
11	11	3.299406102	1.2	OKE
11	12	1.486610275	1.2	OKE
11	13	1.494721552	1.2	OKE
11	14	1.486610275	1.2	OKE
11	15	3.299406102	1.2	OKE
12	11	3.298780962	1.2	OKE
12	12	1.483490422	1.2	OKE
12	13	1.492897192	1.2	OKE
12	14	1.483490422	1.2	OKE
12	15	3.298780962	1.2	OKE
13	11	3.299278551	1.2	OKE

Tabel A.26: Lanjutan.

STORY	NO JOINT	MOMEN KAPASITAS	SYARAT	STATUS
13	12	1.480744264	1.2	OKE
13	13	1.491443572	1.2	OKE
13	14	1.480744264	1.2	OKE
13	15	3.299278551	1.2	OKE
14	11	3.301109753	1.2	OKE
14	12	1.478376353	1.2	OKE
14	13	1.490396359	1.2	OKE
14	14	1.478376353	1.2	OKE
14	15	3.301109753	1.2	OKE
15	11	3.301695891	1.2	OKE
15	12	1.476144983	1.2	OKE
15	13	1.489203733	1.2	OKE
15	14	1.476144983	1.2	OKE
15	15	3.301695891	1.2	OKE
16	11	3.527809425	1.2	OKE
16	12	1.559519927	1.2	OKE
16	13	1.570308367	1.2	OKE
16	14	1.559519927	1.2	OKE
16	15	3.527809425	1.2	OKE
17	11	3.335079591	1.2	OKE
17	12	1.459270704	1.2	OKE
17	13	1.471730612	1.2	OKE
17	14	1.459270704	1.2	OKE
17	15	3.335079591	1.2	OKE
18	11	3.340872498	1.2	OKE
18	12	1.453958412	1.2	OKE
18	13	1.469846747	1.2	OKE
18	14	1.453958412	1.2	OKE
18	15	3.340872498	1.2	OKE
19	11	2.394508388	1.2	OKE
19	12	1.32596442	1.2	OKE
19	13	1.395707161	1.2	OKE
19	14	1.32596442	1.2	OKE
19	15	2.394508388	1.2	OKE
20	11	-	1.2	OKE
20	12	-	1.2	OKE
20	13	-	1.2	OKE
20	14	-	1.2	OKE
20	15	-	1.2	OKE

A.9. Hasil Output Tahap Evaluasi

A.9.1. Simpangan Antar Tingkat Akibat Gempa Tunggal 2475 Tahun

✓ Model 1

Tabel L.25: Simpangan Antar Tingkat Rata-rata Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linear Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (+)	Nilai max	UX (-)
5	0.038467	0.447	-0.447174
4	1.325770	1.326	-1.055296
3	4.023489	5.129	-5.129348
2	3.003250	5.286	-5.286362
1	2.439585	2.440	-1.913057
0	0.0000	0.000	0.0000

Tabel L.26: Simpangan Antar Tingkat Rata-rata Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linear Tanpa Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (+)	Nialai Max	UX (-)
5	5.617262	5.617	-4.005602
4	17.870358	17.870	-10.141831
3	16.645870	16.646	-3.542581
2	0.600193	51.998	-51.998199
1	2.827638	2.828	-1.408811
0	0.00E+00	0.000	0.00E+00

✓ Model 2

Tabel L.27: Simpangan Antar Tingkat Rata-rata Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linear Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
10	2.595508	33.577	-33.576648
9	6.726453	6.726	-2.057198
8	2.560157	46.790	-46.789951
7	11.777556	54.918	-54.917822
6	34.620122	58.107	-58.107306

Tabel L.27: *Lanjutan.*

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
5	22.278152	22.278	-5.812998
4	202.052592	202.053	-2.524782
3	92.389811	93.629	-93.629354
2	2.012978	144.847	-144.847240
1	1.488509	1.586	-1.585660
0	0.000000	0.000	0.000000

Tabel L.28: Simpangan Antar Tingkat Rata-rata Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linear Tanpa Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
10	6.074361	6.074	-1.466854
9	0.071414	56.640	-56.639668
8	2.653883	31.164	-31.164231
7	173.739360	173.739	-4.246483
6	31.936516	38.934	-38.933540
5	93.960327	93.960	-34.015574
4	21.467962	388.047	-388.047072
3	409.423518	409.424	-40.341212
2	9.704749	97.489	-97.489106
1	2.010792	19.635	-19.635269
0	0.000000	0.000	0.000000

✓ Model 3

Tabel L.29: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
15	0.319544	21.126	-21.126465
14	25.871117	25.871	-0.587411
13	0.763363	0.821	-0.821080
12	1.756902	1.757	-0.532594
11	3.141679	3.142	-0.130827
10	4.148289	4.148	-0.210933
9	4.825466	4.825	-1.032599
8	1.075491	4.005	-4.004955

Tabel L.29: *Lanjutan.*

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
7	1.583764	1.584	-0.363287
6	1.074156	1.074	-0.405664
5	1.238992	1.239	-0.960087
4	1.037136	4.655	-4.655133
3	0.961814	9.046	-9.046492
2	1.419824	6.582	-6.581631
1	2.235007	2.235	-0.390097
0	0.000000	0.000	0.000000

Tabel L.30: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Tanpa Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
15	8.012855	8.013	-1.658309
14	0.797007	0.797	-0.694277
13	7.056474	7.056	-2.745949
12	22.692007	22.692	-7.256059
11	3.544602	50.526	-50.526392
10	2.552303	2.552	-2.412471
9	0.381784	3.635	-3.635254
8	0.663835	3.864	-3.863582
7	7.268336	7.268	-0.234631
6	2.023447	2.023	-0.364617
5	0.647034	0.647	-0.102521
4	2.411405	2.411	-0.092615
3	0.185457	0.391	-0.391430
2	0.258175	0.261	-0.260516
1	0.510389	0.510	-0.173914
0	0.000000	0.000	0.000000

✓ Model 4

Tabel L.31: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
20	0.059591	0.830	-0.829790

Tabel L.31: *Lanjutan.*

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
19	0.058293	0.058	-0.002610
18	0.015487	0.231	-0.230676
17	0.026189	0.262	-0.261724
16	0.022225	0.022	-0.002580
15	0.025197	2.396	-2.396012
14	11.284469	11.284	-0.925379
13	11.857478	11.857	-0.774359
12	0.019894	8.120	-8.120142
11	6.148950	6.149	-5.832139
10	1.062831	5.152	-5.151945
9	0.429641	0.430	-0.152102
8	0.286650	0.413	-0.412839
7	0.159404	0.485	-0.484902
6	0.086058	1.251	-1.250635
5	0.647559	0.648	-0.334686
4	0.596774	1.540	-1.540429
3	3.895130	3.895	-0.359869
2	0.677060	1.338	-1.337564
1	0.047495	0.270	-0.270088
0	0.000000	0.000	0.000000

Tabel L.32: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Tanpa Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
20	0.1960561	0.196	-0.09308512
19	0.3949334	0.543	-0.5431291
18	0.01693364	7.710	-7.7102352
17	0.02392618	5.143	-5.1426139
16	0.0668902	0.649	-0.64947441
15	0.0583878	0.182	-0.1817933
14	0.3825564	0.383	-0.1149438
13	0.06109003	0.061	-0.01685366
12	1.0058352	1.006	-0.2514269
11	4.6897716	4.690	-0.55660173
10	0.0727495	3.900	-3.8998175
9	0.23650974	2.791	-2.79073987
8	0.30328162	8.828	-8.8283958

Tabel L.32: *Lanjutan.*

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
7	0.70905909	11.821	-11.82063271
6	20.31860922	20.319	-5.58576644
5	29.3895995	29.390	-7.4189152
4	7.074513	7.075	-5.3834
3	0.5055515	7.298	-7.2983318
2	0.8791972	11.515	-11.5148169
1	0.3996754	2.668	-2.66795763
0	0	0.000	0

A.9.2. Simpangan Antar Tingkat Akibat Gempa Berulang 2 2475 Tahun

✓ Model 1

Tabel L.33: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (+)	NILAI MAX	UX (-)
5	5.0626203	5.0626203	-3.5893217
4	0.6319497	17.9129814	-17.9129814
3	7.879678	7.879678	-2.6593491
2	2.0049231	11.87848518	-11.87848518
1	1.64688916	10.5112691	-10.5112691
0	0	0	0

Tabel L.34: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Tanpa Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (+)	NILAI MAX	UX (-)
5	56.6554682	56.6554682	-14.9844071
4	64.6420012	64.6420012	-26.2879011
3	30.5487258	126.6872878	-126.6872878
2	7.9292911	11.8850645	-11.8850645
1	0.75448582	3.2685978	-3.2685978
0	0	0	0

✓ **Model 2**

Tabel L.35: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
10	925.934282	925.934	-20.092094
9	1718.946175	1718.946	-58.689645
8	74.179710	1035.354	-1035.353841
7	199.190482	718.301	-718.301091
6	124.021488	4540.940	-4540.939662
5	4478.178929	4478.179	-428.097423
4	3981.319995	3981.320	-1024.606665
3	2777.638825	2777.639	-2395.320298
2	5.023646	3982.002	-3982.002314
1	3.437480	107.256	-107.256248
0	0.000000	0.000	0.000000

Tabel L.36: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Tanpa Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
10	4.844656	3001.825	-3001.824873
9	23763.390450	23763.390	-234.997124
8	105.110289	7331.773	-7331.772693
7	319.057368	6908.343	-6908.342785
6	447.141689	447.142	-106.851781
5	782.719581	782.720	-186.339184
4	135.839676	6748.567	-6748.567452
3	6650.167001	6650.167	-41.721567
2	27.413314	561.667	-561.666805
1	9.547220	90.983	-90.983432
0	0.000000	0.000	0.000000

✓ **Model 3**

Tabel L.37: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
15	11.607428	11.607	-3.253432
14	2.603916	2.604	-0.233678
13	0.503487	4.483	-4.482888
12	0.503753	9.434	-9.433536
11	125.203993	125.204	-9.395640
10	49.160012	55.529	-55.528837
9	421.813342	421.813	-14.811275
8	5.819514	736.221	-736.220962
7	21.661394	221.347	-221.347297
6	54.554645	54.555	-49.060587
5	74.941439	74.941	-0.505762
4	111.519435	111.519	-2.232856
3	135.338515	135.339	-17.502972
2	4.111942	18.439	-18.438853
1	3.915044	11.984	-11.984243
0	0.000000	0.000	0.000000

Tabel L.38: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Tanpa Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
15	44.253217	44.253	-19.472223
14	6.405648	88.499	-88.498893
13	0.351690	80.923	-80.923175
12	12.539634	12.540	-1.212861
11	40.483242	40.483	-12.420100
10	22.870189	27.774	-27.773630
9	8.567684	34.231	-34.230837
8	2.129078	43.481	-43.480710
7	12.270047	12.270	-5.522411
6	17.982797	17.983	-1.726338
5	1.025569	1.026	-0.126484
4	2.867692	2.868	-0.502773
3	0.249557	0.416	-0.416287

Tabel L.38: *Lanjutan.*

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
2	0.443698	0.444	-0.273556
1	0.463057	0.463	-0.168213
0	0.000000	0.000	0.000000

▼ **Model 4**

Tabel L.39: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (+)	NILAI MAX	UX (-)
20	6.963638	6.964	-3.854466
19	0.063060	18.197	-18.196960
18	2.284758	3.227	-3.227372
17	3.809009	3.809	-1.222312
16	7.934459	7.934	-1.713666
15	1.858676	88.690	-88.690396
14	151.379786	151.380	-96.891343
13	343.666071	343.666	-4.871236
12	53.056917	88.340	-88.339945
11	0.408899	218.624	-218.624403
10	11.534056	64.075	-64.075147
9	0.379666	37.216	-37.216336
8	0.457787	37.782	-37.782340
7	1.084870	1.085	-0.888840
6	0.991278	1.838	-1.838143
5	6.785579	6.786	-1.096769
4	31.238769	31.239	-5.416618
3	38.331583	38.332	-8.043243
2	20.716587	20.717	-2.784452
1	10.945049	10.945	-0.825053
0	0.000000	0.000	0.000000

Tabel L.40: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Tanpa Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (+)	NILAI MAX	UX (-)
20	0.362810	0.363	-0.233227
19	0.182383	2.035	-2.034656
18	0.103170	45.114	-45.114482
17	1.032975	5.730	-5.730247
16	0.135023	7.032	-7.031749
15	0.166375	5.405	-5.405077
14	0.737595	5.290	-5.289705
13	0.518698	1.597	-1.596878
12	4.157252	4.157	-1.656746
11	7.803097	7.803	-0.252076
10	0.255002	3.201	-3.201003
9	1.406106	2.873	-2.873034
8	0.959624	0.960	-0.611725
7	0.254749	6.022	-6.022056
6	22.532290	22.532	-3.512186
5	0.077224	15.401	-15.401075
4	0.054122	2.681	-2.681151
3	0.691421	2.460	-2.460188
2	2.082639	2.410	-2.409755
1	0.169830	5.688	-5.687840
0	0.000000	0.000	0.000000

A.9.2. Simpangan Antar Tingkat Akibat Gempa Berulang 3 2475 Tahun

✓ Model 1

Tabel L.41: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (+)	NILAI MAX	UX (-)
5	11.9594593	11.9594593	-4.0530147
4	5.798032	31.8946695	-31.8946695
3	49.392207	95.1662002	-95.1662002
2	1.8838367	215.49257	-215.49257
1	3.25310137	105.6902571	-105.6902571
0	0	0	0

Tabel L.42: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Tanpa Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (+)	NILAI MAX	UX (-)
5	107.4965253	107.4965253	-26.3643552
4	133.6636412	133.6636412	-20.1527407
3	68.4606358	256.2570009	-256.2570009
2	10.6208711	32.25179	-32.25179
1	0.58947702	4.1183388	-4.1183388
0	0	0	0

▼ Model 2

Tabel L.43: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
10	5.85	121.1	-121.1
9	43.94	422.1	-422.1
8	490.2	1790	-1790
7	1517	3284	-3284
6	0.8497	40000	-40000
5	43800	43800	-1
4	10620	10620	-9911
3	0.1951	10780	-10780
2	0.03284	8992	-8992
1	0.5938	973.9	-973.9
0	0	0	0

Tabel L.44: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Tanpa Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
10	7.637756	3173.895	-3173.894873
9	23772.337472	23772.337	-488.593124
8	157.594465	7530.174	-7530.174053
7	458.989268	7082.174	-7082.173779
6	626.135489	626.135	-410.407371
5	1047.728081	1047.728	-528.631174

Tabel L.44: *Lanjutan.*

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (POSITIF)	NILAI MAX	UX (NEGATIV)
4	177.827693	10788.528	-10788.528092
3	10116.497541	10116.498	-48.875332
2	42.295314	716.326	-716.326205
1	10.192627	112.729	-112.728898
0	0.000000	0.000	0.000000

▼ **Model 3**

Tabel L.45: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (+)	NILAI MAX	UX (-)
15	33.571456	33.571	-2.145834
14	2.173302	4.140	-4.140175
13	1.416848	4.463	-4.463229
12	0.159439	9.069	-9.069359
11	4.803751	4.804	-4.066134
10	41.652637	41.653	-35.547378
9	378.412173	378.412	-3.835397
8	11.447106	245.105	-245.105450
7	4.056318	229.175	-229.174571
6	52.698128	87.708	-87.707838
5	74.388737	74.389	-0.995536
4	1.673430	7.379	-7.378554
3	0.917484	33.649	-33.649150
2	4.827486	10.181	-10.180636
1	2.930714	5.983	-5.982664
0	0.000000	0.000	0.000000

Tabel L.46: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Tanpa Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (+)	NILAI MAX	UX (-)
15	64.827017	64.827	-19.472223
14	11.669048	90.013	-90.012793
13	0.376130	80.954	-80.953705
12	15.794834	15.795	-1.213161

Tabel L.46: *Lanjutan.*

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (+)	NILAI MAX	UX (-)
11	79.611242	79.611	-12.452900
10	47.032889	47.033	-38.079030
9	11.526684	65.914	-65.914337
8	4.770420	61.401	-61.400710
7	13.132327	13.132	-10.960464
6	18.426184	18.426	-2.392438
5	1.217319	1.217	-0.129354
4	4.602232	4.602	-0.532663
3	0.282607	0.573	-0.573057
2	0.631085	0.631	-0.279216
1	0.477737	0.478	-0.168213
0	0.000000	0.000	0.000000

v Model 4

Tabel L.47: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (+)	NILAI MAX	UX (-)
20	6.965469	6.965	-6.175419
19	0.015616	18.156	-18.156201
18	2.332973	3.188	-3.187777
17	3.929553	3.930	-0.064761
16	7.408210	7.408	-1.516641
15	95.592696	95.593	-64.755247
14	253.916320	253.916	-72.940046
13	454.253355	454.253	-8.650924
12	53.513018	181.780	-181.779791
11	0.645257	301.229	-301.228824
10	12.288606	141.993	-141.992688
9	1.161788	101.515	-101.514736
8	1.043674	101.633	-101.632996
7	1.565398	1.565	-0.848755
6	100.649577	100.650	-1.405552
5	120.698751	120.699	-0.927103
4	165.583744	165.584	-3.926088
3	67.869006	358.983	-358.983238

Tabel L.47: *Lanjutan.*

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (+)	NILAI MAX	UX (-)
2	43.768573	43.769	-3.303338
1	20.604597	20.605	-1.370863
0	0.000000	0.000	0.000000

Tabel L.48: Simpangan Antar Tingkat Metode Analisis Riwayat Waktu Non-Linier Tanpa Mengandung Efek Pulse.

INTER STOREY DRIFT			
STORY	UX (+)	NILAI MAX	UX (-)
20	0.570908	0.571	-0.114214
19	0.686921	2.302	2.301679
18	2.919381	6.518	-6.517729
17	0.866489	6.096	-6.095959
16	0.477674	5.443	-5.442839
15	0.520204	3.959	-3.959425
14	0.355542	4.208	-4.208262
13	0.539737	1.081	-1.081221
12	7.427521	7.428	-0.993666
11	11.721692	11.722	-0.065176
10	0.907865	3.733	-3.733090
9	3.996374	3.996	-3.635057
8	1.278324	6.473	-6.473303
7	9.147811	11.909	-11.908728
6	22.761376	22.761	-13.653106
5	29.671251	29.671	-16.899109
4	7.248408	10.828	-10.828359
3	13.974808	13.975	5.959288
2	14.368929	14.369	-1.653667
1	0.376581	1.895	1.894934
0	0.000000	0.000	0.000000

A.10. Parameter Analisis Nonlinear

Data-data yang dibutuhkan dalam analisis respons riwayat waktu nonlinear menggunakan *software* RUAUMOKO2D antara lain:

- I : Momen inersia penampang
- E : Modulus elastisitas penampang
- M_y : Momen leleh
- M_c : Momen puncak
- M_u : Momen ultimit
- K_o : Kekakuan rotasi elastis
- θ_y : Koefisien rotasi leleh
- θ_p : Koefisien rotasi plastis
- θ_c : Koefisien rotasi kapasitas plastis
- θ_{pc} : Koefisien rotasi *post-capping*
- θ_u : Koefisien rotasi ultimit
- $\mu\theta_c$: Daktilitas rotasi kapasitas plastis
- r : Rasio kekakuan *post-yield*

Data yang dilampirkan berikut merupakan *input* parameter dalam pemodelan struktur analisis respons riwayat waktu nonlinear inelastis. Data nilai parameter tersebut dapat dilihat pada Tabel A.26 sampai dengan A.45.

