

TUGAS AKHIR

**ESTIMASI KURVA KERUNTUHAN STRUKTUR SRPM
BETON BERTULANG AKIBAT GEMPA DEKAT
MENGANDUNG *FLING***

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

Disusun Oleh:

RIZKY JUANDA
1507210042



UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2019

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Rizky Juanda

NPM : 1507210042

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Estimasi Kurva Keruntuhan Struktur SRPM Beton Bertulang
Akibat Gempa Dekat Mengandung *Fling*

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, 11 September 2019

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji



Dr. Ade Faisal, ST, MSc.

Dosen Pembimbing I / Penguji



Tondi Amirsyah Putera P, ST, MT.

Dosen Pembimbing II / Penguji



Mizanuddin Sitompul, ST, MT.

Dosen Pembimbing II / Penguji



Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc.

Program Studi Teknik Sipil
Ketua



Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc.

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Rizky Juanda

Tempat /Tanggal Lahir : Rantau Kuala Simpang/15 Agustus 1996

NPM : 1507210042

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Estimasi Kurva Keruntuhan Struktur SRPM Beton Bertulang Akibat Gempa Dekat Mengandung *Fling*”.

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, 11 September 2019

Saya yang menyatakan



Rizky Juanda

ABSTRAK

ESTIMASI KURVA KERUNTUHAN STRUKTUR SRPM BETON BERTULANG AKIBAT GEMPA DEKAT MENGANDUNG *FLING* (STUDI LITERATUR)

Rizky Juanda

1507210042

Dr. Ade Faisal, ST, MSc.

Mizanuddin Sitompul, 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 khususnya Indonesia yang merupakan wilayah rawan gempa, sehingga bangunan bertingkat dapat mengalami kehancuran baik dalam kategori ringan, kecil, sedang, parah bahkan hancur total. Dalam penelitian ini, penulis akan membandingkan ketiga faktor R yaitu, SRPMK, SRPMM, dan SRPMB pada daerah Kota Banda Aceh dengan jenis tanah lunak, Kota Palembang dengan jenis tanah keras dan tanah batuan sebagai tahap perencanaan (desain) untuk ketiga model dan sebagai tahap evaluasi digunakan daerah Kota Banda Aceh dengan jenis tanah lunak dengan membandingkan ketiga faktor R untuk ketiga model terhadap 10 rekaman gempa yang mengandung *fling* untuk melihat peluang keruntuhan yang terjadi pada struktur gedung. Struktur gedung yang direncanakan adalah gedung beraturan dengan dimensi penampang yang berbeda. Model 1 memiliki tinggi 18,5 m (5 lantai), model 2 memiliki tinggi 36 m (10 lantai), dan model 3 memiliki tinggi 53,5 m (15 lantai). Analisa yang digunakan adalah Respon Spektrum sebagai tahap desain dengan alat bantu *software* SAP2000 versi 15 dan Nonlinear *Time History* sebagai tahap evaluasi dengan alat bantu *software* RUAUMOKO2D versi 04. Hasil penelitian menunjukkan bahwa struktur dengan faktor $R = 8$ (SRPMK) pada model 3 akan mengalami peluang kehancuran yang direncanakan pada RSA (T_1) yang tidak terlalu besar, hal ini disebabkan bangunan memiliki perioda yang terbesar.

Kata kunci: Gempa dekat, *fling*, peluang keruntuhan, RSA (T_1).

ABSTRACT

COLLAPSE CURVE ESTIMATION THE SRPM STRUCTURE OF REINFORCED CONCRETE DUE TO A NEAR EARTHQUAKE CONTAINING FLING (LITERATURE STUDY)

Rizky Juanda

1507210042

Dr. Ade Faisal, ST, MSc.

Mizanuddin Sitompul, ST. MT.

Earthquakes are natural phenomena caused by the release of elastic rock energy in the lithosphere. The greater the energy released the stronger the earthquake that occurs especially in Indonesia, which is an earthquake prone area, so that multi-storey buildings can be damaged both in the category of lightly, small, medium, severe and even totally destroyed. In this study, the author will compare the three R factors namely, SRPMK, SRPMM, and SRPMB, in the area of Banda Aceh City with soft soil type, Palembang City with hard soil and rock soil types as the planning (design) stage for the three models and as an evaluation stage used the Banda Aceh City area with soft soil type by comparing the three factors for the three models to 10 earthquake records containing fling to see probability of collapse in the building structure. The planned building structure is a regular building with different section dimensions. Model 1 has a height of 18.5 m (5 floors), model 2 has a height of 36 m (10 floors), and model 3 has a height of 53.5 m (15 floors). The analysis used is the Response Spectrum as the design stage with SAP2000 software version 15 and Nonlinear Time History as the evaluation phase RUAUMOKO2D software version 04. The results showed that the structure with a factor of $R = 8$ (SRPMK) in model 3 will experience a probability of collapse palnned at RSA (T_1) which is not too large, this is because the building has the largest period.

Keywords: Near earthquake, fling, probability of collapse, RSA (T_1).

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 “Estimasi Kurva Keruntuhan Struktur SRPM Beton Bertulang Akibat Gempa Dekat Mengandung *Fling*” 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 Wakil Dekan I Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Mizanuddin Sitompul, ST. MT selaku Dosen Pembimbing 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 Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Munawar Alfansury Siregar ST, MT 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, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis serta abang dan adik-adik saya yang memotivasi saya selama ini.
8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Sahabat-sahabat penulis: Azura, Afiful Anshari, Aji Persada Lubis, Angga Pratama, Alfi Syahrin, Alfizar Iqramullah, Jordi Zola Ambrisa, Ahmad Rifai, Ari Surya Laksana, Andana Aditya 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, 11 September 2019

Rizky Juanda

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR NOTASI	xv
DAFTAR SINGKATAN	xviii
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	4
1.6 Sistematika Penulisan	5
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Umum	6
2.2 Teori Gempa	6
2.2.1 Mekanisme Gempa Bumi	7
2.2.2 <i>Ground Motion</i> (Getaran Tanah)	8
2.2.3 Gempa Dekat	8
2.2.4 Karakteristik Rekaman Gempa Dekat (Mengandung <i>Fling</i>)	9
2.3 Filosofi Bangunan Tahan Gempa	11
2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen	12
2.4.1 SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)	14
2.4.2 SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah)	14
2.4.3 SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa)	14
	viii

2.4.4	Faktor Modifikasi Respon (<i>R</i>)	15
2.4.5	Defenisi Faktor Modifikasi Respon (<i>R</i>)	15
2.5	Peraturan Pembebanan Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2012	16
2.5.1	Gempa Rencana dan Faktor Keutamaan	17
2.5.2	Klasifikasi Situs dan Parameter	18
2.5.3	Parameter Percepatan Gempa	19
2.5.4	Parameter Percepatan Spektrum Desain	21
2.5.5	Struktur Penahan Beban Gempa	23
2.5.6	Perioda Alami Struktur	24
2.5.7	Gaya Geser Dasar Seismik	26
2.5.8	Simpangan (<i>Drift</i>) Akibat Gaya Gempa	27
2.5.9	Pengaruh P-Delta	27
2.5.10	Metode Analisa	29
2.5.11	Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan	31
2.6	Program Ruaumoko	34
2.7	<i>Incremental Dynamic Analysis</i>	35
2.8	<i>Fragility Curves</i>	37
BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN		
3.1	Umum	39
3.2	Pemodelan Struktur	40
3.2.1	Data Perencanaan Struktur	40
3.2.2	Konfigurasi Bangunan	41
3.2.3	Dimensi Kolom-Balok	42
3.3	Analisis Struktur	43
3.3.1	Analisis Dinamik Struktur Linier	43
3.3.2	Analisis Dinamik Struktur Nonlinier	52
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN		
4.1	Hasil Model Linier Dan Non Linier	58
4.2	Hasil Analisa Linier	58
4.2.1	Respon Spektrum Ragam	58
4.2.2	Koreksi Gempa Dasar Nominal	59
4.2.3	Koreksi Faktor Redudansi	60