Tabel A.35: *input* parameter Nonlinear (I, E, K_o) Model 1 (5 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	I (m^4)	E (kg/m^2)	Ko ($kg.m$)
				($6.E.I/L$)
Kolom 1	4	0.0341	2835379504	145171430.6
Kolom 2	3.5	0.0341	2835379504	165910206.4
Kolom 3	3.5	0.0341	2835379504	165910206.4
Kolom 4	3.5	0.0341	2835379504	165910206.4
Kolom 5	3.5	0.0341	2835379504	165910206.4
Balok 1	7	0.0086	2835379504	20840039.35
Balok 2	7	0.0086	2835379504	20840039.35
Balok 3	7	0.0086	2835379504	20840039.35
Balok 4	7	0.0086	2835379504	20840039.35
Balok 5	7	0.0086	2835379504	20840039.35

Tabel A.35: *input* parameter Nonlinear (M_y , M_c , M_u) Model 1 (5 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	$M_y = M_{max}$ (kg.m)	M_c	M_u
			(kg.m) (1,3. M_y)	(kg.m) ($M_y * 5\%$)
Kolom 1	4	21141.50092	23889.89604	1194.494802
Kolom 2	3.5	22009.61592	24870.86599	1243.5433
Kolom 3	3.5	21721.10762	24544.85161	1227.24258
Kolom 4	3.5	20893.32239	23609.4543	1180.472715
Kolom 5	3.5	11132.79254	12580.05557	629.0027787
Balok 1	7	12284.69457	13881.70486	694.0852432
Balok 2	7	12700.08617	14351.09737	717.5548684
Balok 3	7	12580.36129	14215.80825	710.7904126
Balok 4	7	12193.21583	13778.33389	688.9166943
Balok 5	7	7487.918912	8461.348371	423.0674185

Tabel A.36: *input* parameter Nonlinear (θ_y , θ_p , θ_c , θ_{pc} , θ_u , $\mu\theta_c$) Model 1 (5 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	θ_y	θ_p	θ_c	θ_{pc}	θ_u	$\mu\theta_c$
		(M_y/K_o)		($\theta_p + \theta_y$)		($\theta_{pc} + \theta_c$)	(θ_c/θ_y)
Kolom 1	4	0.000146	0.04	0.0401456	0.06	0.10015	275.666
Kolom 2	3.5	0.000133	0.04	0.0401327	0.06	0.10013	302.523
Kolom 3	3.5	0.000131	0.04	0.0401309	0.06	0.10013	306.528
Kolom 4	3.5	0.000126	0.04	0.0401259	0.06	0.10013	318.633
Kolom 5	3.5	0.000067	0.04	0.0400671	0.06	0.10007	597.114
Balok 1	7	0.000589	0.04	0.0405895	0.06	0.10059	68.8569
Balok 2	7	0.000609	0.04	0.0406094	0.06	0.10061	66.6375
Balok 3	7	0.000604	0.04	0.0406037	0.06	0.1006	67.2621
Balok 4	7	0.000585	0.04	0.0405851	0.06	0.10059	69.366
Balok 5	7	0.000359	0.04	0.0403593	0.06	0.10036	112.326

Tabel A.37: *input* parameter Nonlinear (r , rK_o) Model 1 (5 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	r	rK_o
		(($M_c - M_y$)/($K_o * (\mu\theta_c - 1) * \theta_y$))	($r * K_o$)
Kolom 1	4	0.000473302	68709.88
Kolom 2	3.5	0.000431144	71531.25
Kolom 3	3.5	0.000425493	70593.6
Kolom 4	3.5	0.000409277	67903.3

Tabel A.37: Lanjutan.

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	r	rKo
		$((M_c - M_y)/(K_o * (\mu \theta_c - 1) * \theta_y))$	(r * K_o)
Kolom 5	3.5	0.000218079	36181.58
Balok 1	7	0.001915796	39925.26
Balok 2	7	0.001980576	41275.28
Balok 3	7	0.001961905	40886.17
Balok 4	7	0.00190153	39627.95
Balok 5	7	0.001167739	24335.74

Tabel A.38: input parameter Nonlinear (Ratio, dan Daktilitas) Model 1 (5 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	RATIO	DAKTILITAS 1	DAKTILITAS 2
		$((M_c/M_y)/(\theta_c/\theta_y))$	(θ_c/θ_y)	(θ_{pc}/θ_y)
Kolom 1	4	0.0040992	275.6663	411.9994
Kolom 2	3.5	0.0037353	302.5231	452.2847
Kolom 3	3.5	0.0036864	306.5281	458.2921
Kolom 4	3.5	0.0035464	318.633	476.4495
Kolom 5	3.5	0.0018924	597.1135	894.1703
Balok 1	7	0.0164108	68.85692	101.7854
Balok 2	7	0.0169574	66.63747	98.45621
Balok 3	7	0.0167999	67.26213	99.3932
Balok 4	7	0.0162904	69.36601	102.549
Balok 5	7	0.01006	112.3262	166.9893

Tabel A.39: input parameter Nonlinear (I, E, Ko) Model 2 (10 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	I	E	Ko (kg.m)
		(m ⁴)	(kg/m ²)	(6.E.I/L)
Kolom 1	4	0.054675000	2835379504	232536561.6
Kolom 2	3.5	0.054675000	2835379504	265756070.4
Kolom 3	3.5	0.054675000	2835379504	265756070.4
Kolom 4	3.5	0.054675000	2835379504	265756070.4
Kolom 5	3.5	0.034133333	2835379504	165910206.4
Kolom 6	3.5	0.034133333	2835379504	165910206.4
Kolom 7	3.5	0.034133333	2835379504	165910206.4
Kolom 8	3.5	0.020008333	2835379504	97253516.99
Kolom 9	3.5	0.020008333	2835379504	97253516.99
Kolom 10	3.5	0.020008333	2835379504	97253516.99

Tabel A.39: Lanjutan

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	I (m ⁴)	E (kg/m ²)	Ko (kg.m)
				(6.E.I/L)
Balok 1	7	0.008575000	2835379504	20840039.35
Balok 2	7	0.008575000	2835379504	20840039.35
Balok 3	7	0.008575000	2835379504	20840039.35
Balok 4	7	0.008575000	2835379504	20840039.35
Balok 5	7	0.008575000	2835379504	20840039.35
Balok 6	7	0.008575000	2835379504	20840039.35
Balok 7	7	0.008575000	2835379504	20840039.35
Balok 8	7	0.008575000	2835379504	20840039.35
Balok 9	7	0.008575000	2835379504	20840039.35
Balok 10	7	0.008575000	2835379504	20840039.35

Tabel A.40: *input* parameter Nonlinear (My, Mc, Mu) Model 2 (10 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	My = Mmax	Mc	Mu
			(kg.m)	(kg.m)
		(kg.m)	(1,3.My)	(My*5%)
Kolom 1	4	20965.26	23690.75	1184.537
Kolom 2	3.5	22760.09	25718.9	1285.945
Kolom 3	3.5	23479.42	26531.75	1326.587
Kolom 4	3.5	23566.77	26630.45	1331.523
Kolom 5	3.5	24190.98	27335.81	1366.791
Kolom 6	3.5	23541.8	26602.23	1330.112
Kolom 7	3.5	22739.23	25695.33	1284.767
Kolom8	3.5	22451.03	25369.66	1268.483
Kolom 9	3.5	21245.47	24007.38	1200.369
Kolom 10	3.5	10783.39	12185.23	609.2614
Balok 1	7	12239.06	13830.14	691.507
Balok 2	7	13403.27	15145.7	757.2849
Balok 3	7	13881.42	15686	784.3001
Balok 4	7	13905.68	15713.41	785.6707
Balok 5	7	14178.15	16021.31	801.0657
Balok 6	7	13734.92	15520.46	776.0232
Balok 7	7	13176.63	14889.59	744.4796
Balok 8	7	12870.76	14543.95	727.1977
Balok 9	7	12977.4	14664.46	733.223
Balok 10	7	7246.154	8188.154	409.4077

Tabel A.41: *input* parameter Nonlinear (θ_y , θ_p , θ_c , θ_{pc} , θ_u , $\mu\theta_c$) Model 2 (10 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	θ_y	θ_p	θ_c	θ_{pc}	θ_u	$\mu\theta_c$
		(My/Ko)		($\theta_p + \theta_y$)		($\theta_{pc} + \theta_c$)	(θ_c/θ_y)
Kolom 1	4	0.0000902	0.04	0.0401	0.06	0.10009016	444.661
Kolom 2	3.5	0.0000856	0.04	0.0401	0.06	0.10008564	468.056
Kolom 3	3.5	0.0000883	0.04	0.0401	0.06	0.10008835	453.747
Kolom 4	3.5	0.0000887	0.04	0.0401	0.06	0.10008868	452.069
Kolom 5	3.5	0.0001458	0.04	0.0401	0.06	0.10014581	275.334
Kolom 6	3.5	0.0001419	0.04	0.0401	0.06	0.10014189	282.899
Kolom 7	3.5	0.0001371	0.04	0.0401	0.06	0.10013706	292.848
Kolom 8	3.5	0.0002309	0.04	0.0402	0.06	0.10023085	174.272
Kolom 9	3.5	0.0002185	0.04	0.0402	0.06	0.10021845	184.104
Kolom 10	3.5	0.0001109	0.04	0.0401	0.06	0.10011088	361.753
Balok 1	7	0.0005873	0.04	0.0406	0.06	0.10058729	69.1099
Balok 2	7	0.0006432	0.04	0.0406	0.06	0.10064315	63.1939
Balok 3	7	0.0006661	0.04	0.0407	0.06	0.10066609	61.0516
Balok 4	7	0.0006673	0.04	0.0407	0.06	0.10066726	60.9469
Balok 5	7	0.0006803	0.04	0.0407	0.06	0.10068033	59.7948
Balok 6	7	0.0006591	0.04	0.0407	0.06	0.10065906	61.6921
Balok 7	7	0.0006323	0.04	0.0406	0.06	0.10063227	64.2636
Balok 8	7	0.0006176	0.04	0.0406	0.06	0.1006176	65.7671
Balok 9	7	0.0006227	0.04	0.0406	0.06	0.10062271	65.2349
Balok 10	7	0.0003477	0.04	0.0403	0.06	0.1003477	116.041

Tabel A.42: *input* parameter Nonlinear (r , rKo) Model 2 (10 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	r	rKo
		((Mc - My)/(Ko*($\mu\theta_c - 1$)* θ_y))	($r * Ko$)
Kolom 1	4	0.055430335	0.221721
Kolom 2	3.5	0.076027347	0.266096
Kolom 3	3.5	0.076022191	0.266078
Kolom 4	3.5	0.076021565	0.266075
Kolom 5	3.5	0.075912747	0.265695
Kolom 6	3.5	0.0759202	0.265721
Kolom 7	3.5	0.075929414	0.265753
Kolom 8	3.5	0.075750761	0.265128
Kolom 9	3.5	0.075774372	0.26521

Tabel A.42: Lanjutan.

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	r	rKo
		$((M_c - M_y)/(K_o * (\mu \theta_c - 1) * \theta_y))$	$(r * K_o)$
Kolom 10	3.5	0.075979278	0.265927
Balok 1	7	0.015639966	0.10948
Balok 2	7	0.015617798	0.109325
Balok 3	7	0.015608693	0.109261
Balok 4	7	0.015608231	0.109258
Balok 5	7	0.015603043	0.109221
Balok 6	7	0.015611482	0.10928
Balok 7	7	0.015622113	0.109355
Balok 8	7	0.015627938	0.109396
Balok 9	7	0.015625907	0.109381
Balok 10	7	0.015735038	0.110145

Tabel A.43: input parameter Nonlinear (Ratio, dan Daktilitas) Model 2 (10 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	RATIO	DAKTILITAS 1	DAKTILITAS 2
		$((M_c/M_y)/(\theta_c/\theta_y))$	(θ_c/θ_y)	(θ_{pc}/θ_y)
Kolom 1	4	0.0025413	444.6607	665.491
Kolom 2	3.5	0.0024142	468.0563	700.5845
Kolom 3	3.5	0.0024904	453.7472	679.1207
Kolom 4	3.5	0.0024996	452.0691	676.6036
Kolom 5	3.5	0.0041041	275.334	411.501
Kolom 6	3.5	0.0039944	282.8989	422.8484
Kolom 7	3.5	0.0038587	292.8484	437.7726
Kolom 8	3.5	0.0064841	174.2723	259.9084
Kolom 9	3.5	0.0061378	184.1045	274.6567
Kolom 10	3.5	0.0031237	361.7531	541.1297
Balok 1	7	0.0163508	69.10992	102.1649
Balok 2	7	0.0178815	63.19389	93.29083
Balok 3	7	0.0185089	61.05162	90.07743
Balok 4	7	0.0185407	60.94686	89.92028
Balok 5	7	0.018898	59.79479	88.19218
Balok 6	7	0.0183168	61.69211	91.03817
Balok 7	7	0.0175838	64.26364	94.89546
Balok 8	7	0.0171818	65.7671	97.15065
Balok 9	7	0.017322	65.23488	96.35232

Balok 10	7	0.009738	116.0405	172.5608
----------	---	----------	----------	----------

Tabel A.44: *input* parameter Nonlinear (I, E, Ko) Model 3 (15 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME	I (m^4)	E (kg/m^2)	Ko ($kg.m$)
	(m)			($6.E.I/L$)
Kolom 1	4	0.1728	2835379504	734930367.4
Kolom 2	3.5	0.1728	2835379504	839920419.9
Kolom 3	3.5	0.1728	2835379504	839920419.9
Kolom 4	3.5	0.1728	2835379504	839920419.9
Kolom 5	3.5	0.1728	2835379504	839920419.9
Kolom 6	3.5	0.054675	2835379504	265756070.4
Kolom 7	3.5	0.054675	2835379504	265756070.4
Kolom8	3.5	0.054675	2835379504	265756070.4
Kolom 9	3.5	0.054675	2835379504	265756070.4
Kolom 10	3.5	0.054675	2835379504	265756070.4
Kolom 11	3.5	0.020008	2835379504	97253516.99
Kolom12	3.5	0.020008	2835379504	97253516.99
Kolom13	3.5	0.020008	2835379504	97253516.99
Kolom 14	3.5	0.020008	2835379504	97253516.99
Kolom 15	3.5	0.020008	2835379504	97253516.99
Balok 1	7	0.008575	2835379504	20840039.35
Balok 2	7	0.008575	2835379504	20840039.35
Balok 3	7	0.008575	2835379504	20840039.35
Balok 4	7	0.008575	2835379504	20840039.35
Balok 5	7	0.008575	2835379504	20840039.35
Balok 6	7	0.008575	2835379504	20840039.35
Balok 7	7	0.008575	2835379504	20840039.35
Balok 8	7	0.008575	2835379504	20840039.35
Balok 9	7	0.008575	2835379504	20840039.35
Balok 10	7	0.008575	2835379504	20840039.35
Balok 11	7	0.008575	2835379504	20840039.35
Balok 12	7	0.008575	2835379504	20840039.35
Balok 13	7	0.008575	2835379504	20840039.35
Balok 14	7	0.008575	2835379504	20840039.35
Balok 15	7	0.008575	2835379504	20840039.35

Tabel A.45: *input* parameter Nonlinear (M_y , M_c , M_u) Model 3 (15 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	$M_y = M_{max}$	M_c	M_u
			($kg.m$)	($kg.m$)
		($kg.m$)	($1,3.M_y$)	($M_y*5\%$)

Kolom 1	4	19854.89	22436.03	1121.802
---------	---	----------	----------	----------

Tabel A.45: Lanjutan

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	My = Mmax	Mc	Mu
			(kg.m)	(kg.m)
		(kg.m)	(1,3.My)	(My*5%)
Kolom 2	3.5	23294.16	26322.4	1316.12
Kolom 3	3.5	23294.16	26322.4	1316.12
Kolom 4	3.5	25531.34	28850.41	1442.521
Kolom 5	3.5	25531.34	28850.41	1442.521
Kolom 6	3.5	26889.04	30384.61	1519.231
Kolom 7	3.5	26889.04	30384.61	1519.231
Kolom8	3.5	119840.6	135419.9	6770.993
Kolom 9	3.5	27574.36	31159.03	1557.951
Kolom 10	3.5	31663.2	35779.41	1788.971
Kolom 11	3.5	31546.13	35647.13	1782.357
Kolom12	3.5	31546.13	35647.13	1782.357
Kolom13	3.5	30876.04	34889.92	1744.496
Kolom 14	3.5	30876.04	34889.92	1744.496
Kolom 15	3.5	29946.16	33839.16	1691.958
Balok 1	7	29946.16	33839.16	1691.958
Balok 2	7	28903.29	32660.71	1633.036
Balok 3	7	28903.29	32660.71	1633.036
Balok 4	7	28803.06	32547.45	1627.373
Balok 5	7	28803.06	32547.45	1627.373
Balok 6	7	17032.8	19247.06	962.3532
Balok 7	7	26749.24	30226.64	1511.332
Balok 8	7	26749.24	30226.64	1511.332
Balok 9	7	24676.67	27884.64	1394.232
Balok 10	7	24676.67	27884.64	1394.232
Balok 11	7	22725.66	25680	1284
Balok 12	7	22725.66	25680	1284
Balok 13	7	46050.61	52037.19	2601.859
Balok 14	7	11602.49	13110.82	655.5409
Balok 15	7	7707.087	8709.008	435.4504

Tabel A.46: input parameter Nonlinear (θ_y , θ_p , θ_c , θ_{pc} , θ_u , $\mu\theta_c$) Model 3 (15 Lantai)

LANTAI	PANJANG FRAME	θ_y	θ_p	θ_c	θ_{pc}	θ_u	$\mu\theta_c$
	(m)	(My/Ko)		($\theta_p + \theta_y$)		($\theta_{pc} + \theta_c$)	(θ_c/θ_y)

Kolom 1	4	0.000027	0.04	0.040027	0.06	0.100027	1481.6
---------	---	----------	------	----------	------	----------	--------

Tabel A.46: Lanjutan.