4.2.4	Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	60
4.2.5	Nilai Simpangan Gedung	61
4.2.6	Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	61
4.2.7	Pengaruh P-Delta	61
4.3	Hasil Analisa Non Linier	61
4.3.1	<i>Incremental Dynamic Analysis</i>	61
4.3.2	<i>Analisis Probability of Collapse</i>	64
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN		
5.1	Kesimpulan	68
5.2	Saran	68
DAFTAR PUSTAKA		
LAMPIRAN		
DAFTAR RIWAYAT HIDUP		

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	17
Tabel 2.2	Faktor keutaman gempa (SNI 03-1726-2012)	18
Tabel 2.3	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	18
Tabel 2.4	Koefisien perioda pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012	20
Tabel 2.5	Koefisien perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012	20
Tabel 2.6	Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	24
Tabel 2.7	Nilai parameter perioda pendekatan C_r dan x berdasarkan SNI 1726:2012	25
Tabel 2.8	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	25
Tabel 2.9	Prosedur analisa yang boleh digunakan	29
Tabel 2.10	Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar	34
Tabel 3.1	Komponen struktural bangunan	43
Tabel 3.2	Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987	43
Tabel 3.3	Beban hidup pada lantai dan atap struktur berdasarkan SNI 1727:2013.	44
Tabel 3.4	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1.3$, $S_{DS} = 0.8094$	48
Tabel 3.5	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1$, $S_{DS} = 0.2096$	48
Tabel 3.6	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1$, $S_{DS} = 0.17467$	49
Tabel 3.7	<i>Fling Records</i> (PEER NGA, COSMOS, ERD dan CSMIP)	51
Tabel 4.1	Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekivalen (V_1) dan Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum <i>output</i> Program Analisa Struktur V_t	59
Tabel 4.2	Koreksi skala simpangan antar tingkat	60

Tabel 4.3	Kebutuhan nilai RSA (T_1) berdasarkan rata-rata IDR maksimum pada setiap model untuk mencapai kondisi mendekati keruntuhan	63
Tabel 4.4	Perbandingan nilai RSA (T_1) median terhadap probabilitas keruntuhan pada ketiga model struktur	66
Tabel 4.5	Probabilitas keruntuhan terhadap RSA (T_1) desain	66

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta zonasi gempa di Indonesia	2
Gambar 2.1	Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan <i>divergen</i> ; b) pertemuan <i>konvergen</i> ; c) pertemuan <i>transform</i>	7
Gambar 2.2	Rekaman gempa Northridge 1994 dan Parkfield 1997 (Pawirodikromo, 2012)	9
Gambar 2.3	Ciri khas riwayat waktu kecepatan dan perpindahan dari gerakan tanah; a) gempa jauh; b) gempa dekat (<i>forward directivity</i>); c) gempa dekat (<i>fling step</i>)	10
Gambar 2.4	Kebutuhan siklik pada kolom akibat, a) <i>far-fault</i> TAFT; b) gempa dekat (<i>forward directivity</i>) Olive V; c) gempa dekat (<i>fling step</i>) SKR. (Kalkan dan Kunnath, 2006)	10
Gambar 2.5	Histeresis di sendi plastis yang stabil (Pawirodikromo, 2012)	13
Gambar 2.6	Respon gaya perpindahan struktur pada kondisi elastis dan inelastis	15
Gambar 2.7	Hubungan antara faktor modifikasi respon (R), faktor kuat lebih struktur (Ω), dan faktor reduksi daktalitas ($R\mu$)	16
Gambar 2.8	Spektrum respons desain	23
Gambar 2.9	Kurva IDA tunggal dengan <i>pushover</i> statik	36
Gambar 2.10	Rasio <i>interstorey drift</i> puncak dengan tingkat lantai (Baker, 2015)	36
Gambar 2.11	Kurva keruntuhan terhadap percepatan spektrum (Baker, 2015)	37
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	39
Gambar 3.2	a) Denah struktur Model 1, b) Proyeksi bangunan Model 1, c) Denah struktur Model 2, d) Proyeksi bangunan Model 2, e) Denah struktur Model 3, f) Proyeksi bangunan Model 3,	41
Gambar 3.3	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Banda Aceh dengan jenis tanah lunak	45
Gambar 3.4	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Palembang dengan jenis tanah keras	46

Gambar 3.5	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Palembang dengan jenis tanah batuan	47
Gambar 3.6	Rekaman gempa asli Chi-Chi TCU052 yang mengandung <i>fling</i>	53
Gambar 3.7	Rekaman gempa Chi-Chi TCU052 yang dirubah menjadi spektra desain	53
Gambar 3.8	Respon spektrum Chi-Chi TCU052 sebelum dan sesudah diskalakan terhadap RSA yang direncanakan	54
Gambar 3.9	Variasi respon spektrum gempa dengan <i>fling</i> dan desain (Aceh)	54
Gambar 3.10	Rekaman gempa Chi-Chi TCU052 sebelum dan sesudah diskalakan	55
Gambar 3.11	Kurva kapasitas untuk ketiga faktor R	56
Gambar 4.1	Kurva rata-rata IDA terhadap RSA (T_1) untuk setiap model, a) Model 1; b) Model 2; c) Model 3	62
Gambar 4.2	Kurva probabilitas keruntuhan terhadap RSA (T_1) untuk setiap model, a) Model 1; b) Model 2; c) Model 3	64

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 ekuivalen
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
ρ	=	Faktor reduksi
$P(C IM = x)$	=	Kemungkinan getaran tanah dengan $IM = x$ akan menyebabkan kehancuran struktur
Φ	=	Fungsi standar distribusi kumulatif
θ	=	Median dari fungsi keruntuhan (nilai intensitas memiliki tingkatan 50% dari kemungkinan keruntuhan)
β	=	Nilai standart deviasi

DAFTAR SINGKATAN

CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
IDA	= <i>Incremental Dinamyc Analysis</i>
PEER	= <i>Pacific Earthquake Engineering Research</i>
PPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung
RSA	= <i>Respons Spectrum Acceleration</i>
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

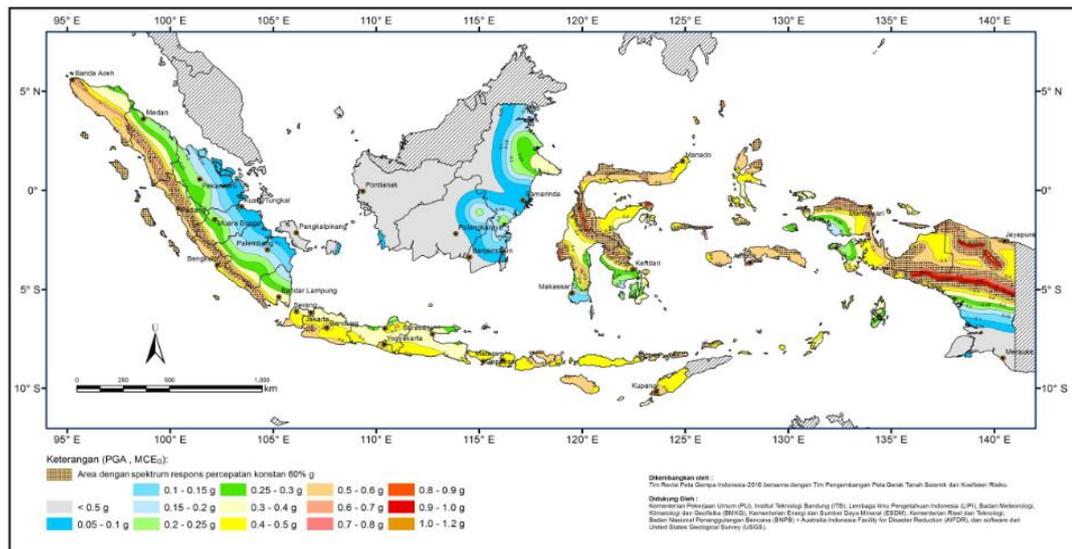
Indonesia merupakan negara yang mempunyai potensi gempa yang besar. Peristiwa gempa dapat menyebabkan semua yang ada di atas bumi termasuk infrastruktur bergerak ke segala arah. Pergerakan ini akan menyebabkan kerusakan bagi struktur dan membahayakan manusia yang berada di dalamnya.

Perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa sangat penting di Indonesia, mengingat sebagian besar wilayahnya terletak dalam wilayah gempa dengan intensitas sedang hingga tinggi.

Gempa bumi merupakan fenomena alam yang disebabkan oleh adanya pelepasan energi regangan elastis batuan pada litosfer. 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

Filiphina 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.

Untuk bangunan yang mengalami gempa mengandung *fling*, tentunya kehancuran yang terjadi pada bangunan tersebut akan meningkat bahkan mengalami *ground displacement* seiring berlangsungnya gempa berikutnya dengan periode ulang tertentu. Oleh karena itu, kita perlu untuk mengetahui kinerja struktur yang terjadi pada suatu bangunan yang mengalami gempa mengandung *fling* dengan periode ulang gempa tertentu agar ketahanan bangunan dapat kita rencanakan sebaik mungkin.

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 menganalisa kinerja struktur beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) yang di desain bila mengalami gempa dekat mengandung *fling*.

1.2 Rumusan Masalah

Dari latar belakang masalah diatas maka penulis mengidentifikasi masalah sebagai berikut:

1. Bagaimana perilaku kurva IDA bila terkena gempa dekat yang mengandung *fling* dengan perbedaan faktor R ?
2. Bagaimana probabilitas keruntuhan struktur bila terkena gempa dekat yang mengandung *fling* dengan perbedaan faktor R ?

1.3 Ruang Lingkup

Adapun batasan-batasan masalah yang ditetapkan pada Tugas Akhir ini adalah:

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan:
 - a. Struktur Beton Bertulang Pemikul Momen (SRPM) 2 Dimensi diantaranya Struktur Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus (SRPMK), Struktur Beton Bertulang Pemikul Momen Menengah (SRPMM), Struktur Beton Bertulang Pemikul Momen Biasa (SRPMB) pada 5, 10, dan 15 lantai yang difungsikan sebagai perkantoran yang terdapat di daerah Banda Aceh dengan jenis tanah lunak, Palembang dengan jenis tanah keras, dan Palembang dengan jenis tanah batuan.
 - b. Struktur dengan dimensi kolom dan balok serta penulangan yang hanya dianalisa pada batas aman saja, tidak dianalisa sampai ekonomis.
2. Perencanaan struktur beton bertulang, pembebanan serta gedung direncanakan berdasarkan:
 - a. Tata cara perencanaan struktur beton bertulang menggunakan Persyaratan Beton Struktural untuk bangunan Gedung SNI 2847:2013.
 - b. Beban gravitasi menggunakan SNI 1727:2013 dan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPURG) 1987.

- c. 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:
 - a. Program Analisa Struktur, untuk menganalisa tahap desain (Analisa Respon Spektrum Linear).
 - b. PEER NGA, COSMOS untuk mendapatkan rekaman gempa.
 - c. SEISMOSIGNAL, untuk mengubah *groundmotion* menjadi Respon Spektrum.
 - d. MATLAB versi 10, untuk menskalakan *groundmotion*.
 - e. RUAOMOKO2D versi 04, untuk menganalisa tahap evaluasi (Analisa Riwayat Waktu Non linear) yang hanya ditinjau secara 2 dimensi.
 4. Parameter yang ditinjau:
 - a. Linear adalah semua aspek yang harus di kontrol sesuai dengan SNI 1726:2012
 - b. Non linear:
 - Simpangan antar tingkat.
 - Simpangan atap.

1.4 Tujuan Penelitian

Tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah:

1. Untuk mengetahui perilaku grafik IDA bila terkena gempa dekat yang mengandung *fling* dengan perbedaan faktor R.
2. Untuk mengetahui probabilitas keruntuhan struktur bila terkena gempa dekat yang mengandung *fling* dengan perbedaan faktor R.

1.5 Manfaat Penelitian

Dari hasil perencanaan pada pemodelan Struktur Beton Bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) maka diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat untuk mengetahui bagaimana cara merencanakan struktur gedung beton bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) bila mengalami gempa dekat mengandung *fling* di daerah Banda Aceh dengan jenis

tanah lunak, Palembang dengan jenis tanah keras, dan Palembang dengan jenis tanah batuan.

1.6 Sistematika Penulisan

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

BAB I PENDAHULUAN

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

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

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

BAB III PEMODELAN STRUKTUR

Bab ini akan menampilkan bagaimana metodologi penelitian yang digunakan dari awal sampai akhir penelitian dan penjelasan mengenai cara memodelkan dan mendesain struktur bangunan beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen (SRPM) terhadap gempa yang terjadi dengan menggunakan Program Analisa 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 suatu gerakan tiba-tiba atau suatu rentetan gerakan tiba-tiba dari tanah dan bersifat *transient* yang berasal dari suatu daerah terbatas dan menyebar dari titik tersebut ke segala arah. Gempa bumi merupakan guncangan dan getaran yang terjadi di permukaan bumi yang disebabkan oleh tumbukan antar lempeng bumi, tanah longsor, maupun akibat patahan aktif aktifitas gunung api. Berdasarkan proses terjadinya, gempa bumi digolongkan menjadi empat, antara lain:

1. Gempa Reruntuhan adalah gempa yang disebabkan antara lain oleh reruntuhan yang terjadi baik di atas maupun dibawah permukaan tanah. Contoh: tanah longsor, salju longsor, batu jatuhan.
2. Gempa Vulkanik adalah gempa yang disebabkan oleh kegiatan gunung berapi baik sebelum maupun pada saat meletusnya gunung berapi tersebut.
3. Gempa Tektonik adalah gempa yang disebabkan oleh terjadinya pergeseran kulit bumi (*lithosphere*) yang umumnya terjadi di daerah patahan kulit bumi. Gempa tektonik merupakan gempa yang paling menimbulkan kerusakan yang paling luas. Maka dari itu gempa bumi tektonik yang ditinjau sebagai beban siklisnya.

Pergerakan dari patahan atau sesar dapat dibedakan berdasarkan 2 (dua) arah pergerakan yaitu:

1. *Dip Slip Movement*

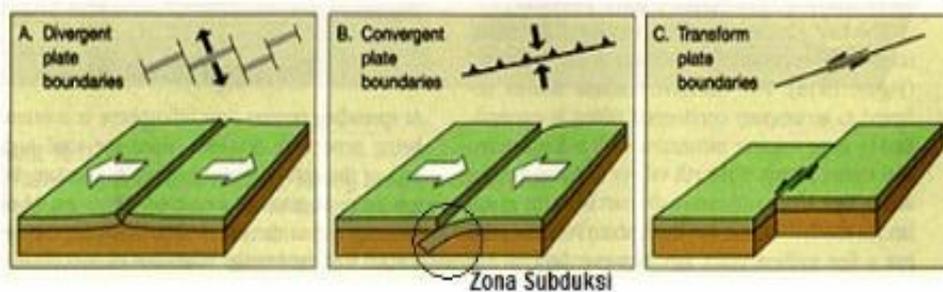
Pergerakan patahan mempunyai arah yang sejajar dengan kemiringan (*slope*) *dip*, atau tegak lurus dengan *strike*. Jenis patahan ini dibagi dua yaitu *normal fault* dan *reverse fault*.

2. *Strike Slip Movement*

Pergerakan patahan yang terjadi mempunyai arah sejajar dengan garis *strike*. Bidang patahan mendekati vertikal dan menyebabkan pergerakan besar.

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 *transform*.

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 runtuh, 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* (Getaran Tanah)

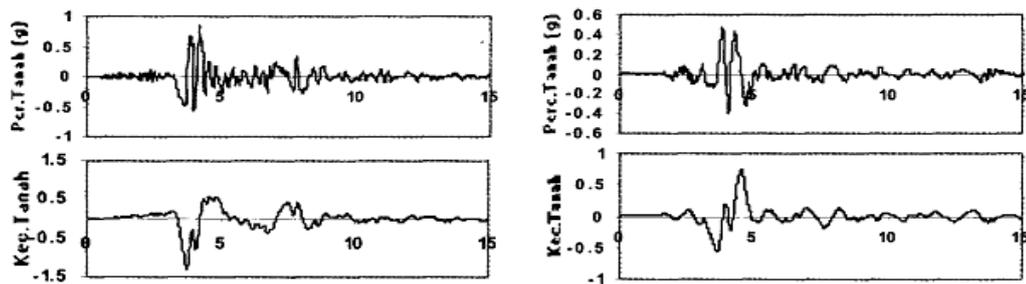
Ground motion adalah pergerakan permukaan bumi yang diakibatkan adanya gempa atau ledakan. Di dalam ilmu teknik gempa, *ground motion* juga populer dengan sebutan *strong motion* untuk lebih menekankan pada percepatan tanah akibat gempa daripada respon-respon tanah yang lain. Pada umumnya, pengertian 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 getaran tanah, besar frekuensi gempa, pola *fling*, durasi getaran, mekanisme *fault rupture*, dan lainnya.