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	θ_y	θ_p	θ_c	θ_{pc}	θ_u	$\mu\theta_c$
		(My/Ko)		($\theta_p + \theta_y$)		($\theta_{pc} + \theta_c$)	(θ_c/θ_y)
Kolom 2	3.5	0.000028	0.04	0.040028	0.06	0.1000277	1443.28
Kolom 3	3.5	0.000028	0.04	0.040028	0.06	0.1000277	1443.28
Kolom 4	3.5	0.000030	0.04	0.04003	0.06	0.1000304	1316.91
Kolom 5	3.5	0.000030	0.04	0.04003	0.06	0.1000304	1316.91
Kolom 6	3.5	0.000101	0.04	0.040101	0.06	0.1001012	396.337
Kolom 7	3.5	0.000101	0.04	0.040101	0.06	0.1001012	396.337
Kolom8	3.5	0.000451	0.04	0.040451	0.06	0.1004509	89.7032
Kolom 9	3.5	0.000104	0.04	0.040104	0.06	0.1001038	386.512
Kolom 10	3.5	0.000119	0.04	0.040119	0.06	0.1001191	336.729
Kolom 11	3.5	0.000324	0.04	0.040324	0.06	0.1003244	124.316
Kolom12	3.5	0.000324	0.04	0.040324	0.06	0.1003244	124.316
Kolom13	3.5	0.000317	0.04	0.040317	0.06	0.1003175	126.992
Kolom 14	3.5	0.000317	0.04	0.040317	0.06	0.1003175	126.992
Kolom 15	3.5	0.000308	0.04	0.040308	0.06	0.1003079	130.904
Balok 1	7	0.001437	0.04	0.041437	0.06	0.101437	28.8367
Balok 2	7	0.001387	0.04	0.041387	0.06	0.1013869	29.8411
Balok 3	7	0.001387	0.04	0.041387	0.06	0.1013869	29.8411
Balok 4	7	0.001382	0.04	0.041382	0.06	0.1013821	29.9414
Balok 5	7	0.001382	0.04	0.041382	0.06	0.1013821	29.9414
Balok 6	7	0.000817	0.04	0.040817	0.06	0.1008173	49.941
Balok 7	7	0.001284	0.04	0.041284	0.06	0.1012836	32.1636
Balok 8	7	0.001284	0.04	0.041284	0.06	0.1012836	32.1636
Balok 9	7	0.001184	0.04	0.041184	0.06	0.1011841	34.781
Balok 10	7	0.001184	0.04	0.041184	0.06	0.1011841	34.781
Balok 11	7	0.001090	0.04	0.04109	0.06	0.1010905	37.6811
Balok 12	7	0.001090	0.04	0.04109	0.06	0.1010905	37.6811
Balok 13	7	0.002210	0.04	0.04221	0.06	0.1022097	19.1019
Balok 14	7	0.000557	0.04	0.040557	0.06	0.1005567	72.8468
Balok 15	7	0.000370	0.04	0.04037	0.06	0.1003698	109.16

Tabel A.47: *input* parameter Nonlinear (r, rKo) Model 3 (15 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME	r	rKo
	(m)	((Mc - My)/(Ko*($\mu\theta_c - 1$)* θ_y))	(r * Ko)

Kolom 1	4	0.000088	64528.41
---------	---	----------	----------

Tabel A.47: Lanjutan

LANTAI	PANJANG FRAME	r	rKo
	(m)	$((M_c - M_y)/(K_o * (\mu \theta_c - 1) * \theta_y))$	(r * K_o)
Kolom 2	3.5	0.000090	75706.03
Kolom 3	3.5	0.000090	75706.03
Kolom 4	3.5	0.000099	82976.85
Kolom 5	3.5	0.000099	82976.85
Kolom 6	3.5	0.000329	87389.38
Kolom 7	3.5	0.000329	87389.38
Kolom 8	3.5	0.001466	389481.9
Kolom 9	3.5	0.000337	89616.67
Kolom 10	3.5	0.000387	102905.4
Kolom 11	3.5	0.001054	102524.9
Kolom 12	3.5	0.001054	102524.9
Kolom 13	3.5	0.001032	100347.1
Kolom 14	3.5	0.001032	100347.1
Kolom 15	3.5	0.001001	97325.02
Balok 1	7	0.004670	97325.02
Balok 2	7	0.004507	93935.68
Balok 3	7	0.004507	93935.68
Balok 4	7	0.004492	93609.94
Balok 5	7	0.004492	93609.94
Balok 6	7	0.002656	55356.6
Balok 7	7	0.004172	86935.02
Balok 8	7	0.004172	86935.02
Balok 9	7	0.003848	80199.19
Balok 10	7	0.003848	80199.19
Balok 11	7	0.003544	73858.4
Balok 12	7	0.003544	73858.4
Balok 13	7	0.007182	149664.5
Balok 14	7	0.001809	37708.11
Balok 15	7	0.001202	25048.03

Tabel A.48: input parameter Nonlinear (Ratio, dan Daktilitas) Model 3 (15 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME	RATIO	DAKTILITAS 1	DAKTILITAS 2
--------	---------------	-------	--------------	--------------

	(m)	$((Mc/My)/(θc/θy))$	$(θc/θy)$	$(θpc/θy)$
Kolom 1	4	0.0007627	1481.603	2220.904

Tabel A.48: Lanjutan.

LANTAI	PANJANG FRAME	RATIO	DAKTILITAS 1	DAKTILITAS 2
	(m)	$((Mc/My)/(θc/θy))$	$(θc/θy)$	$(θpc/θy)$
Kolom 2	3.5	0.0007829	1443.285	2163.427
Kolom 3	3.5	0.0007829	1443.285	2163.427
Kolom 4	3.5	0.0008581	1316.905	1973.858
Kolom 5	3.5	0.0008581	1316.905	1973.858
Kolom 6	3.5	0.0028511	396.3374	593.0061
Kolom 7	3.5	0.0028511	396.3374	593.0061
Kolom8	3.5	0.0125971	89.70319	133.0548
Kolom 9	3.5	0.0029236	386.5119	578.2678
Kolom 10	3.5	0.0033558	336.7287	503.593
Kolom 11	3.5	0.0090897	124.3159	184.9739
Kolom12	3.5	0.0090897	124.3159	184.9739
Kolom13	3.5	0.0088982	126.9922	188.9883
Kolom 14	3.5	0.0088982	126.9922	188.9883
Kolom 15	3.5	0.0086322	130.9045	194.8567
Balok 1	7	0.0391862	28.83668	41.75502
Balok 2	7	0.0378673	29.84107	43.2616
Balok 3	7	0.0378673	29.84107	43.2616
Balok 4	7	0.0377404	29.94143	43.41214
Balok 5	7	0.0377404	29.94143	43.41214
Balok 6	7	0.0226267	49.94096	73.41144
Balok 7	7	0.0351329	32.16357	46.74535
Balok 8	7	0.0351329	32.16357	46.74535
Balok 9	7	0.032489	34.78095	50.67143
Balok 10	7	0.032489	34.78095	50.67143
Balok 11	7	0.0299885	37.68107	55.02161
Balok 12	7	0.0299885	37.68107	55.02161
Balok 13	7	0.0591565	19.10186	27.15279
Balok 14	7	0.015512	72.84676	107.7701
Balok 15	7	0.0103517	109.1604	162.2406

Tabel A.49: input parameter Nonlinear (I, E, Ko) Model 4 (20 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME	I	E	Ko
				(kg.m)

	(m)	(m ⁴)	(kg/m ²)	(6.E.I/L)
Kolom 1	4	0.421875000	2835379504	1794263592.4

Tabel A.50: Lanjutan.

LANTAI	PANJANG FRAME	I	E	Ko
	(m)	(m ⁴)	(kg/m ²)	(kg.m) (6.E.I/L)
Kolom 2	3.5	0.421875000	2835379504	2050586962.7
Kolom 3	3.5	0.421875000	2835379504	2050586962.7
Kolom 4	3.5	0.421875000	2835379504	2050586962.7
Kolom 5	3.5	0.421875000	2835379504	2050586962.7
Kolom 6	3.5	0.238008333	2835379504	1156875343.1
Kolom 7	3.5	0.238008333	2835379504	1156875343.1
Kolom8	3.5	0.238008333	2835379504	1156875343.1
Kolom 9	3.5	0.238008333	2835379504	1156875343.1
Kolom 10	3.5	0.238008333	2835379504	1156875343.1
Kolom 11	3.5	0.238008333	2835379504	1156875343.1
Kolom12	3.5	0.238008333	2835379504	1156875343.1
Kolom13	3.5	0.238008333	2835379504	1156875343.1
Kolom 14	3.5	0.238008333	2835379504	1156875343.1
Kolom 15	3.5	0.238008333	2835379504	1156875343.1
Kolom 16	3.5	0.083333333	2835379504	405054214.9
Kolom17	3.5	0.083333333	2835379504	405054214.9
Kolom18	3.5	0.083333333	2835379504	405054214.9
Kolom 19	3.5	0.083333333	2835379504	405054214.9
Kolom 20	3.5	0.083333333	2835379504	405054214.9
Balok 1	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 2	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 3	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 4	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 5	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 6	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 7	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 8	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 9	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 10	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 11	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 12	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 13	7	0.008575000	2835379504	20840039.4

Balok 14	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 15	7	0.008575000	2835379504	20840039.4

Tabel A.51: Lanjutan.

LANTAI	PANJANG FRAME	I	E	Ko
	(m)	(m ⁴)	(kg/m ²)	(kg.m) (6.E.I/L)
Balok 16	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 17	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 18	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 19	7	0.008575000	2835379504	20840039.4
Balok 20	7	0.008575000	2835379504	20840039.4

Tabel A.52: *input* parameter Nonlinear (My, Mc, Mu) Model 4 (20 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME (m)	My = Mmax	Mc	Mu
		(kg.m)	(kg.m) (1,3.My)	(kg.m) (My*5%)
1	4	13545.72	15306.66	765.333
2	3.5	15011.41	16962.89	848.1444
3	3.5	16092.44	18184.45	909.2227
4	3.5	16858.88	19050.53	952.5265
5	3.5	17367.3	19625.05	981.2523
6	3.5	19864.69	22447.1	1122.355
7	3.5	20168.8	22790.75	1139.537
8	3.5	20281.95	22918.61	1145.93
9	3.5	20262.44	22896.56	1144.828
10	3.5	20153.01	22772.9	1138.645
11	3.5	19983.8	22581.69	1129.085
12	3.5	19773.74	22344.32	1117.216
13	3.5	19533.15	22072.46	1103.623
14	3.5	19271.64	21776.95	1088.847
15	3.5	18992.37	21461.38	1073.069
16	3.5	21171.92	23924.27	1196.213
17	3.5	20439.64	23096.79	1154.84
18	3.5	19698.69	22259.52	1112.976
19	3.5	19011.55	21483.05	1074.152
20	3.5	10483.04	11845.83	592.2917
1	7	8214.773	9282.693	464.1347
2	7	8947.775	10110.99	505.5493

3	7	9662.137	10918.22	545.9108
4	7	10171.13	11493.38	574.6688
5	7	10499.41	11864.33	593.2164

Tabel A.52: Lanjutan

LANTAI	PANJANG FRAME	My = Mmax	Mc	Mu
			(kg.m)	(kg.m)
6	7	11979.34	13536.65	676.8327
7	7	12189.07	13773.64	688.6822
8	7	12253.57	13846.54	692.3269
9	7	12238.79	13829.83	691.4915
10	7	12164.86	13746.29	687.3144
11	7	12052.19	13618.97	680.9487
12	7	11913.78	13462.57	673.1287
13	7	11755.07	13283.23	664.1617
14	7	11589.2	13095.79	654.7896
15	7	11385.05	12865.11	643.2553
16	7	12476.93	14098.93	704.9466
17	7	12014.33	13576.19	678.8095
18	7	11937.35	13489.2	674.4602
19	7	11968.2	13524.06	676.203
20	7	6974.369	7881.037	394.0519

Tabel A.53: *input* parameter Nonlinear (θ_y , θ_p , θ_c , θ_{pc} , θ_u , $\mu\theta_c$) Model 4 (20 Lantai)

LANTAI	PANJANG FRAME	θ_y	θ_p	θ_c	θ_{pc}	θ_u	$\mu\theta_c$
	(m)	(My/Ko)		($\theta_p + \theta_y$)		($\theta_{pc} + \theta_c$)	(θ_c/θ_y)
1	4	0.0000075	0.04	0.040008	0.06	0.1000075	5299.394
2	3.5	0.0000073	0.04	0.040007	0.06	0.1000073	5465.077
3	3.5	0.0000078	0.04	0.040008	0.06	0.1000078	5098.02
4	3.5	0.0000082	0.04	0.040008	0.06	0.1000082	4866.299
5	3.5	0.0000085	0.04	0.040008	0.06	0.1000085	4723.87
6	3.5	0.0000172	0.04	0.040017	0.06	0.1000172	2330.511
7	3.5	0.0000174	0.04	0.040017	0.06	0.1000174	2295.386
8	3.5	0.0000175	0.04	0.040018	0.06	0.1000175	2282.586
9	3.5	0.0000175	0.04	0.040018	0.06	0.1000175	2284.782
10	3.5	0.0000174	0.04	0.040017	0.06	0.1000174	2297.184
11	3.5	0.0000173	0.04	0.040017	0.06	0.1000173	2316.627
12	3.5	0.0000171	0.04	0.040017	0.06	0.1000171	2341.226
13	3.5	0.0000169	0.04	0.040017	0.06	0.1000169	2370.05

14	3.5	0.0000167	0.04	0.040017	0.06	0.1000167	2402.198
15	3.5	0.0000164	0.04	0.040016	0.06	0.1000164	2437.506
16	3.5	0.0000523	0.04	0.040052	0.06	0.1000523	766.2669

Tabel A.53: Lanjutan

LANTAI	PANJANG FRAME	θ_y	θ_p	θ_c	θ_{pc}	θ_u	$\mu\theta_c$
	(m)	(My/Ko)		($\theta_p + \theta_y$)			
17	3.5	0.0000505	0.04	0.04005	0.06	0.1000505	793.6836
18	3.5	0.0000486	0.04	0.040049	0.06	0.1000486	823.4996
19	3.5	0.0000469	0.04	0.040047	0.06	0.1000469	853.2277
20	3.5	0.0000259	0.04	0.040026	0.06	0.1000259	1546.56
1	7	0.0003942	0.04	0.040394	0.06	0.1003942	102.4759
2	7	0.0004294	0.04	0.040429	0.06	0.1004294	94.163
3	7	0.0004636	0.04	0.040464	0.06	0.1004636	87.27507
4	7	0.0004881	0.04	0.040488	0.06	0.1004881	82.95763
5	7	0.0005038	0.04	0.040504	0.06	0.1005038	80.39512
6	7	0.0005748	0.04	0.040575	0.06	0.1005748	70.5866
7	7	0.0005849	0.04	0.040585	0.06	0.1005849	69.38929
8	7	0.0005880	0.04	0.040588	0.06	0.100588	69.02927
9	7	0.0005873	0.04	0.040587	0.06	0.1005873	69.11145
10	7	0.0005837	0.04	0.040584	0.06	0.1005837	69.52539
11	7	0.0005783	0.04	0.040578	0.06	0.1005783	70.16599
12	7	0.0005717	0.04	0.040572	0.06	0.1005717	70.96951
13	7	0.0005641	0.04	0.040564	0.06	0.1005641	71.91419
14	7	0.0005561	0.04	0.040556	0.06	0.1005561	72.92919
15	7	0.0005463	0.04	0.040546	0.06	0.1005463	74.21897
16	7	0.0005987	0.04	0.040599	0.06	0.1005987	67.81143
17	7	0.0005765	0.04	0.040577	0.06	0.1005765	70.38396
18	7	0.0005728	0.04	0.040573	0.06	0.1005728	70.83138
19	7	0.0005743	0.04	0.040574	0.06	0.1005743	70.6514
20	7	0.0003347	0.04	0.040335	0.06	0.1003347	120.5236

Tabel A.54: input parameter Nonlinear (r , rKo) Model 4 (20 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME	r	rKo
	(m)	$((Mc - My)/(Ko * (\mu\theta_c - 1) * \theta_y))$	($r * Ko$)
1	4	0.00002454	44023.58
2	3.5	0.00002379	48787.07
3	3.5	0.00002551	52300.42

4	3.5	0.00002672	54791.35
5	3.5	0.00002753	56443.71
6	3.5	0.00005581	64560.26
7	3.5	0.00005666	65548.61

Tabel A.54: Lanjutan

LANTAI	PANJANG FRAME	r	rKo
	(m)	$((Mc - My)/(Ko*(\mu\theta_c - 1)*\theta_y))$	(r * Ko)
8	3.5	0.00005698	65916.34
9	3.5	0.00005692	65852.94
10	3.5	0.00005662	65497.28
11	3.5	0.00005614	64947.34
12	3.5	0.00005555	64264.64
13	3.5	0.00005487	63482.75
14	3.5	0.00005414	62632.82
15	3.5	0.00005336	61725.19
16	3.5	0.00016988	68808.74
17	3.5	0.00016400	66428.83
18	3.5	0.00015805	64020.76
19	3.5	0.00015254	61787.53
20	3.5	0.00008411	34069.88
1	7	0.00128109	26698.01
2	7	0.00139540	29080.27
3	7	0.00150681	31401.95
4	7	0.00158619	33056.17
5	7	0.00163738	34123.07
6	7	0.00186818	38932.86
7	7	0.00190088	39614.46
8	7	0.00191094	39824.11
9	7	0.00190864	39776.06
10	7	0.00189711	39535.79
11	7	0.00187954	39169.61
12	7	0.00185795	38719.79
13	7	0.00183320	38203.99
14	7	0.00180733	37664.89
15	7	0.00177550	37001.41
16	7	0.00194577	40550.03
17	7	0.00187363	39046.56

18	7	0.00186163	38796.38
19	7	0.00186644	38896.63
20	7	0.00108765	22666.7

Tabel A.55: *input* parameter Nonlinear (*Ratio*, dan Daktilitas) Model 4 (20 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME	RATIO	DAKTILITAS 1	DAKTILITAS 2
	(m)	$((M_c/M_y)/(\theta_c/\theta_y))$	(θ_c/θ_y)	(θ_{pc}/θ_y)
1	4	0.000213232	5299.3941	7947.5911
2	3.5	0.000206767	5465.0772	8196.1158
3	3.5	0.000221655	5098.0202	7645.5304
4	3.5	0.000232209	4866.2992	7297.9489
5	3.5	0.000239211	4723.8697	7084.3045
6	3.5	0.000484872	2330.5105	3494.2658
7	3.5	0.000492292	2295.3856	3441.5784
8	3.5	0.000495053	2282.5859	3422.3788
9	3.5	0.000494577	2284.7824	3425.6736
10	3.5	0.000491907	2297.1839	3444.2759
11	3.5	0.000487778	2316.6267	3473.4401
12	3.5	0.000482653	2341.2262	3510.3393
13	3.5	0.000476783	2370.0498	3553.5747
14	3.5	0.000470403	2402.1979	3601.7968
15	3.5	0.000463589	2437.5058	3654.7587
16	3.5	0.001474682	766.26689	1147.9003
17	3.5	0.001423741	793.68364	1189.0255
18	3.5	0.001372192	823.49962	1233.7494
19	3.5	0.001324383	853.22773	1278.3416
20	3.5	0.000730654	1546.5602	2318.3403
1	7	0.011026981	102.47592	152.21387
2	7	0.012000467	94.162999	139.7445
3	7	0.012947569	87.275069	129.4126
4	7	0.013621412	82.957627	122.93644
5	7	0.01405558	80.395117	119.09268
6	7	0.016008704	70.5866	104.3799
7	7	0.016284933	69.389293	102.58394
8	7	0.016369868	69.029267	102.0439
9	7	0.016350401	69.111454	102.16718
10	7	0.016253056	69.525387	102.78808

11	7	0.016104669	70.165989	103.74898
12	7	0.01592233	70.969511	104.95427
13	7	0.015713172	71.91419	106.37128
14	7	0.015494481	72.929191	107.89379
15	7	0.015225219	74.218965	109.82845

Tabel A.55: *input* parameter Nonlinear (*Ratio, Daktilitas*) Model 4 (20 Lantai).