2.2.3 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 dan Kunnath, (2006) 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 fling* yang sangat berbeda dengan sebelum dan sesudahnya. Secara umum gempa dekat ini ditandai dengan munculnya kandungan *fling* yang kuat pada rekaman gempunya.

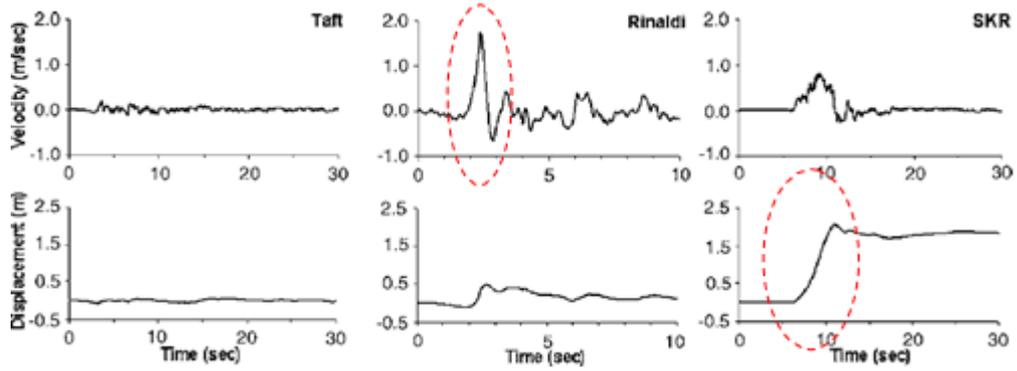
2.2.4 Karakteristik Rekaman Gempa Dekat (Mengandung *Fling*)

Pawirodikromo, (2012) menyebutkan bahwa gempa dekat mengakibatkan kerusakan yang sangat besar contohnya gempa Northridge 1994, gempa Kobe 1995 dan gempa Taiwan 1999. Gerakan tanah akibat gempa-gempa dekat utamanya akan dipengaruhi tiga hal pokok:

1. Mekanisme gempa.
2. Arah rambatan patahan relatif terhadap *site*.
3. Kemungkinan terjadinya *permanent displacement* akibat patahan.

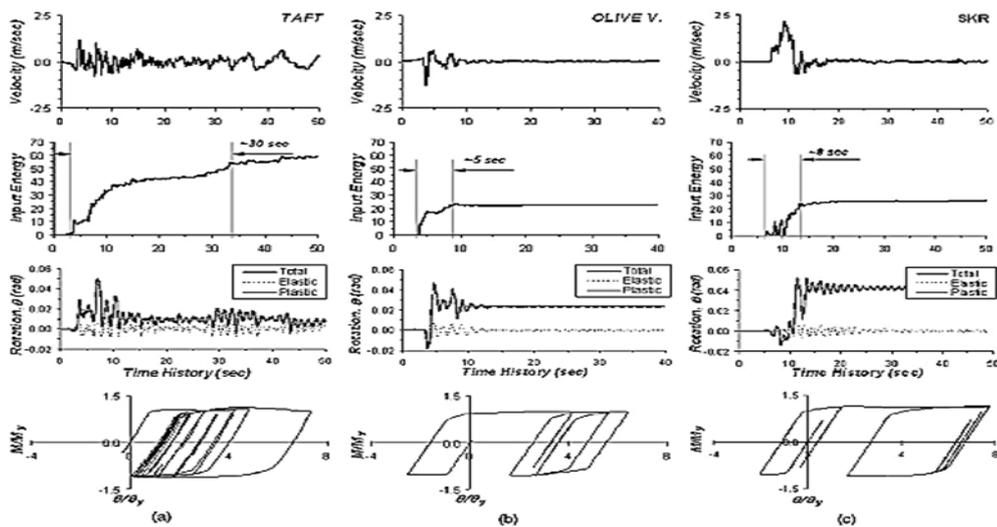
Hal-hal tersebut di atas selanjutnya dikenal oleh pemerhati gempa sebagai *rupture directivity* dan *fling step*.

Kalkan dan Kunnath, (2006) mengatakan bahwa respon struktur terhadap gerakan tanah akibat gempa dekat dapat dikategorikan kedalam dua perbedaan pola riwayat perpindahan yang bergantung pada proses kehancuran dan efek *directivity* yang sesuai dengan proses kehancuran batuan seperti yang ditunjukkan Gambar 2.3. Efek *directivity* terbagi kedalam *forward directivity* dan *backward directivity*.



Gambar 2.3: Ciri khas riwayat waktu kecepatan dan perpindahan dari gerakan tanah; a) gempa jauh; b) gempa dekat (*forward directivity*); c) gempa dekat (*fling step*).

Di sisi lain, *fling step* menjadi hasil dari evolusi perpindahan sisa tanah akibat deformasi tektonik yang berkaitan dengan mekanisme kehancuran, umumnya ditandai dengan *pulse* kecepatan dengan amplitudo besar searah dan langkah monoton dalam perpindahan riwayat waktu. Bentuk riwayat waktu dari gempa jauh, gempa dekat (*forward directivity*), dan gempa dekat (*fling step*) dapat dilihat pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4: Kebutuhan siklik pada kolom akibat, a) *far fault* TAFT; b) gempa dekat (*forward directivity*) Olive V; c) gempa dekat (*fling step*) SKR (Kalkan dan Kunnath, 2006).

2.3 Filosofi Desain Bangunan Tahan Gempa

Suatu bangunan yang baik pada daerah yang terletak berdekatan dengan daerah pertemuan lempengan benua seperti di Indonesia hendaknya didesain terhadap kemungkinan beban gempa yang akan terjadi di masa yang akan datang yang waktunya tidak dapat diketahui secara pasti. Berikut yang termasuk bangunan tahan gempa adalah:

1. Apabila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural (dinding retak, genting dan langit-langit jatuh, kaca pecah dan sebagainya) maupun pada komponen strukturalnya (kolom dan balok retak, pondasi amblas, dan lainnya).
2. Apabila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non-strukturalnya akan tetapi komponen struktural tidak boleh rusak.
3. Apabila terjadi gempa kuat, bangunan boleh mengalami kerusakan baik komponen non-struktural maupun komponen strukturalnya, akan tetapi jiwa penghuni bangunan tetap selamat, artinya sebelum bangunan runtuh masih cukup waktu bagi penghuni bangunan untuk keluar/mengungsi ketempat aman.

Sulit untuk menghindari kerusakan bangunan akibat gempa bila digunakan perencanaan konvensional yang hanya bergantung pada kekuatan komponen struktur itu sendiri serta perilaku respon pasca elastisnya. Seiring dengan perkembangan teknologi dalam perencanaan bangunan tahan gempa, telah dikembangkan suatu pendekatan desain alternatif untuk mengurangi resiko kerusakan bangunan saat terjadi gempa, dan mampu mempertahankan integritas komponen struktural dan non-struktural terhadap gempa kuat.

Pendekatan desain ini bukan dengan cara memperkuat struktur bangunan tetapi adalah dengan mereduksi gaya gempa yang akan bekerja pada bangunan atau menambah suatu sistem pada struktur yang dikhususkan untuk menyerap sebagian besar energi gempa yang masuk ke bangunan dan hanya sebagian kecil (sisanya) akan dipikul oleh komponen struktur bangunan itu sendiri.

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa dengan tingkat keamanan memadai, struktur harus dirancang dapat memikul gaya horizontal atau gaya

gempa. Struktur harus dapat memberikan layanan yang sesuai dengan perencanaan. Tingkat layanan dari struktur akibat gaya gempa terdiri dari tiga, yaitu:

1. Kemampuan layan (*service ability*)

Jika gempa dengan intensitas (*intensity*) percepatan tanah yang kecil dalam waktu ulang yang besar mengenai suatu struktur, disyaratkan tidak mengganggu fungsi bangunan, seperti aktivitas normal di dalam bangunan dan perlengkapan yang ada. Artinya tidak dibenarkan terjadi kerusakan pada struktur baik pada komponen struktur maupun elemen non-struktur yang ada. Dalam perencanaan harus diperhatikan kontrol dan batas simpangan yang dapat terjadi semasa gempa, serta menjamin kekuatan yang cukup bagi komponen struktur untuk menahan gaya gempa yang terjadi dan diharapkan struktur masih berperilaku elastis.

2. Kontrol kerusakan (*damage control*)

Jika struktur dikenai gempa dengan waktu ulang sesuai dengan umur (masa) rencana bangunan, maka struktur direncanakan untuk dapat menahan gempa ringan (kecil) tanpa terjadi kerusakan pada komponen struktur ataupun komponen non-struktur, dan diharapkan struktur masih dalam batas elastis.

3. Ketahanan (*survival*)

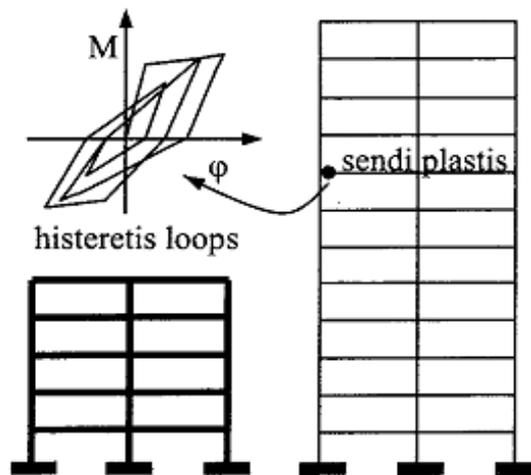
Jika gempa kuat yang mungkin terjadi pada umur (masa) bangunan yang direncanakan membebani struktur, maka struktur direncanakan untuk dapat bertahan dengan tingkat kerusakan yang besar tanpa mengalami keruntuhan (*collapse*). Tujuan utama dari keadaan batas ini adalah untuk menyelamatkan penghuni yang berada didalam bangunan.

2.4 Sistem 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.

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 2.5: 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.

2.4.1 SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus adalah komponen struktur yang mampu memikul gaya akibat beban gempa dan direncanakan untuk memikul lentur. Komponen struktur tersebut juga harus memenuhi syarat-syarat di bawah ini:

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0.1.A_g.f_c'$.
2. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
3. Perbandingan antara lebar dan tinggi tidak boleh kurang dari 0,3.
4. Lebarnya tidak boleh kurang dari 250 mm dan lebih dari lebar komponen struktur pendukung (diukur pada bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal komponen struktur lentur) ditambah jarak pada tiap sisi komponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.

Faktor Reduksi Gempa (R) = 8,0.

2.4.2 SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah)

Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah adalah suatu metode perencanaan struktur sistem rangka pemikul momen yang menitik beratkan kewaspadaannya terhadap kegagalan struktur akibat keruntuhan geser. Pada SNI 03-2847-2002 (Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung), SRPMM dijelaskan secara tersendiri pada pasal 23.10. Pada pasal tersebut, dijelaskan tata cara perhitungan beban geser batas berikut pemasangan tulangan gesernya. Kemampuan penampang dalam mengantisipasi perbalikan momen juga disyaratkan pada peraturan tersebut.

Faktor Reduksi Gempa (R) = 5,0.

2.4.3 SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa)

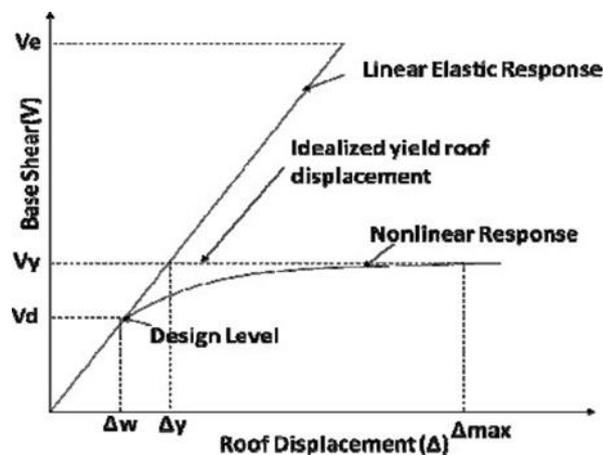
Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa merupakan sistem yang memiliki deformasi inelastik dan tingkat daktilitas yang paling kecil tapi memiliki kekuatan yang besar, oleh karena itu desain SRPMB dapat mengabaikan persyaratan *Strong*

Column Weak Beam yang dipakai untuk mendesain struktur yang mengandalkan daktilitas yang tinggi. Sistem ini masih jarang digunakan untuk wilayah gempa yang besar namun efektif untuk wilayah gempa yang kecil.

Faktor Reduksi Gempa (R) = 3,0.

2.4.4 Faktor Modifikasi Respon (R)

Persyaratan desain bangunan untuk beban-beban gravitasi akan selalu berbeda dengan beban yang bersifat lateral seperti beban angin dan gempa bumi. Beban lateral seperti angin dapat digolongkan kedalam pembebanan primer karena biasanya dirancang dengan kisaran 1% sampai 3% dari berat struktur sehingga bisa dilakukan dengan konsep desain elastisitas. Hal tersebut tidak berlaku terhadap beban gempa, beban lateral gempa biasanya dirancang dengan kisaran 30% sampai 40% dari berat struktur sehingga jika didesain dengan konsep elastisitas, struktur akan sangat berat dan tidak ekonomis. Oleh karena itu desain beban gempa lebih difokuskan kepada konsep pengendalian dan pencegahan keruntuhan. Hal ini dapat digambarkan pada Gambar 2.6 untuk respon elastis dan inelastis pada struktur dengan kondisi linier elastis dan nonlinier.



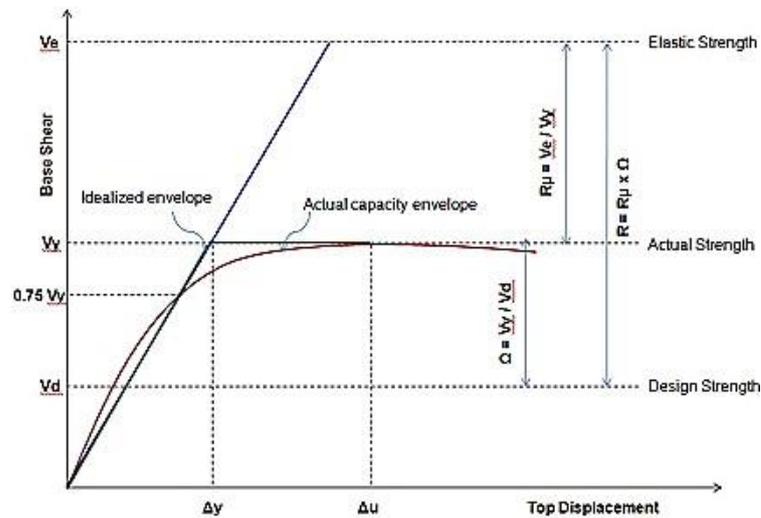
Gambar 2.6: Respon gaya perpindahan struktur pada kondisi elastis dan inelastis.

2.4.5 Definisi Faktor Modifikasi Respon (R)

Faktor R merupakan parameter desain seismik yang penting dalam mendefinisikan tingkat kekakuan struktur selama terjadi gempa. NEHRP, (1988) mendefinisikan faktor R sebagai faktor yang digunakan untuk memperhitungkan

nilai redaman dan daktilitas pada suatu sistem struktur sehingga struktur mampu berdeformasi cukup besar mendekati deformasi maksimumnya. Faktor R mencerminkan kemampuan struktur dalam mendisipasi energi melalui perilaku inelastis.