LANTAI	PANJANG FRAME	RATIO	DAKTILITAS 1	DAKTILITAS 2
	(m)	$((M_c/M_y)/(\theta_c/\theta_y))$	(θ_c/θ_y)	(θ_{pc}/θ_y)
16	7	0.016663859	67.811425	100.21714
17	7	0.016054795	70.383959	104.07594
18	7	0.01595338	70.831384	104.74708
19	7	0.015994021	70.651403	104.4771
20	7	0.009375759	120.52358	179.28536

A.11. Langkah-langkah Pengambilan Data Rekaman Gempa melalui website resmi *The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*.

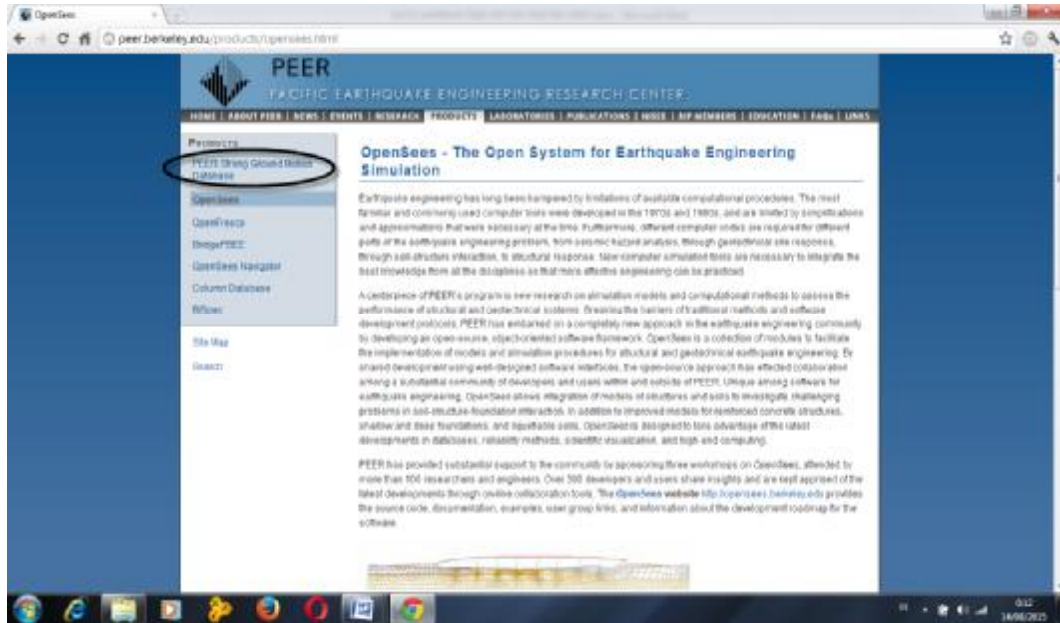
1. Kunjungi website <http://peer.berkeley.edu/>, lalu akan muncul beranda situs tersebut seperti pada gambar dibawah ini.



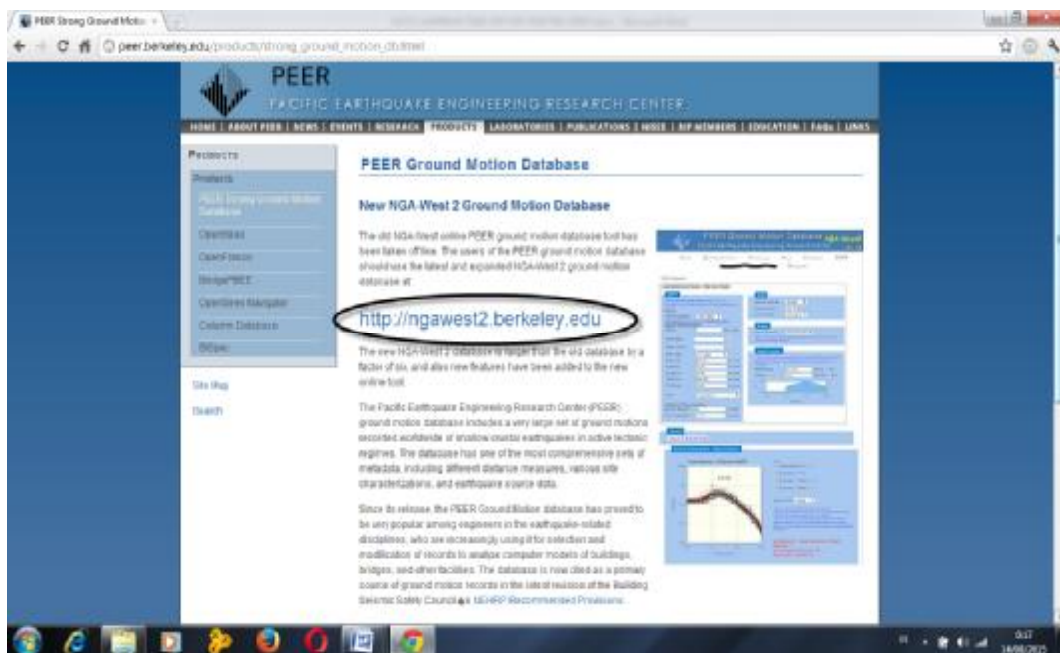
2. Lalu klik “PRODUCTS” pada *menu bar* yang terdapat pada bagian atas halaman beranda.



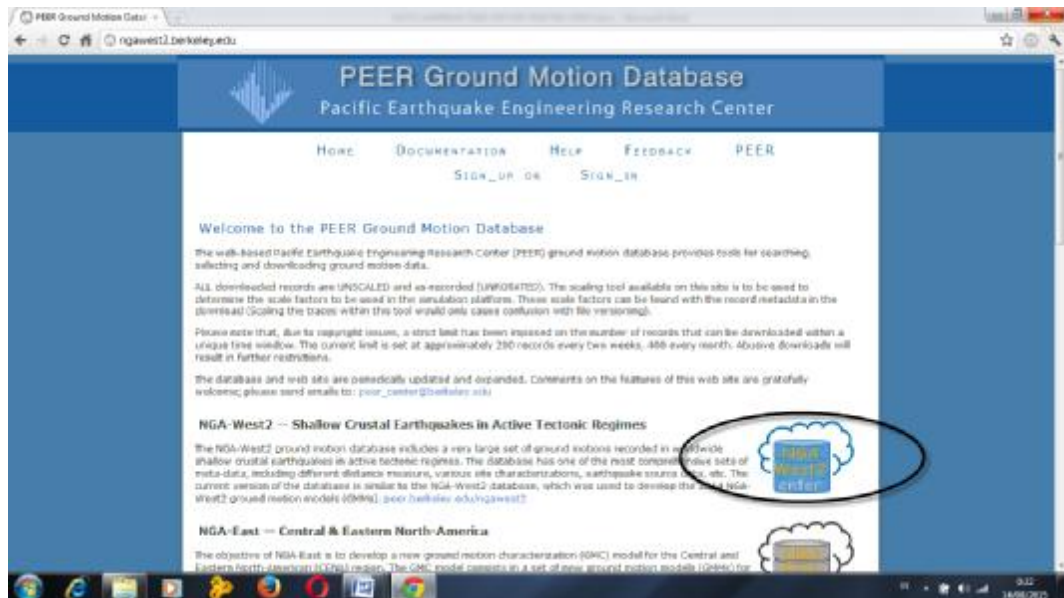
3. Selanjutnya akan muncul tampilan halaman seperti pada gambar dibawah, lalu pada *menu bar* sebelah kiri halaman klik “*PEER Strong Ground Motion Database*”.



4. Selanjutnya akan muncul halaman “*PEER Ground Motion Database*” seperti gambar dibawah ini, lalu klik <http://ngawest2.berkeley.edu/>.



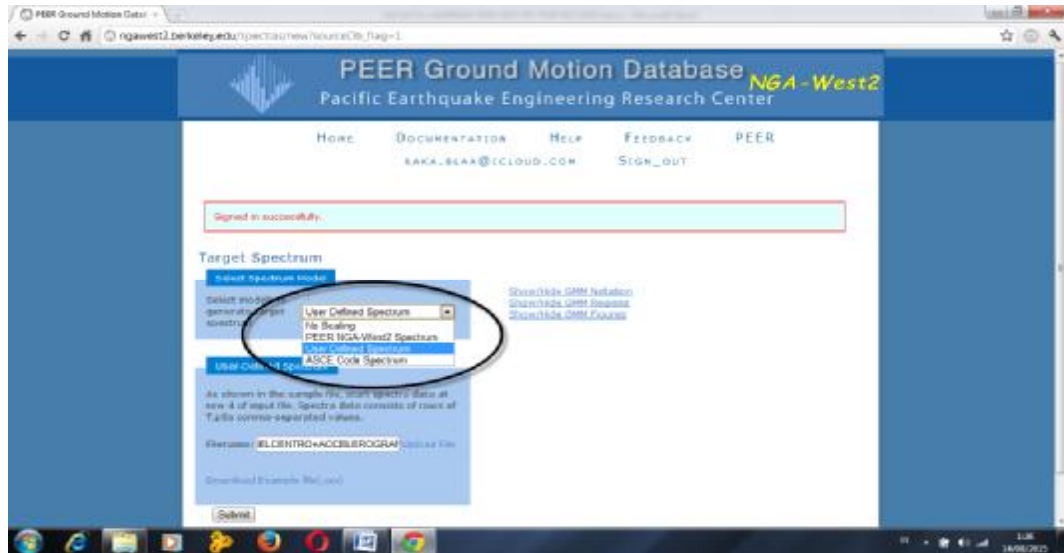
5. Kemudian pada halaman yang muncul selanjutnya, klik “NGA WEST2 enter”.



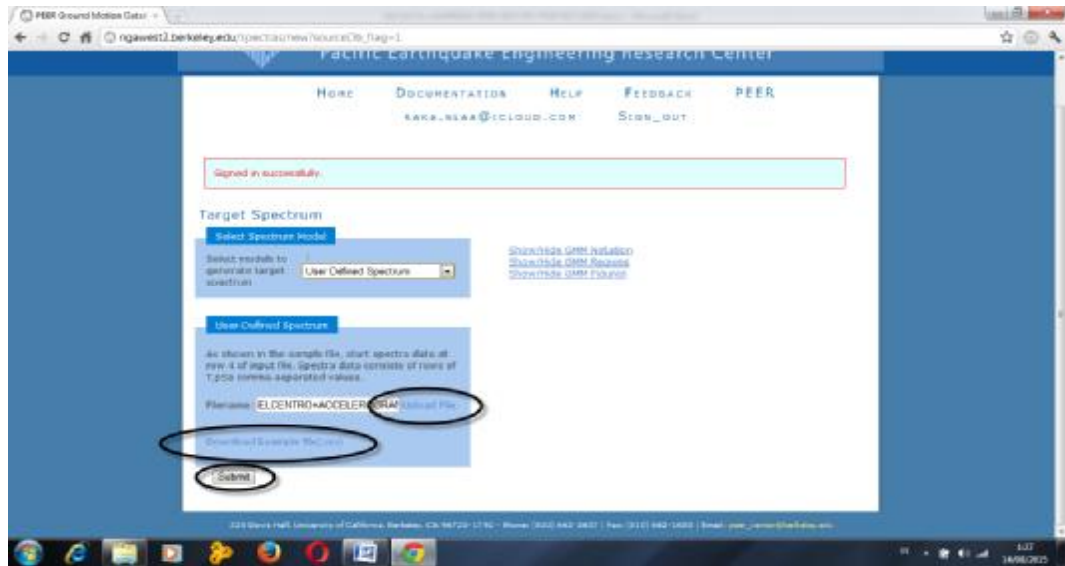
6. Selanjutnya diminta untuk *sign in* bagi pengguna yang sudah memiliki akun sebelumnya. Atau jika tidak, pilih *sign up* untuk membuat akun terlebih dahulu.



7. Langkah selanjutnya adalah memilih model spektra yang akan digunakan. Dalam hal ini yang dipilih adalah “*User Define Spectrum*” agar nantinya data gempa yang diperoleh dapat disesuaikan dengan data gempa rencana hasil dari perhitungan Respon Spektrum berdasarkan SNI 1726:2012.



8. Langkah selanjutnya diminta untuk mengupload tabel data respon spektrum dari gempa rencana (karena pada langkah sebelumnya dipilih model spektrum adalah *User Define Spectrum*). Format respon spektrum harus disesuaikan dengan format yang diminta, format tersebut dapat didownload pada link yang telah disediakan yaitu “*Download Example file (.csv)*”. Selanjutnya klik “*Submit*”.



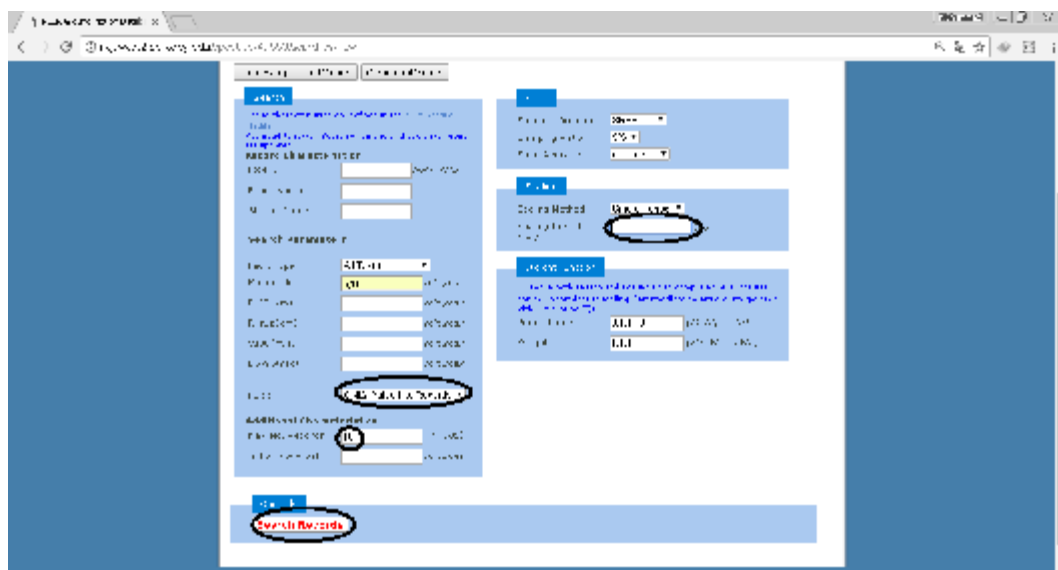
9. Pada halaman selanjutnya ditampilkan grafik *Target Spectrum* seperti pada gambar berikut. Selanjutnya klik “*Search Record*”.



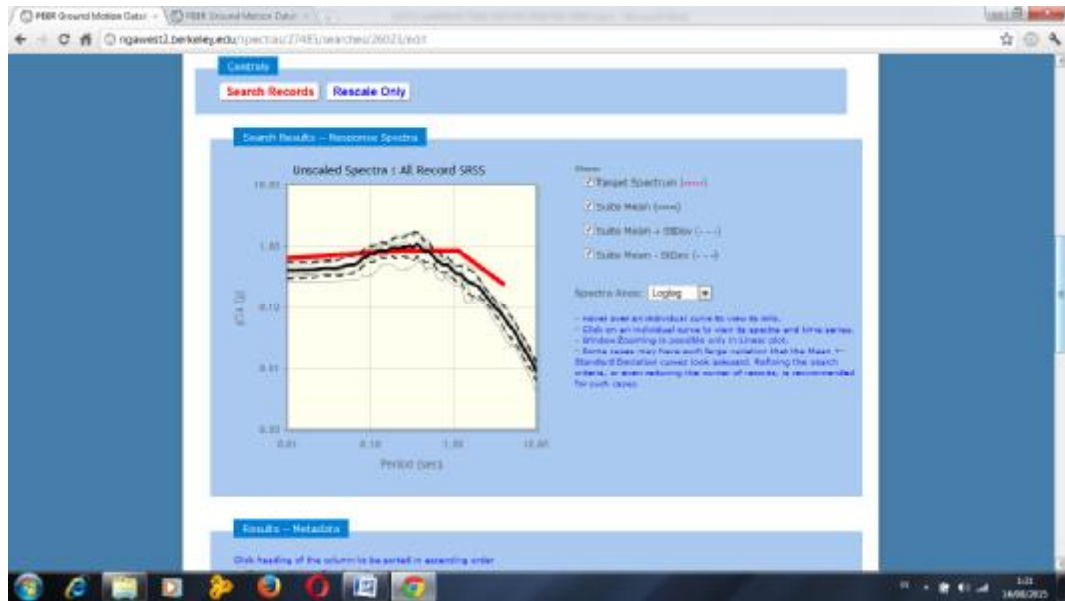
10. Selanjutnya adalah menentukan parameter-parameter yang berhubungan dengan data gempa yang akan diambil. Dalam hal ini, parameter yang ditentukan adalah sebagai berikut:
- *Magnitude* : 5,10 (untuk gempa dengan *Magnitude* antara 5-10 SR)
 - *Pulse* : *ONLY Pulse-like Records* (untuk mengambil data gempa dekat saja/gempa dengan *pulse*)

- Scaling Priod Method (sec) : Untuk menskalakan data rekaman gempa menurut perioda alami struktur (jumlah data rekaman gempa yang akan diambil menurut keempat permodelan).
- Max No. Records : 10 untuk masing-masing data yang diambil jenis *pulse* dengan gempa periode ulang 475 tahun dan 2475 tahun (jumlah data rekaman gempa yang akan diambil).