Sesuai dengan konsep desain bangunan tahan gempa, struktur dirancang untuk beban geser dasar yang lebih kecil dari yang diperlukan agar struktur berperilaku elastis selama terjadi gempa. Hubungan antara faktor modifikasi respon (R), faktor kuat lebih struktur (Ω), dan faktor reduksi daktilitas ($R\mu$) dapat dilihat pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7: Hubungan antara faktor modifikasi respon (R), faktor kuat lebih struktur (Ω), dan faktor reduksi daktilitas ($R\mu$).

Reduksi yang besar ini terutama disebabkan oleh dua faktor utama (Gambar 2.7), yaitu:

1. Faktor reduksi daktilitas (R), mengurangi kekuatan elastis yang dibutuhkan ke tingkat kuat leleh maksimum struktur.
2. Faktor kuat lebih (Ω), yang dimasukkan kedalam perhitungan sebagai kekuatan lebih seperti yang dimuat di dalam peraturan.

2.5 Peraturan Pembebanan Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2012

Perencanaan suatu konstruksi gedung harus memperhatikan aspek kegempaan, terutama di Indonesia karena merupakan salah satu daerah dengan

zona gempa yang tinggi. Aspek kegempaan tersebut dianalisis berdasarkan peraturan yang berlaku di negara tersebut dan Indonesia memiliki peraturan sendiri dan peta gempanya. Peraturan yang berlaku saat ini ialah SNI 03-1726-2012 yang merupakan revisi dari SNI 03-1726-2002 dimana parameter wilayah gempanya sudah tidak digunakan lagi dan diganti berdasarkan dari nilai S_s (parameter respons spektrum percepatan gempa pada periode pendek) dan nilai S_l (parameter respons spektrum percepatan gempa pada periode 1 detik) pada setiap daerah yang ditinjau. Dalam hal ini, tata cara perencanaan bangunan gedung tahan gempa menjadi lebih rasional dan akurat.

2.5.1 Gempa Rencana dan Faktor Keutamaan

Tata cara ini menentukan pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewat sebesar 2 persen selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

Tabel 2.1: Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/Rumah susun - Pusat perbelanjaan/Mall - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.1 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 2.2. Khusus untuk struktur bangunan dengan kategori resiko IV bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori resiko IV.

Tabel 2.2: Faktor keutamaan gempa (SNI 03-1726-2012).

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

2.5.2 Klasifikasi Situs dan Parameter

Prosedur untuk klasifikasi suatu situs untuk memberikan kriteria seismik adalah berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Dalam perumusan kriteria seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasi terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwenang atau ahli desain geoteknik bersertifikat, berikut disajikan dalam Tabel 2.3.

Tabel 2.3: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas Situs	\tilde{V}_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

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

Kelas Situs	\tilde{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SE (tanah lunak)	<175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: – Indeks plastisitas, $PI > 20$, – Kadar air, $W \geq 40 \%$, dan – Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa[.		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon spesifik situs yang mengikuti Pasal 6.10.1 tentang Analisa Respon Situs berdasarkan SNI 1726:2012	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. – Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m – Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 7,5$)		

Catatan: N/A= tidak dapat dipakai.

2.5.3 Parameter Percepatan Gempa

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan S_l (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spectral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada Bab 14 yang tertera dalam SNI 03-1726-2012 dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

Untuk penentuan respons spektrum percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spektrum

respon percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{MI}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan menggunakan Pers. (2.1) dan (2.2).

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (2.1)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (2.2)$$

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.

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

F_a = Koefisien perioda pendek.

F_v = Koefisien perioda 1,0 detik.

Tabel 2.4: 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 2.5: Koefisien perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.3)	PGA				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
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				

2.5.4 Parameter Percepatan Spektrum Desain

Spektrum respons adalah salah satu cara penyelesaian problem persamaan diferensial gerakan struktur MDOF. Walaupun memakai prinsip dinamik, tetapi metode ini bukanlah kategori analisis riwayat waktu. Penggunaan metode ini hanya terbatas pada pencarian respons-respons maksimum. Dengan memakai spektrum respons yang telah disiapkan (tiap-tiap daerah gempa), maka respons-respons maksimum dapat dicari dalam waktu yang relatif singkat dibanding dengan cara analisis riwayat waktu. Namun demikian penyelesaian problem dengan cara ini hanya bersifat pendekatan artinya spektrum respons akan diperoleh dengan asumsi-asumsi tertentu.

Pada kenyataannya perlu diketahui prinsip dasar pada analisis dan desain struktur bangunan tahan gempa yaitu antara suplai (*supply*) dan kebutuhan (*demand*). Kebutuhan yang dimaksud dalam hal ini adalah kebutuhan kekuatan struktur sedemikian sehingga dengan tercukupinya kebutuhan kekuatan struktur mampu menahan beban dengan aman. Spektrum respons akan berfungsi sebagai alat untuk mengestimasi dalam menentukan *strenght demand*. Di lain pihak, suplai kekuatan dapat dilakukan setelah melakukan desain elemen struktur. Desain elemen dapat dilakukan dengan berdasar pada kekuatan bahan hasil uji elemen di laboratorium. Dengan demikian desain kekuatan harus didasarkan atas kekuatan yang nyata/riil atas bahan yang dipakai. Estimasi kebutuhan kekuatan struktur (*strenght demand*) akibat beban gempa pada prinsipnya adalah menentukan seberapa besar beban horizontal yang akan bekerja pada tiap-tiap massa. Hal ini terjadi karena beban gempa akan mengakibatkan struktur menjadi bergetar dan pengaruhnya dapat diekivalenkan/seolah-olah terdapat gaya horizontal yang bekerja pada tiap-tiap massa. Spektrum respons dapat dipakai untuk menentukan gaya horizontal maupun simpangan struktur MDOF tersebut.

Spektrum respons merupakan suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara perioda getar struktur (T), lawan respons-respons maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respons-respons maksimum dapat berupa simpangan maksimum (spektrum perpindahan, S_d) kecepatan maksimum (spektrum kecepatan, S_v) atau percepatan maksimum (spektrum percepatan, S_a) massa struktur. Terdapat dua macam spektrum yaitu spektrum elastik dan

spektrum inelastik. Spektrum elastik adalah spektrum yang didasarkan atas respons elastik struktur, sedangkan spektrum inelastik (juga disebut desain spektrum respons) adalah spektrum yang direduksi dari spektrum elastik dengan nilai daktilitas tertentu. Nilai spektrum dipengaruhi oleh periode getar, rasio redaman, tingkat daktilitas dan jenis tanah. Umumnya beban gempa, rasio redaman, daktilitas dan jenis tanah sudah dijadikan suatu variabel kontrol sehingga grafik yang ada tinggal diplot antara periode getar (T), lawan nilai spektrum, simpangan, kecepatan atau percepatan maksimum. Secara umum yang dipakai adalah spektrum akselerasi.

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus mengikuti ketentuan berikut:

1. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain (S_a), harus ditentukan berdasarkan Pers. (2.3).

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.3)$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain (S_a), sama dengan S_{DS} .
3. Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain (S_a), dihitung berdasarkan Pers. (2.4).

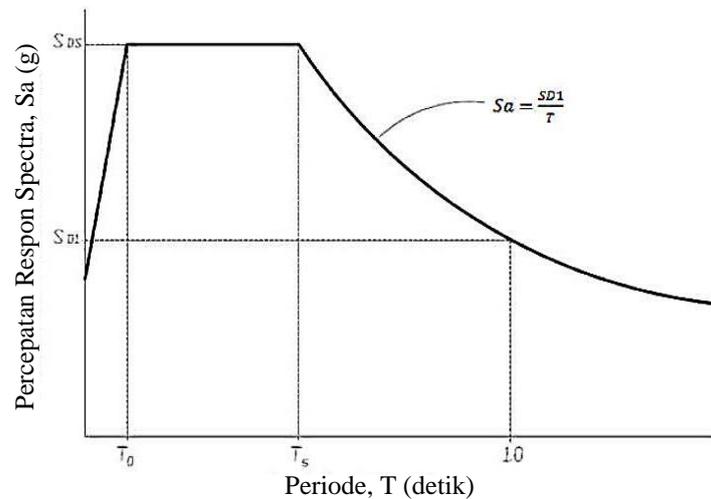
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.4)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter respons spectral percepatan desain pada periode pendek.