Sehingga jumlah data rekaman gempa yang diambil adalah 10 rekaman untuk pulse dengan gempa periode ulang 475 tahun dan 10 rekaman untuk pulse dengan gempa periode ulang 2500 tahun dan berjumlah total 20 data rekaman gempa. Selanjutnya klik ”*Search Records*”.



11. Selanjutnya akan ditampilkan data rekaman gempa untuk masing-masing jenis *pulse* yang sesuai dengan parameter yang telah ditentukan pada langkah sebelumnya. Lalu klik “*Download Time Series Records (metadata+spectra+traces)*” untuk mendownload data rekaman gempa tersebut.



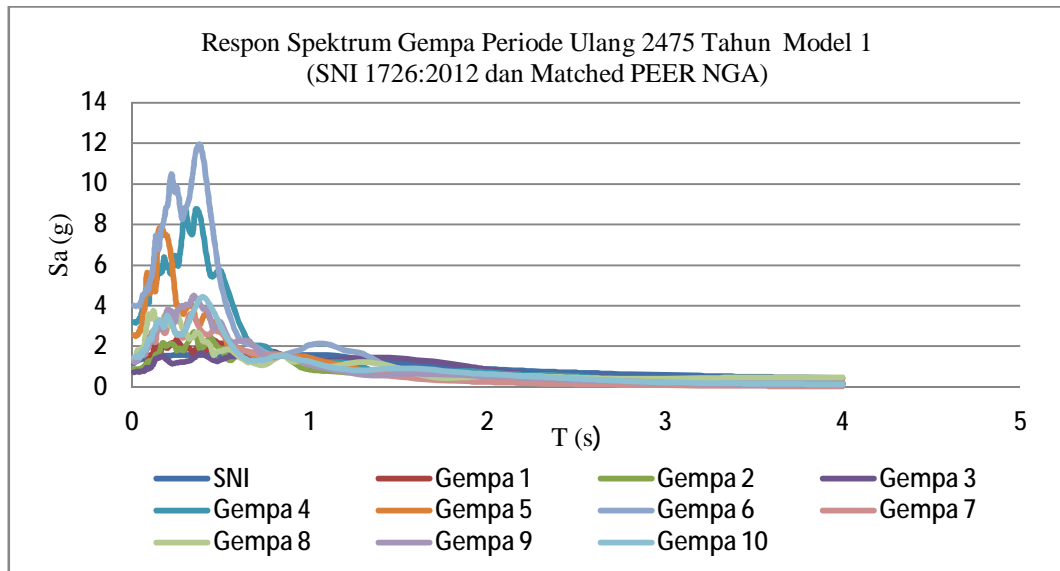
ID	Epoch	Sec. #	Factor	MS	MS	MS	MS	MS	MS	MS
1	1994	812	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499
2	1994	812	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499
3	1994	812	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499
4	1994	812	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499
5	1994	812	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499
6	1994	812	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499
7	1994	812	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499
8	1994	812	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499
9	1994	812	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499
10	1994	812	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499	0.1499

File yang didownload berupa format (.rar), yang berisi 10 data gempa untuk masing-masing jenis *pulse* dan telah sesuai dengan parameter yang telah ditentukan. Setiap data rekaman gempa, terdiri dari 2 data gempa horizontal dan 1 data gempa vertikal yang berguna untuk analisis data dengan Metode Respon Riwayat Waktu (*Time History*) untuk Metode Dinamik Nonlinear. Dalam Tugas Akhir ini gempa horizontal 2 tidak digunakan dalam analisa karena nilai sama dengan gempa horizontal 1 dan untuk gempa vertikal tidak digunakan dalam analisa karena data relatif sangat kecil (atau dianggap sama dengan 0).

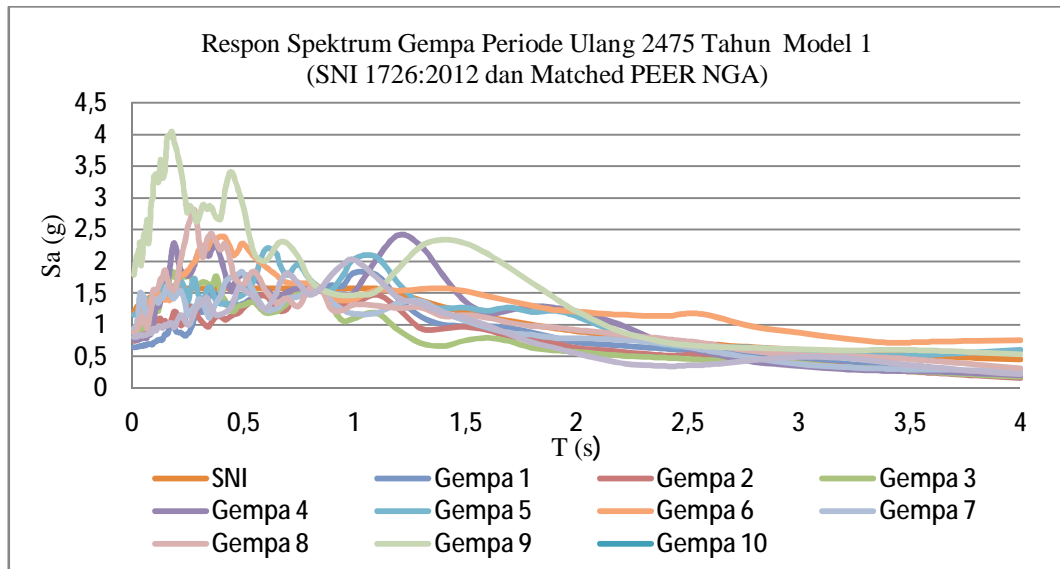
Respon Spektrum (SNI 1726:2012 dan PEER NGA)