S_{D1} = Parameter respons spectral percepatan desain pada periode 1 detik.

T = Periode getar fundamental struktur.



Gambar 2.8: Spektrum respons desain.

2.5.5 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 tentang Struktur 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:

1. Faktor koefisien modifikasi respon (R).
2. Faktor kuat lebih sistem (C_d).
3. Faktor pembesaran defleksi (Ω_0).
4. Faktor batasan tinggi sistem struktur.

Tabel 2.6: 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 pembe-saran 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

2.5.6 Periode Alami Struktur

Periode adalah besarnya waktu yang diperlukan untuk mencapai satu getaran. Periode 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 Periode, periode struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisa yang teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut ditentukan dalam Pers. 2.5 dan Pers. 2.6.

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

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t \cdot h_n^x \quad (2.5)$$

2. Periode fundamental pendekatan maksimum (T_a maksimum):

$$T_a \text{ maksimum} = C_u \cdot T_a \text{ minimum} \quad (2.6)$$

dimana:

T_a minimum = Nilai batas bawah periode bangunan.

T_a maksimum = Nilai batas atas periode bangunan.

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

x = Ditentukan dari Tabel 2.7.

C_t = Ditentukan dari Tabel 2.7.

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.8.

Tabel 2.7: 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:		
	C_t	x
Rangka baja pemikul momen	0,0724a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488a	0,75

Tabel 2.8: Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter Percepatan Respon Spektrum Desain pada 1 Detik S_{DI}	Koefisien (C_u)
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

2.5.7 Gaya Geser Dasar Seismik

Bedasarkan SNI 1726:2012, gaya geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.7:

$$V = C_s \cdot W \quad (2.7)$$

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. 2.8–Pers.2.11:

1. C_s maksimum:

$$C_s \text{ maksimum} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.8)$$

2. C_s hasil hitungan:

$$C_s \text{ hasil hitungan} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.9)$$

3. C_s minimum:

$$C_s \text{ minimum} = 0,044 S_{DS} \text{ I} \geq 0,01 \quad (2.10)$$

4. C_s minimum tambahan:

$$C_s \text{ minimum tambahan} = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.11)$$

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_e = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.2.

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_I lebih besar dari 0,6 g maka C_s harus tidak kurang dari nilai C_s minimum tambahan.

2.5.8 Simpangan (*Drift*) Akibat Gaya Gempa

Simpangan (*drift*) adalah sebagai perpindahan lateral relatif antara dua tingkat bangunan yang berdekatan atau dapat dikatakan simpangan mendatar tiap-tiap tingkat bangunan (*horizontal story to story deflection*).

Simpangan lateral dari suatu sistem struktur akibat beban gempa adalah sangat penting yang dilihat dari tiga pandangan yang berbeda, menurut Farzat Naeim, (1989):

1. Kestabilan struktur (*structural stability*).
2. Kesempurnaan arsitektural (*architectural integrity*) dan potensi kerusakan bermacam-macam komponen non-struktur.
3. Kenyaman manusia (*human comfort*), sewaktu terjadi gempa bumi dan sesudah bangunan mengalami gerakan gempa.

Sementara itu Richard N. White, (1987) berpendapat bahwa dalam perencanaan bangunan tinggi selalu dipengaruhi oleh pertimbangan lenturan (*deflection*), bukannya oleh kekuatan (*strength*).

Simpangan antar tingkat dari suatu titik pada suatu lantai harus ditentukan sebagai simpangan horizontal titik tersebut, relatif terhadap titik yang sesuai pada lantai yang berada dibawahnya. Untuk menjamin agar kenyamanan para penghuni gedung tidak terganggu maka dilakukan pembatasan-pembatasan terhadap simpangan antar tingkat pada bangunan. Pembatasan ini juga bertujuan untuk mengurangi momen-momen sekunder yang terjadi akibat penyimpangan garis kerja gaya aksial di dalam kolom-kolom (yang lebih dikenal dengan P-delta).

2.5.9 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. 2.12 berikut sama dengan atau kurang dari 0,10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (2.12)$$

dimana:

P_x = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x, dinyatakan dalam kilonewton (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 2.6.

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

$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (2.13)$$

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 ($1-\theta$). Jika θ lebih besar dari θ_{\max} struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

Jika pengaruh P-delta disertakan dalam analisa otomatis, Pers. 2.13 masih harus dipenuhi, akan tetapi nilai θ yang dihitung dari Pers. 2.12 menggunakan hasil analisa P-delta diijinkan dibagi dengan $(1+\theta)$ sebelum diperiksa dengan Pers. 2.13.

2.5.10 Metode Analisa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7, analisa struktur yang disyaratkan harus terdiri dari salah satu tipe yang diijinkan dalam Tabel 2.9, berdasarkan pada kategori desain seismik struktur, sistem struktur, properti dinamis, dan keteraturan, atau dengan persetujuan pemberi ijin yang mempunyai kuasa hukum. Prosedur analisa yang dipilih harus dilengkapi sesuai dengan persyaratan dari pasal yang terkait.

Tabel 2.9: Prosedur analisa yang boleh digunakan.

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisa gaya lateral ekivalen 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
B, C	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. Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya .	I	I	I
	ketidakberaturan horizontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 11			
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Catatan: Diiijinkan, TI: Tidak diijinkan.

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. 2.14.

$$V_t \geq 0,85 V_I \quad (2.14)$$

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. 2.15.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85V_I}{V_t} \geq 1 \quad (2.15)$$

dimana:

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

V_I = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen.

2. Metode Analisa Riwayat Waktu

Analisa riwayat waktu terbagi menjadi 2 jenis yaitu analisa respon dinamik riwayat waktu linear dan analisa respon dinamik riwayat waktu nonlinear:

a. 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.

b. 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 elasto-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.

2.5.11 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.

E_x = Beban gempa arah-x.

E_y = 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:

1. Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
2. Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural.
3. Desain struktural non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
4. 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.
5. Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.
6. Beban diafragma ditentukan dengan menggunakan persamaan yang terdapat pada SNI 1726:2012, yaitu:

$$F_{px} = \frac{\sum F_i}{\sum w_i} W_{px} \quad (2.16)$$

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. 2.18:

$$F_{px} = 0,2 \cdot S_{DS} \cdot I_{ex} \cdot W_{px} \quad (2.17)$$

Dan F_{px} tidak boleh melebihi dari Pers. 2.17:

$$F_{px} = 0,4 \cdot S_{DS} \cdot I_{ex} \cdot W_{px} \quad (2.18)$$

7. Struktur bagian sistem peredaman.

8. 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.

9. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.10.

Tabel 2.10: 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.

2.6 Program Ruaumoko

Program Ruaumoko dirancang oleh Prof. Athol J Carr, yang berasal dari University of Canterbury, New Zealand. Program ini dirancang untuk melakukan analisa struktur, seperti bangunan dan/atau jembatan, yang mengalami gempa dan eksitasi dinamis lainnya. Program ini digunakan untuk studi eksitasi gempa termasuk pemodelan sistem *base isolation*. Program ini juga dapat digunakan untuk menganalisa push over, baik statis maupun dinamis. Pada awalnya program ini dirancang untuk analisa 2D (2 dimensi), namun sekarang analisa 3D sudah bisa

dilakukan dengan kemampuan pemodelan penuh struktur tiga dimensi. Beberapa jenis analisis yang bisa dilakukan dengan program Ruaumoko, diantaranya yaitu:

1. Analisis statis.
2. Modal atau analisis *eigen value* untuk menemukan frekuensi dan bentuk mode getaran bebas. Program juga menghitung fraksi redaman kritis terkait dengan setiap mode natural dari getaran bebas sebagai hasil pemilihan model redaman.
3. Analisis gempa dinamis dengan input gempa horizontal dan atau vertikal serta beban statis awal.
4. Respon dinamis dengan riwayat gaya dinamis serta beban statis awal.
5. Analisis secara elastis.
6. Analisis secara inelastis atau nonlinear analisis.
7. Analisis elastis respon spektra dan riwayat waktu.