1. Model 1

- Gempa Periode Ulang 2475 Tahun Nopulse

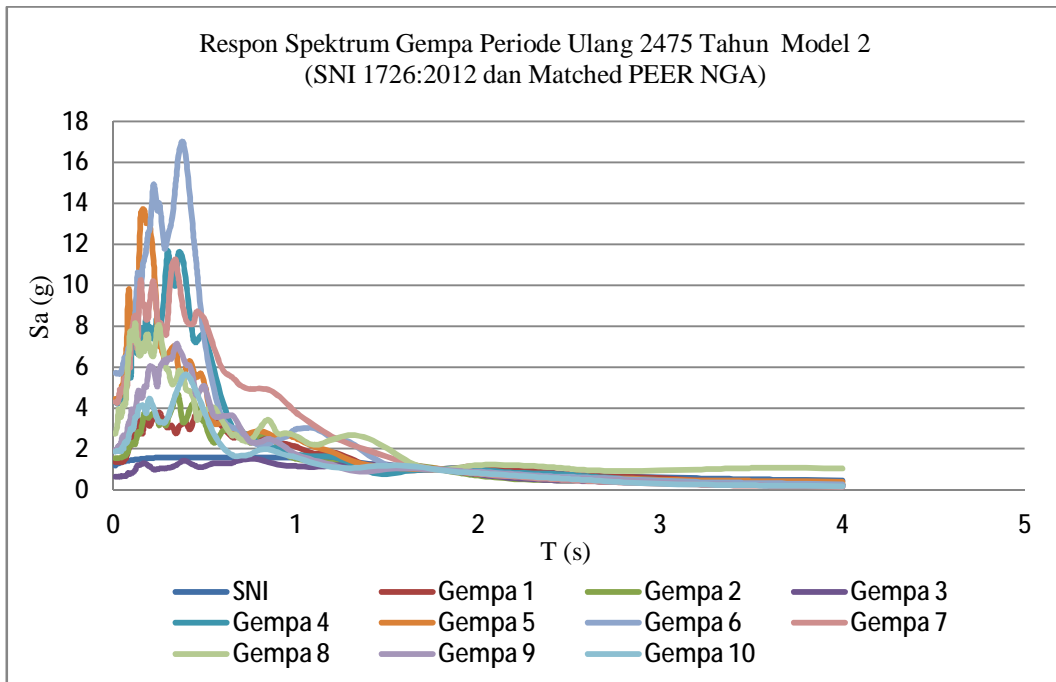


- Gempa Periode Ulang 2475 Tahun Pulse

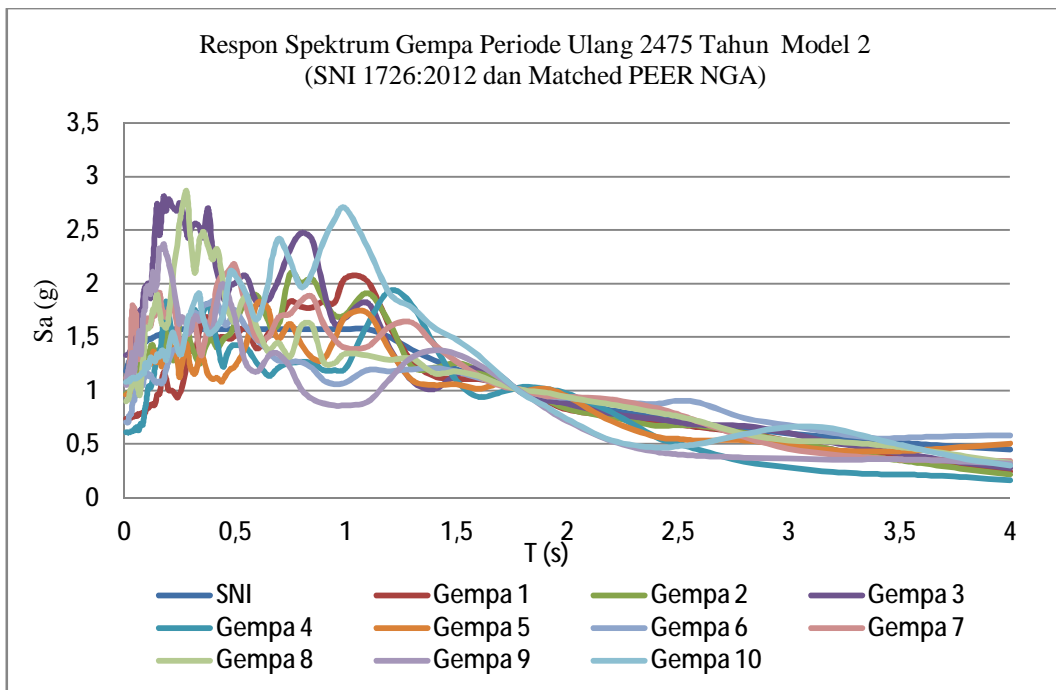


2. Model 2

- Gempa Periode Ulang 2475 Tahun Nopulse

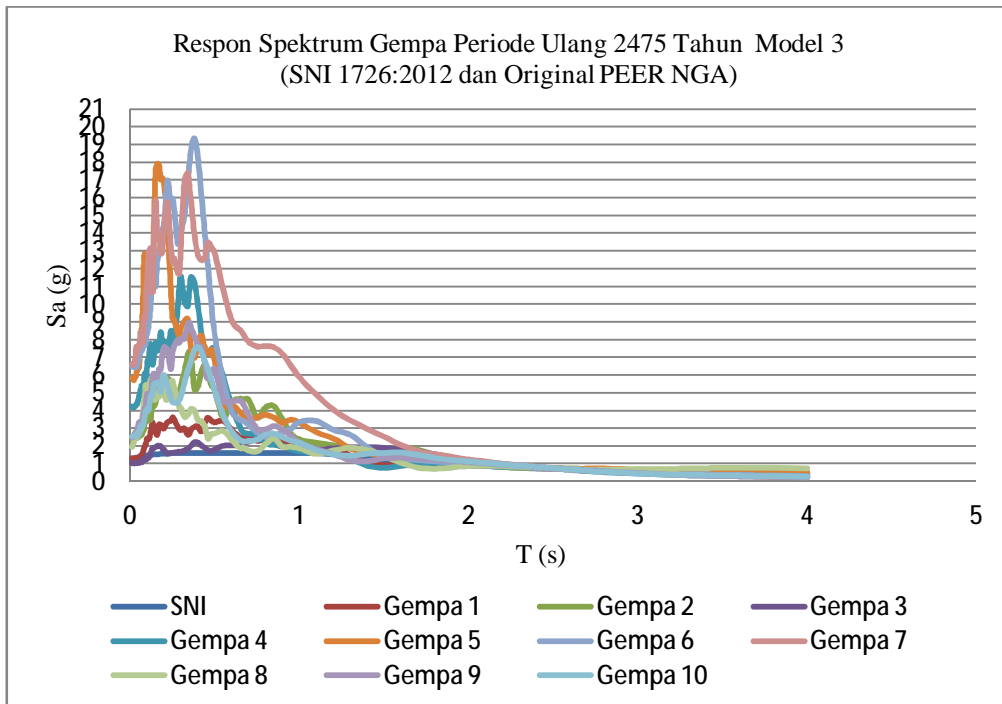


- Gempa Periode Ulang 2475 Tahun Pulse

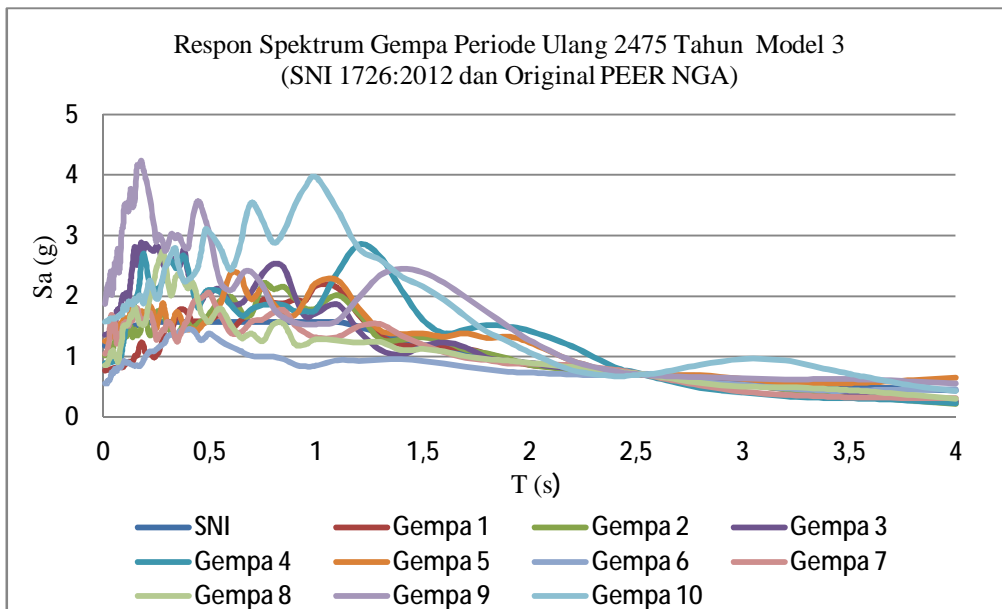


3. Model 3

- Gempa Periode Ulang 2475 Tahun Nopulse

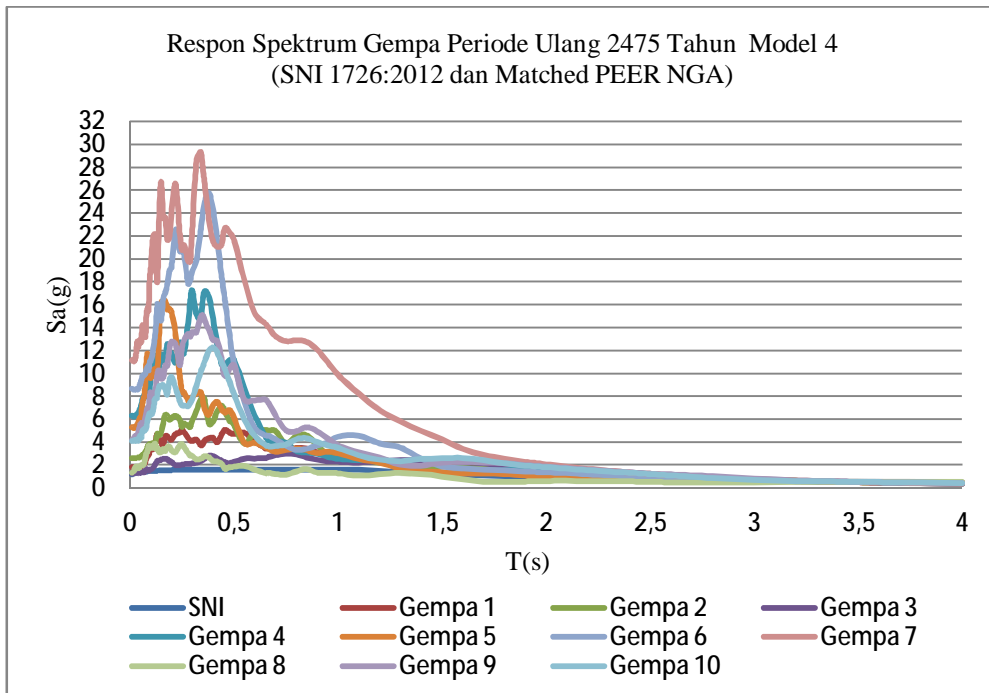


- Gempa Periode Ulang 2475 Tahun Pulse

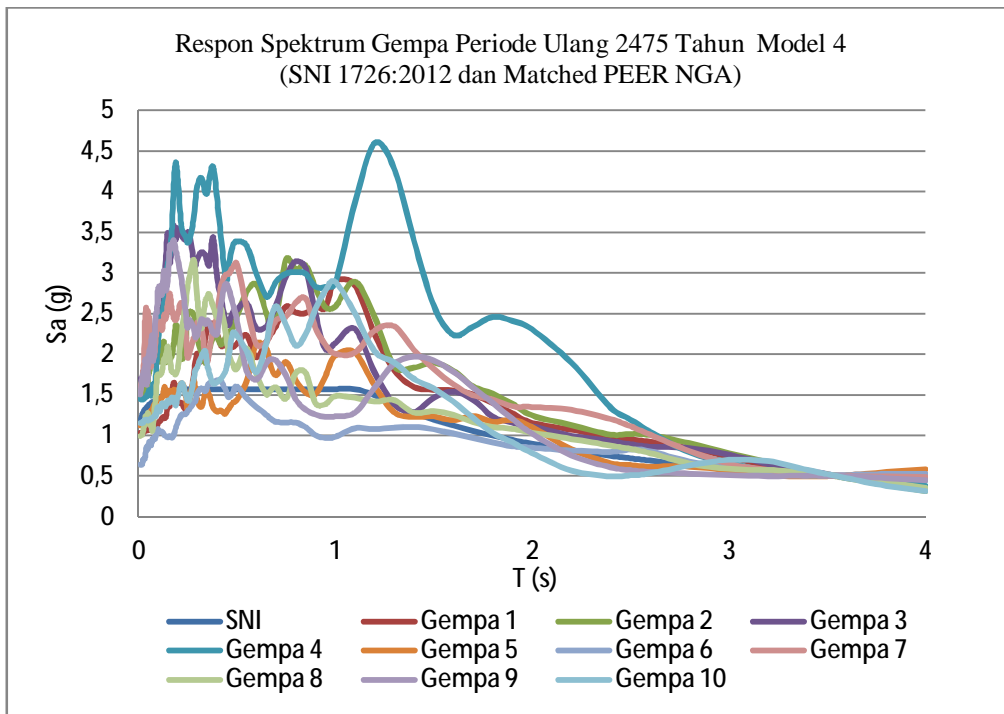


4. Model 4

- Gempa Periode Ulang 2475 Tahun Nopulse

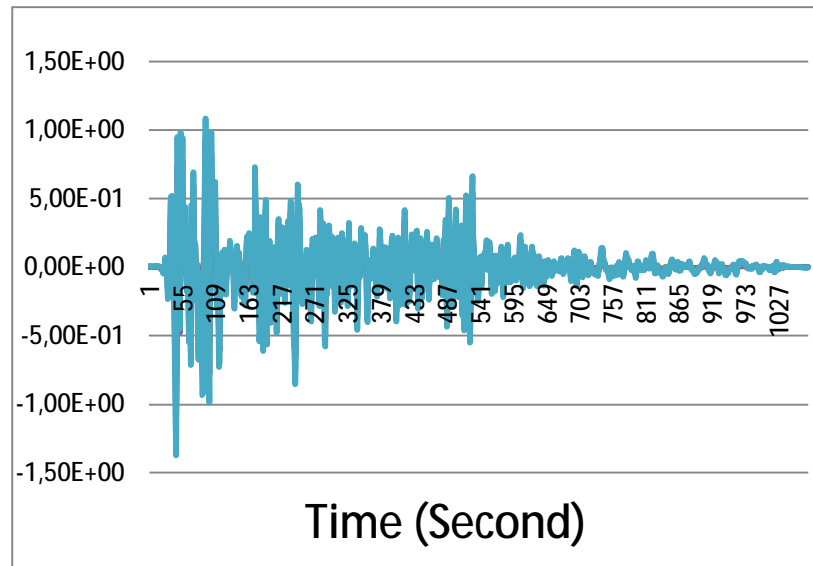


- Gempa Periode Ulang 2475 Tahun Pulse

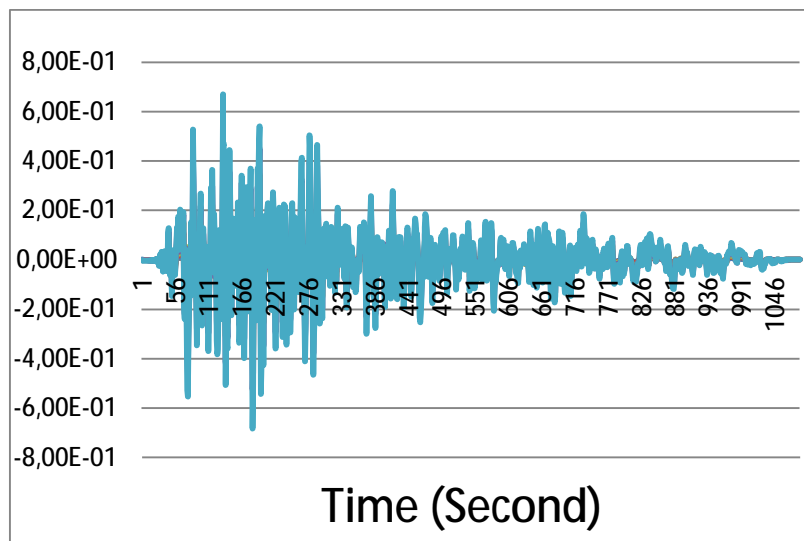


**Data Rekaman Gempa Riwayat Waktu Dengan Gempa Tunggal (*PEER*
NGA)**

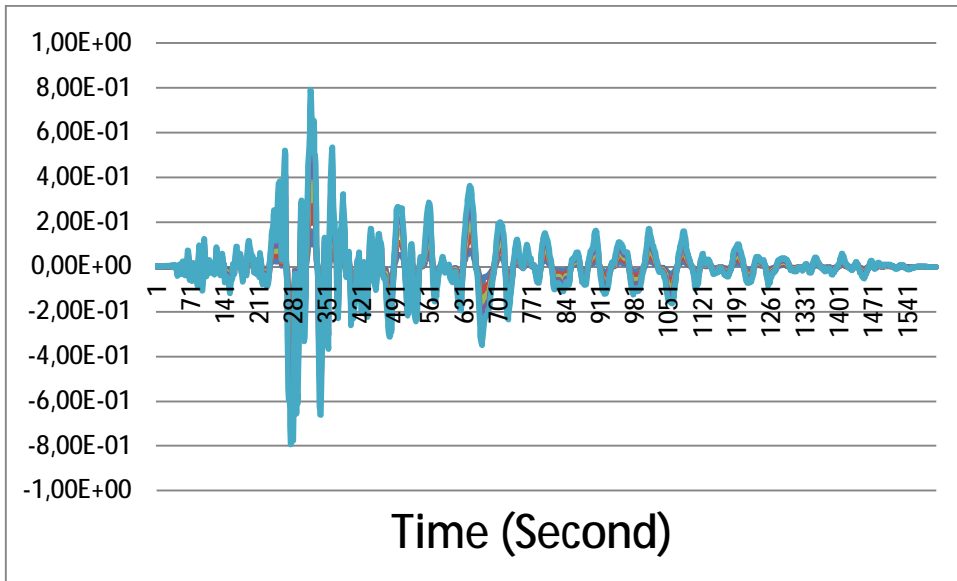
1. Gempa 1



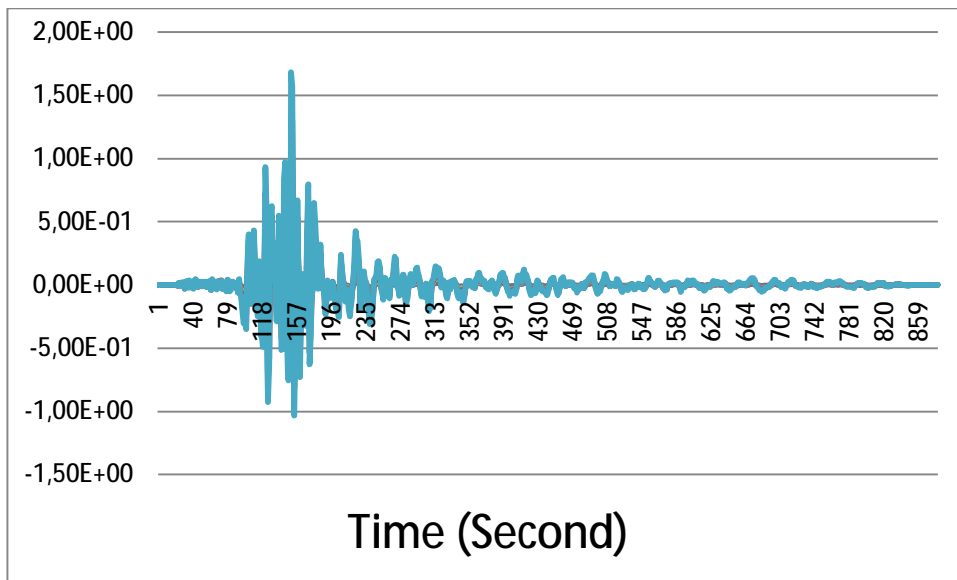
2. Gempa 2



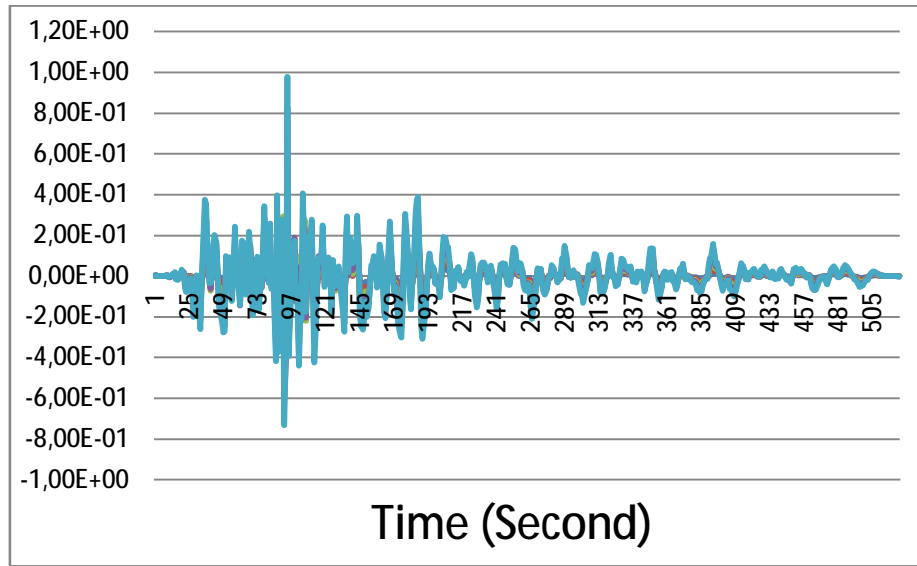
3. Gempa 3



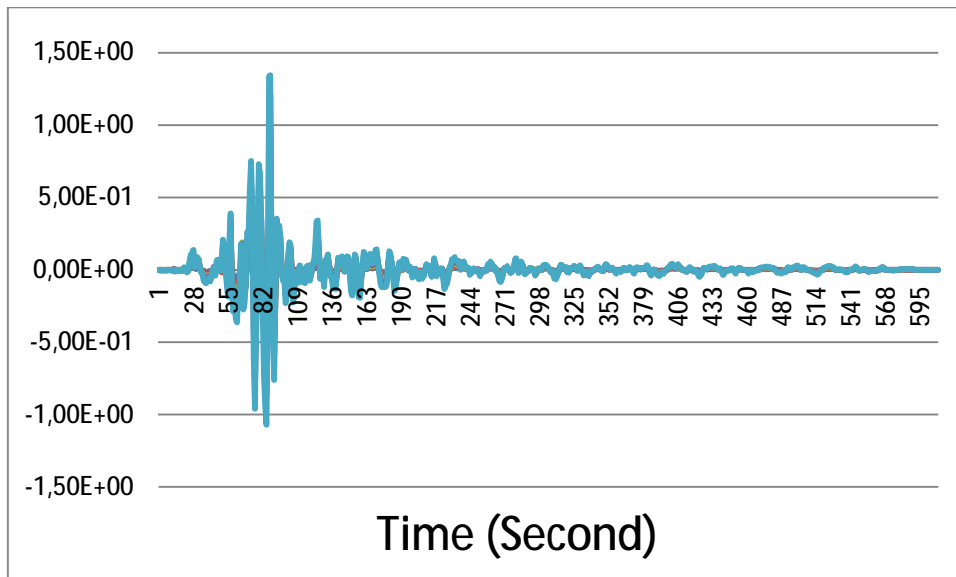
4. Gempa 4



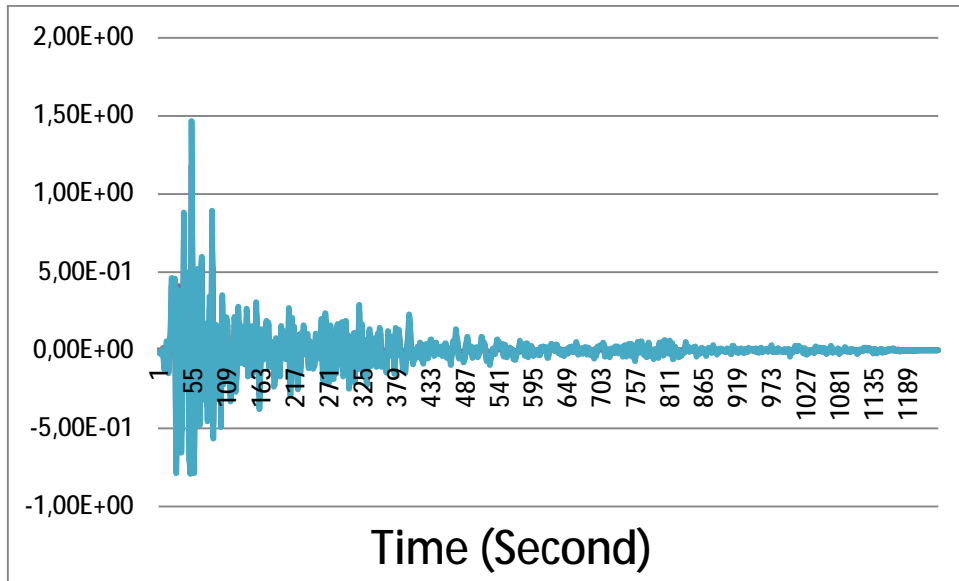
5. Gempa 5



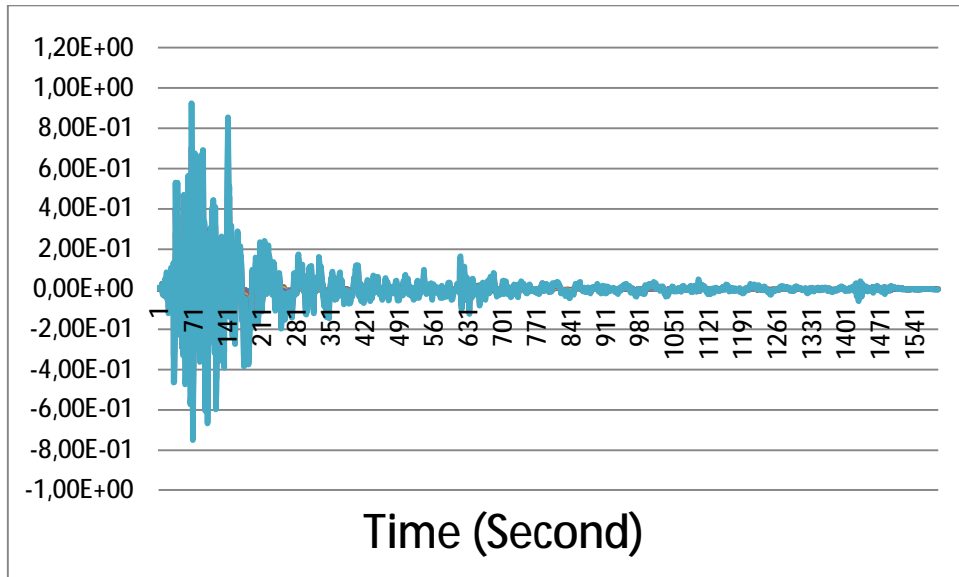
6. Gempa 6



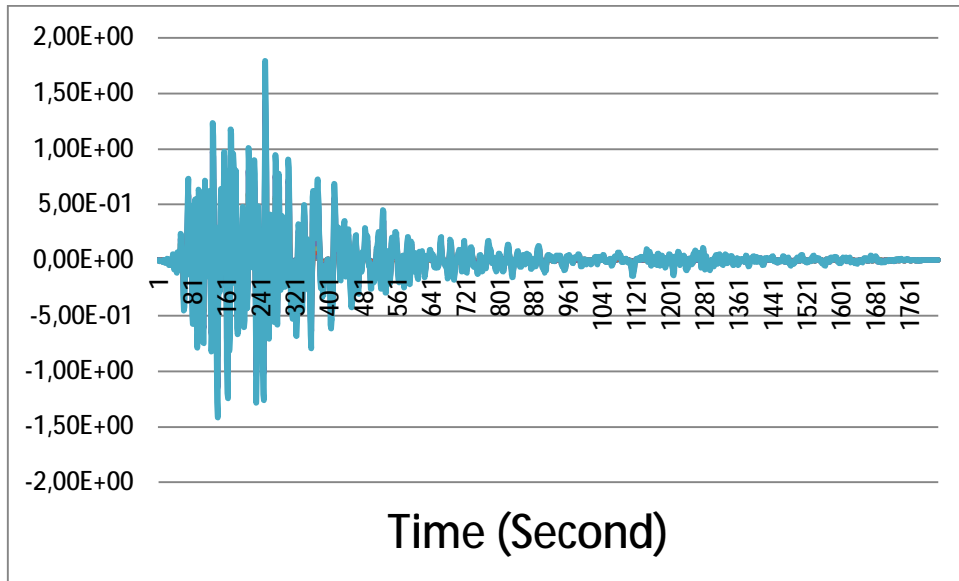
7. Gempa 7



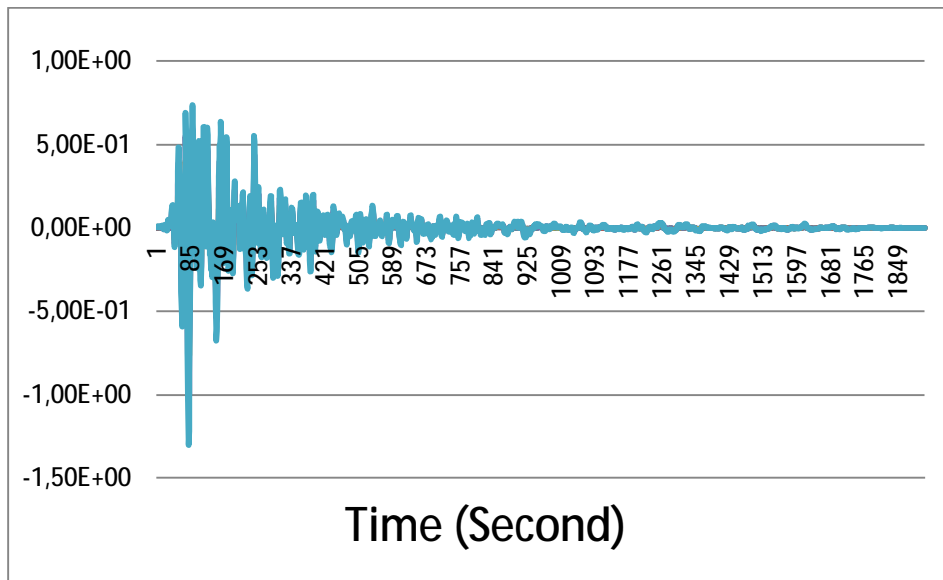
8. Gempa 8



9. Gempa 9

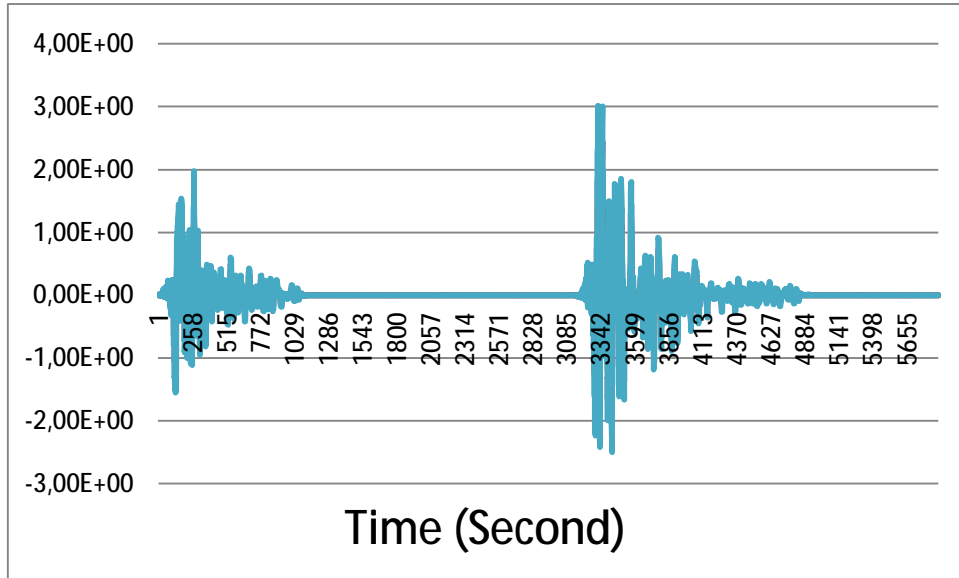


10. Gempa 10

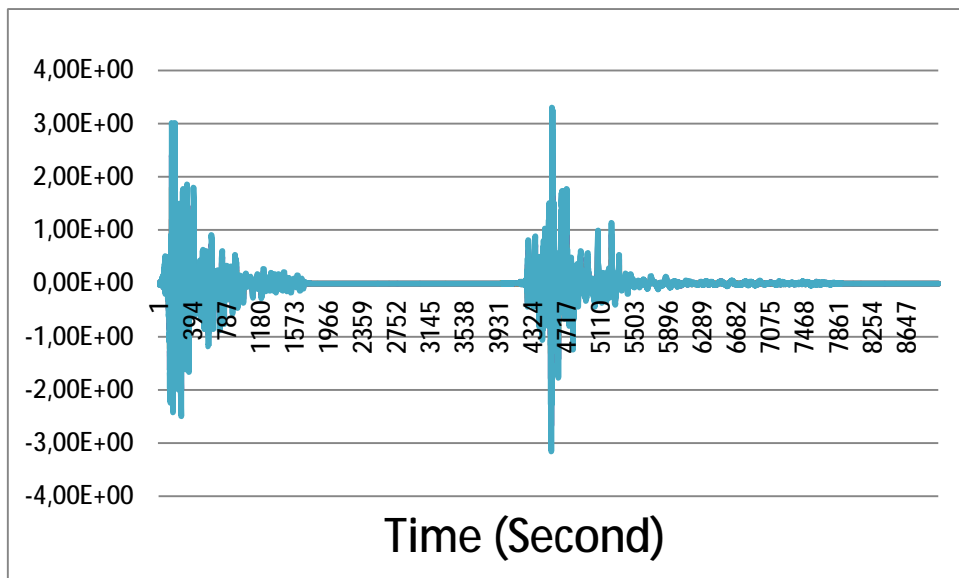


**Data Rekaman Gempa Riwayat Waktu Dengan Gempa Berulang 2 (PEER
NGA)**

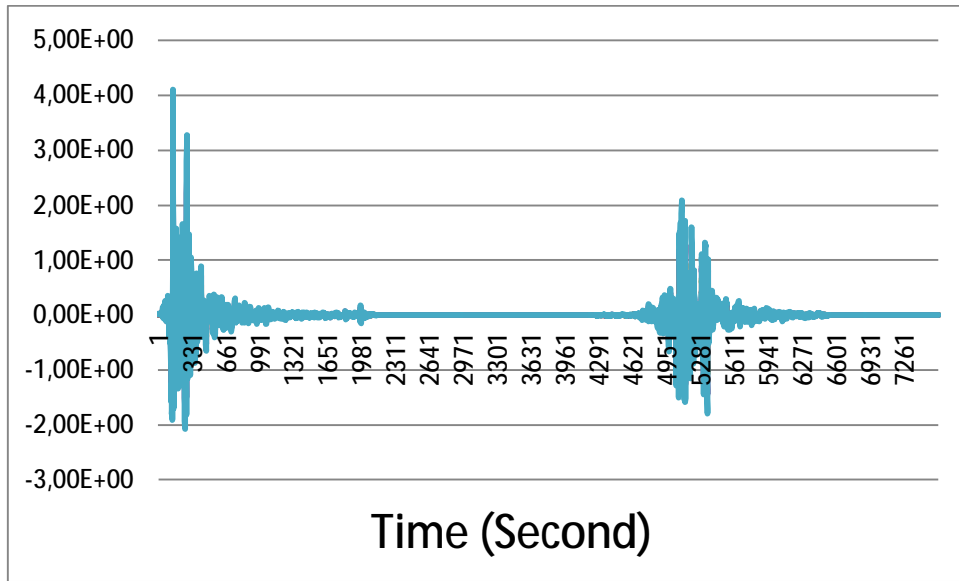
Kombinasi 1



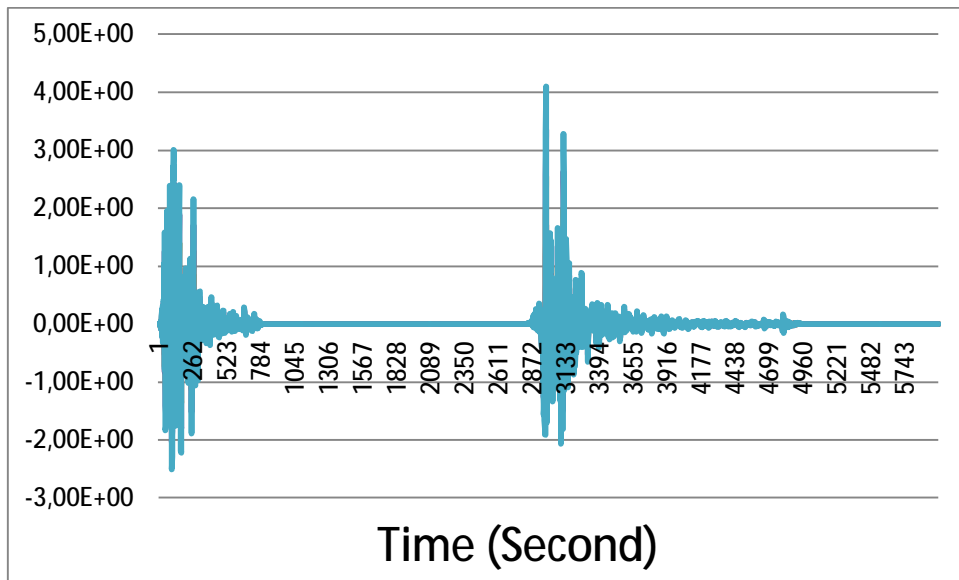
Kombinasi 2



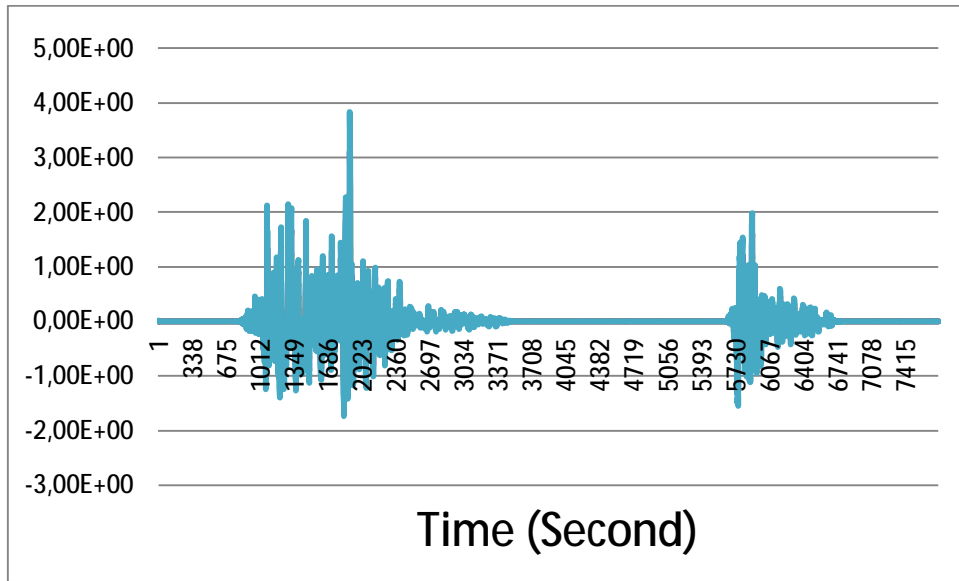
Kombinasi 3



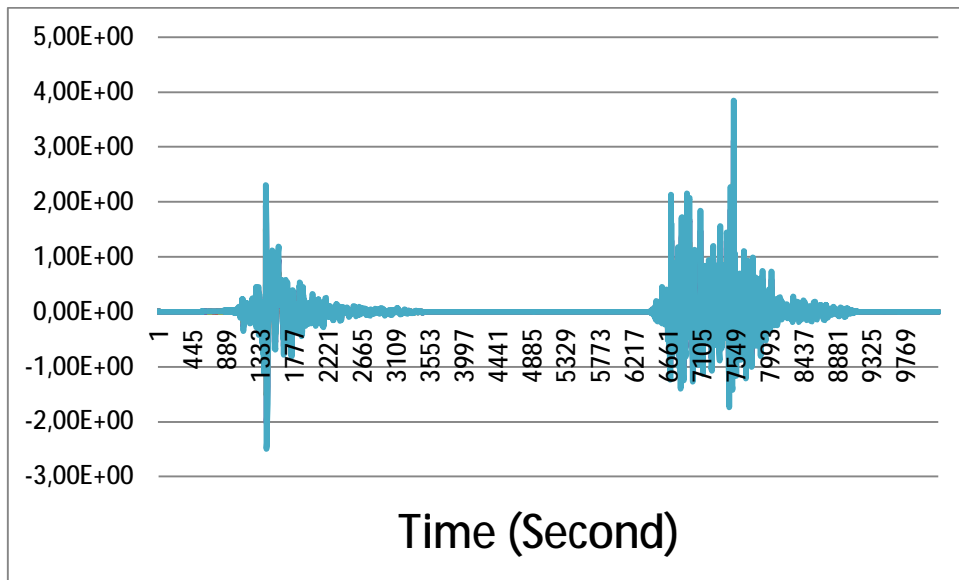
Kombinasi 4



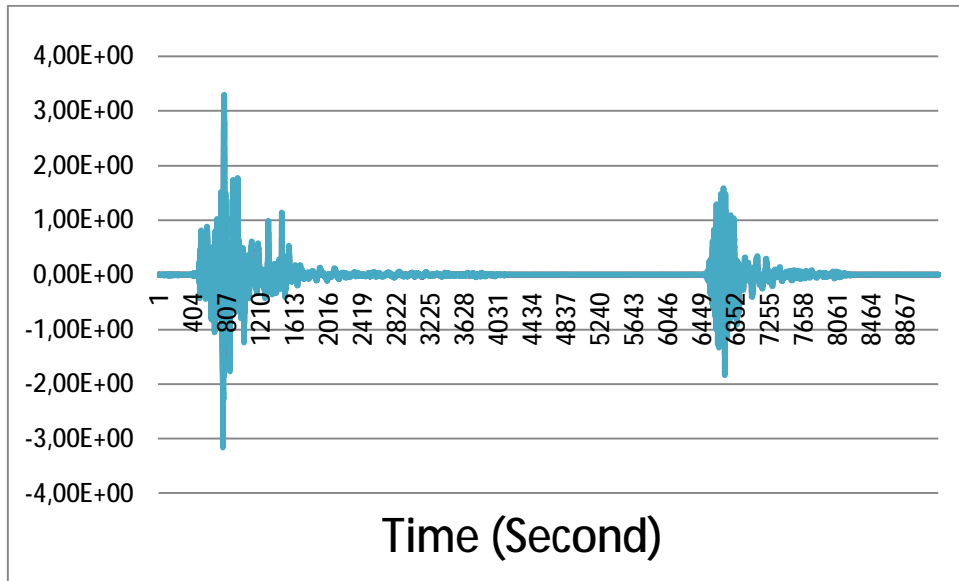
Kombinasi 5



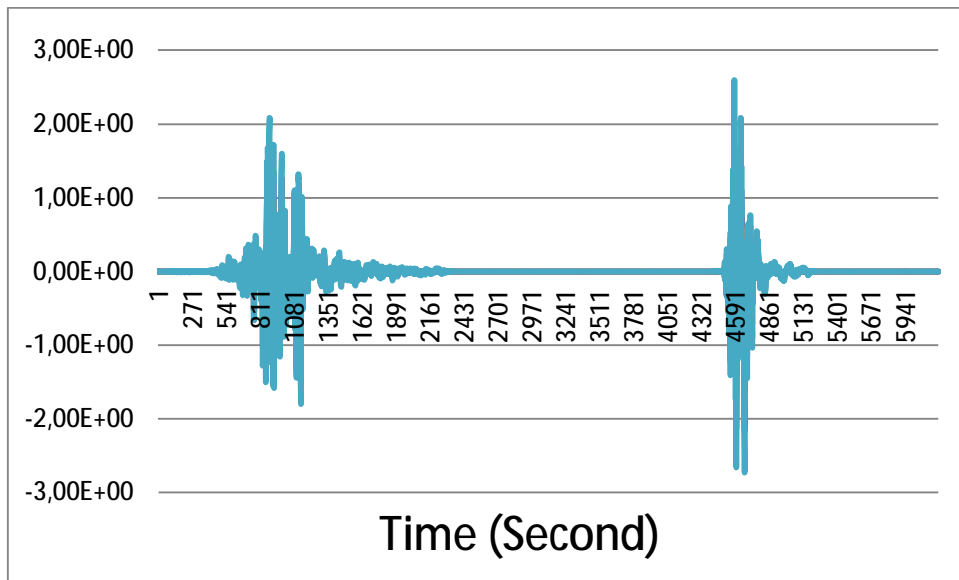
Kombinasi 6



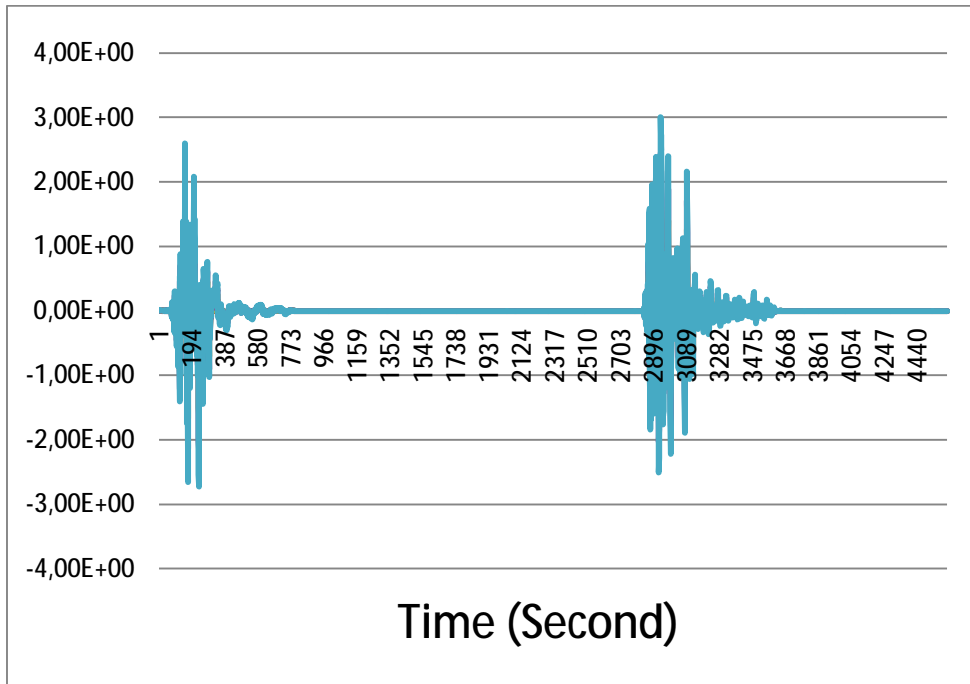
Kombinasi 7



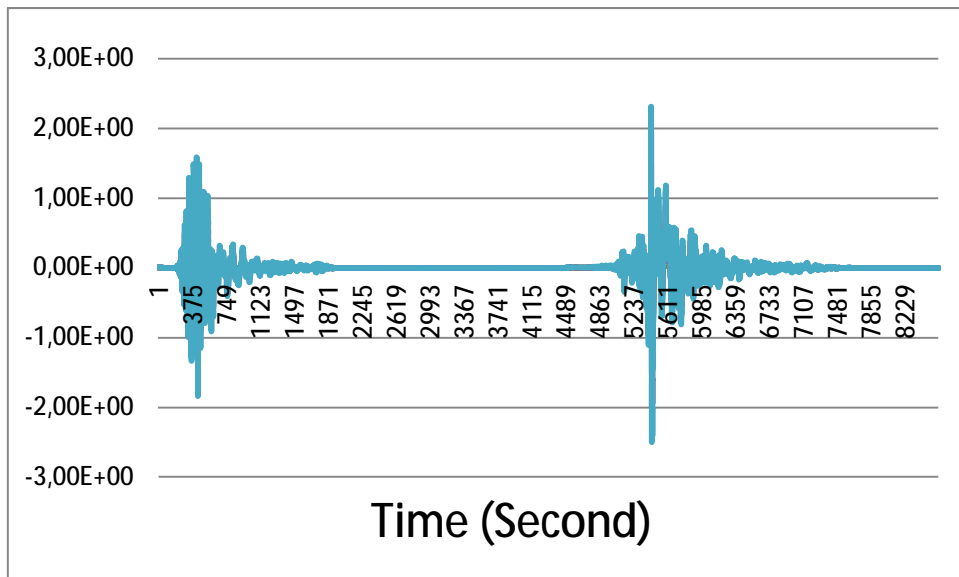
Kombinasi 8



Kombinasi 9

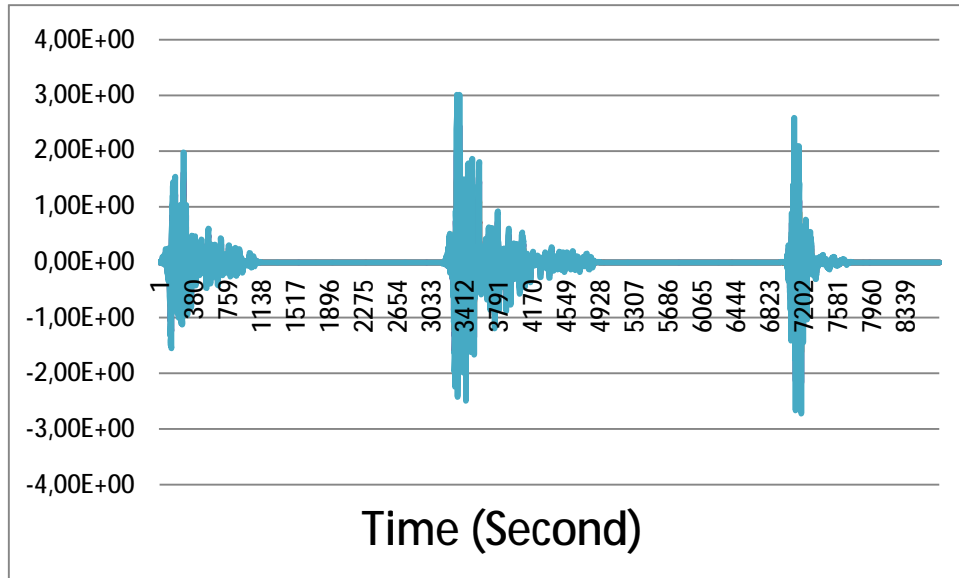


Kombinasi 10

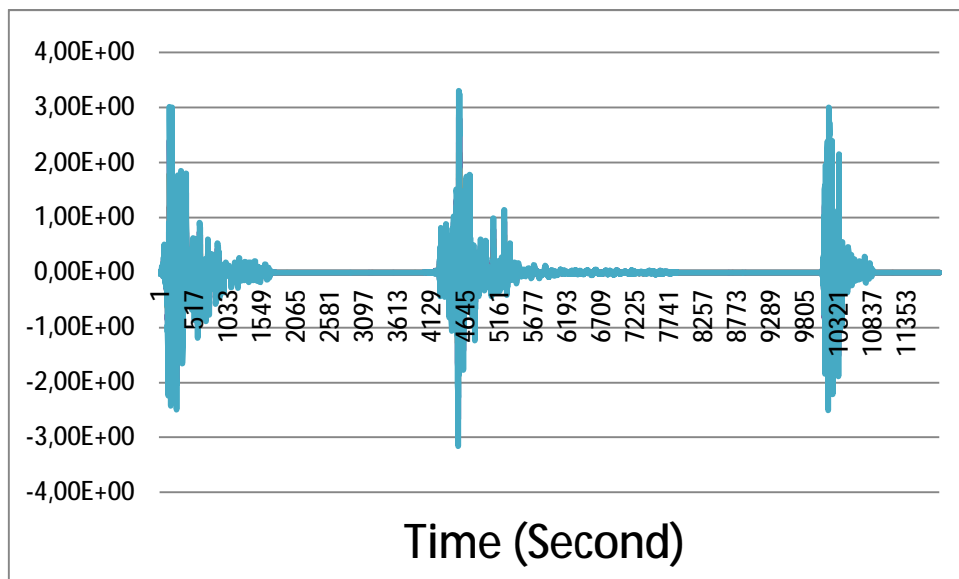


**Data Rekaman Gempa Riwayat Waktu Dengan Gempa Berulang 3 (PEER
NGA)**

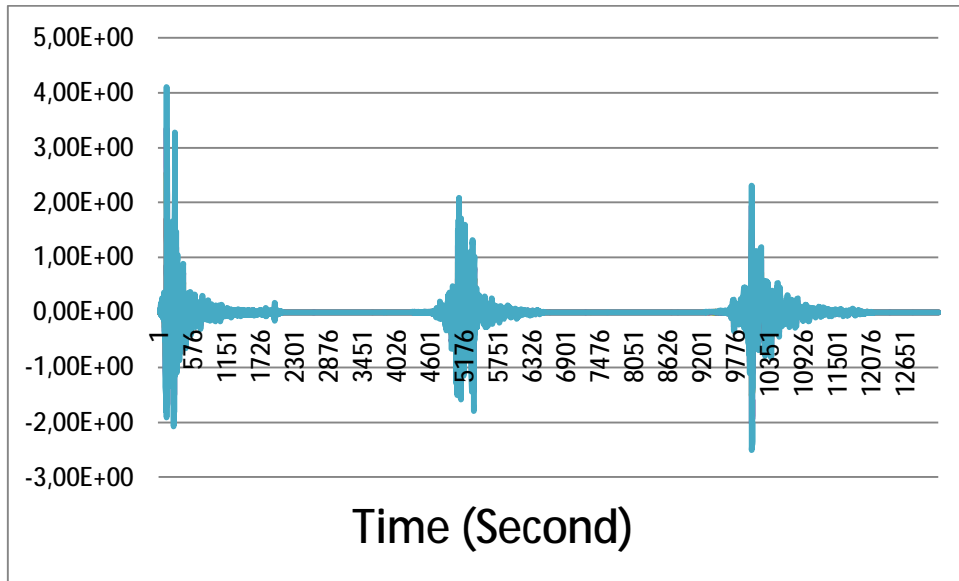
Kombinasi 1



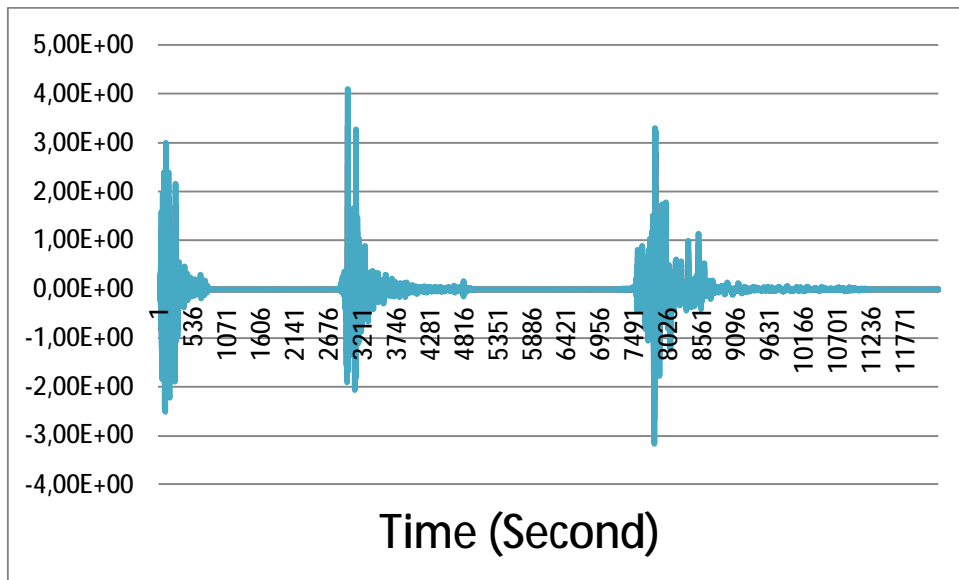
Kombinasi 2



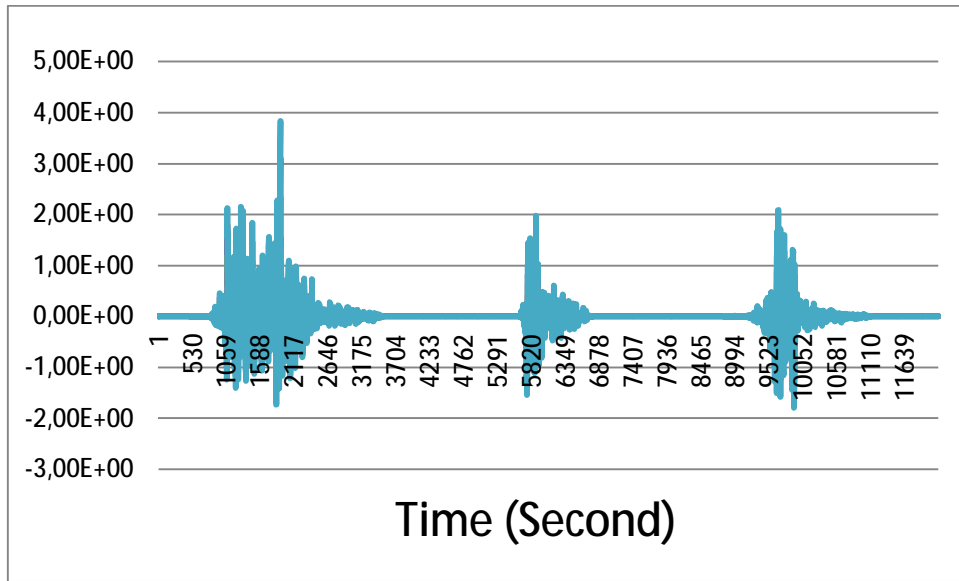
Kombinasi 3



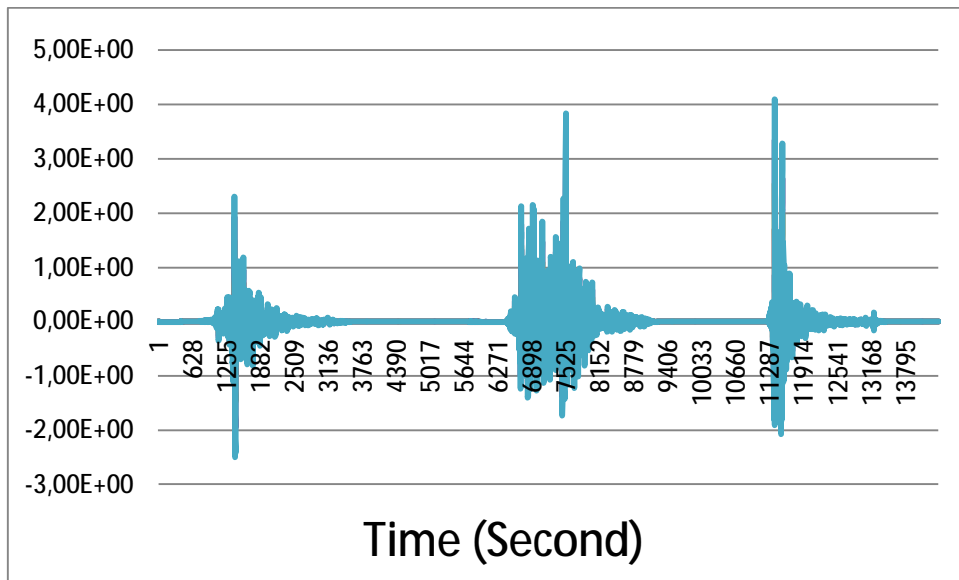
Kombinasi 4



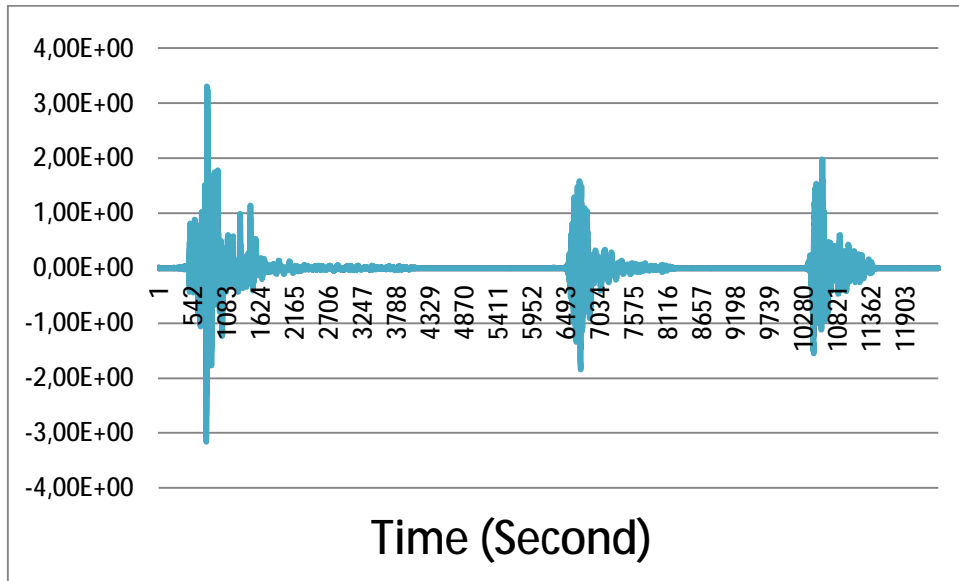
Kombinasi 5



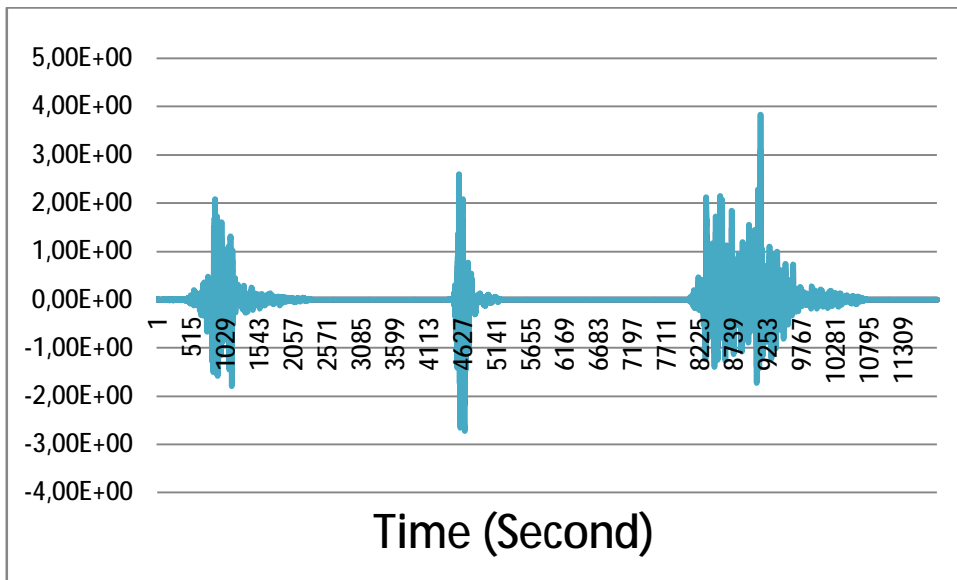
Kombinasi 6



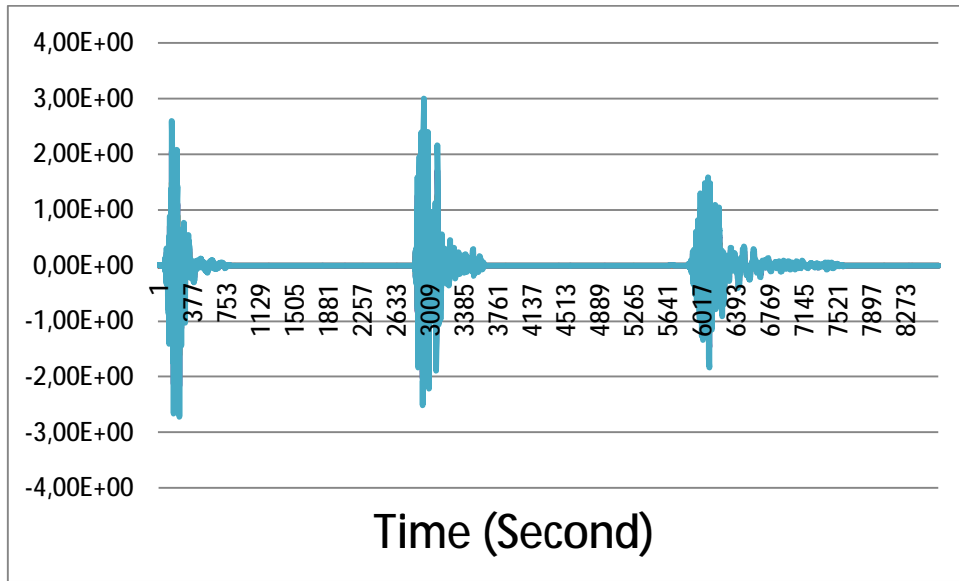
Kombinasi 7



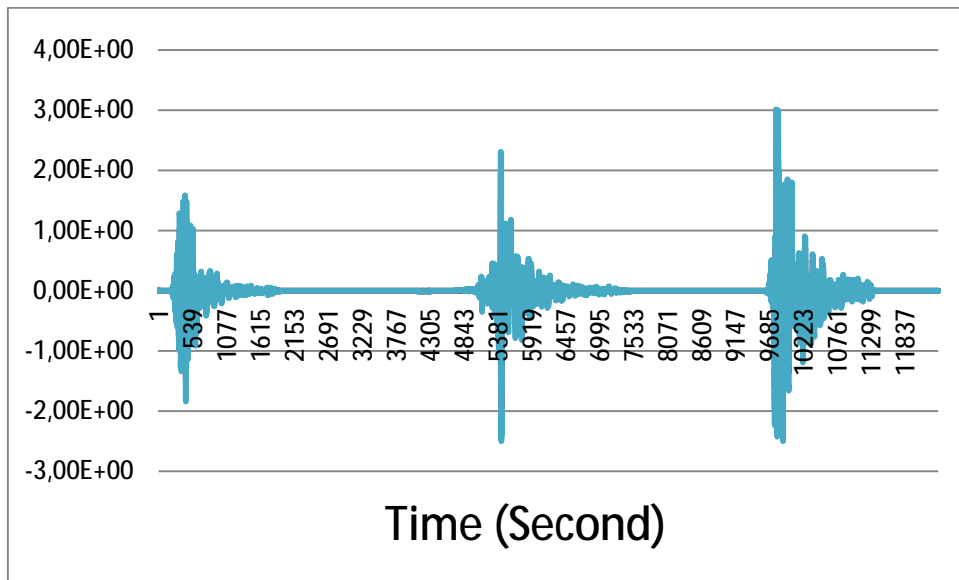
Komninsi 8



Kombinasi 9



Kombinasi 10



DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Muhammad Taruna
Panggilan : Taruna
Tempat, Tanggal Lahir : Tanjung Pura, 07 Agustus 1995
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat : Desa Paya Perupuk Kec. Tanjung Pura, Kab.
Langkat, Prov. Sumatera Utara
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Lelen Suhairy
Ibu : Fatmah Ruzhan
No.HP : 082365665762
E-Mail : muhammadtaruna7@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Pokok Mahasiswa : 1307210248
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri BA. No. 3 Medan 20238

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun Kelulusan
1	SD	SDN 056022 Paya Perupuk	2007
2	SMP	MTsN Tanjung Pura	2010
3	SMA	MAN 2 Tanjung Pura	2013
4	Melanjutkan kuliah di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2013 sampai selesai.		