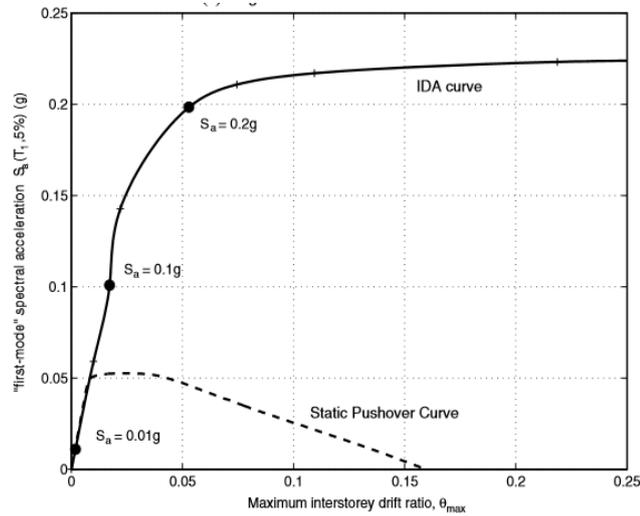
Program Ruaumoko 3D dirilis pada Januari 2001 setelah 20 bulan pengujian intensif di University of Canterbury. Dalam pengembangan berkelanjutan, banyak kemajuan yang telah dibuat dalam beberapa tahun terakhir yang didukung upaya kerja sama dengan universitas luar negeri dan kelompok penelitian, diantaranya:

1. Pemodelan komponen untuk memungkinkan efek geser elastis pada balok dan kolom.
2. Model histeresis untuk menstimulasikan nonlinear geser balok untuk koneksi kolom di struktur baja.
3. Model histeresis pemodelan kontrol menggabungkan semi-aktif.
4. Aturan degradasi kekuatan baru untuk pengurangan kekuatan beton bertulang pada sambungan balok-kolom.

2.7 Incremental Dynamic Analysis

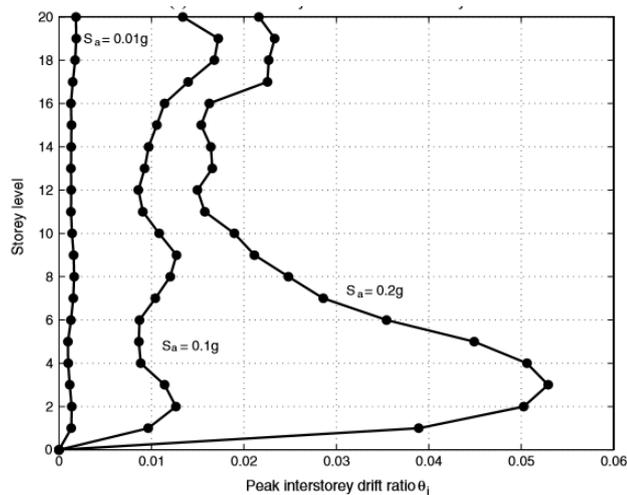
Incremental dynamic analysis (IDA) adalah metode analisis komputasi rekayasa gempa yang dikembangkan oleh Vamvatsikos dan Cornell pada tahun 2002 dalam bentuk berbeda untuk memperkirakan kinerja/perilaku struktural yang lebih menyeluruh dibawah beban seismik (Baker, 2015).

IDA telah dikembangkan berdasarkan hasil dari *analysis probability of collapse* untuk memperkirakan resiko seismik yang dihadapi oleh struktur dan dianggap sebagai ekuivalen dinamis dari analisis *static pushover*.



Gambar 2.9: Kurva IDA tunggal dengan *pushover* statik.

Dalam melakukan metode IDA, dibutuhkan beberapa analisis dinamis nonlinear dari pemodelan struktur dan *groundmotion records* yang telah diskalakan. Penskalaan yang dilakukan harus dipilih secara tepat untuk dapat memaksa struktur melalui seluruh rentang perilaku, dari elastis hingga inelastis sehingga pada dasarnya struktur mengalami keruntuhan.

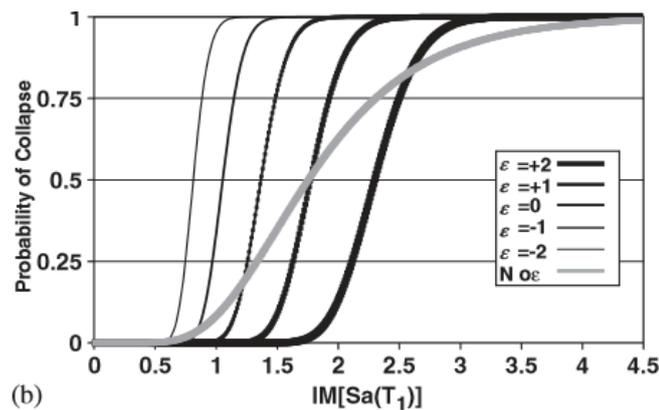


Gambar 2.10: Rasio *interstorey drift* puncak dengan tingkat lantai (Baker, 2015).

Gambar 2.10 merupakan kurva *interstory drift* terhadap tingkat lantai yang dikembangkan dari studi IDA *single record* (gempa tunggal) pada rekaman gempa El Centro 1940.

2.8 Fragility Curves

Fragility Curves atau kurva keruntuhan adalah analisis keruntuhan (*analysis probability of collapse*) menggunakan analisis struktural dinamis menggunakan data rekaman gempa untuk melihat peluang perilaku struktur sampai runtuh. Analisis struktural dinamis adalah proses analisis dalam beberapa parameter penilaian seismik. Tujuan konsep *fragility curves* adalah mengetahui estimasi fungsi keruntuhan dari perilaku struktur dan menjelaskan pendekatan perencanaan yang tepat dalam mendesain (Baker, 2015).



Gambar 2.11: Kurva keruntuhan terhadap percepatan spektrum (Baker, 2015).

Diperlukan dalam menganalisis dan menyesuaikan fungsi keruntuhan dengan meminimalkan sejumlah analisis struktural. Banyak hal dalam menganalisis kurva menghasilkan estimasi keruntuhan yang lebih efisien daripada *Incremental dynamic analysis* (IDA) untuk beberapa analisis struktural tertentu, asalkan data perencanaan tentang kapasitas bangunan diketahui dan akurat sebelum analisis dilakukan sehingga bagian-bagian yang relevan dari kurva keruntuhan sekiranya dapat diidentifikasi.

Temuan ini memiliki manfaat lain, mengingat pendekatan analisis berganda memungkinkan gerakan tanah yang berbeda digunakan pada analisis intensitas yang berbeda-beda ketinggian dalam perbedaan karakteristik intensitas rendah dan

juga intensitas tinggi yang beragam. Pendekatan penilaian yang diusulkan juga menyediakan kerangka kerja untuk mengevaluasi prosedur analisis alternatif yang mungkin muncul di masa yang akan datang.

Fungsi keruntuhan secara umum diturunkan menggunakan berbagai macam pendekatan, seperti pengamatan lapangan terhadap kerusakan, analisis struktural statis atau penilaian, tetapi dalam hal ini fokusnya adalah pada apa yang disebut fungsi keruntuhan analitis yang dikembangkan dari analisis struktural dinamis. Tidak seperti beberapa metode lain. Dalam hal fungsi keruntuhan analitis, analisis ini memiliki kendali atas data yang dikumpulkan, dengan cara memilih nilai intensitas tingkat pada setiap tingkat. Fungsi distribusi kumulatif lognormal sering digunakan untuk mendefinisikan fungsi keruntuhan:

$$P(C|IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \quad (2.19)$$

dimana:

$P(C|IM = x)$ = Kemungkinan getaran tanah dengan $IM = x$ akan menyebabkan kehancuran struktur.

Φ = Fungsi standar distribusi kumulatif.

θ = Median dari fungsi keruntuhan (nilai intensitas memiliki tingkatan 50% dari kemungkinan keruntuhan).

β = Nilai standart deviasi.

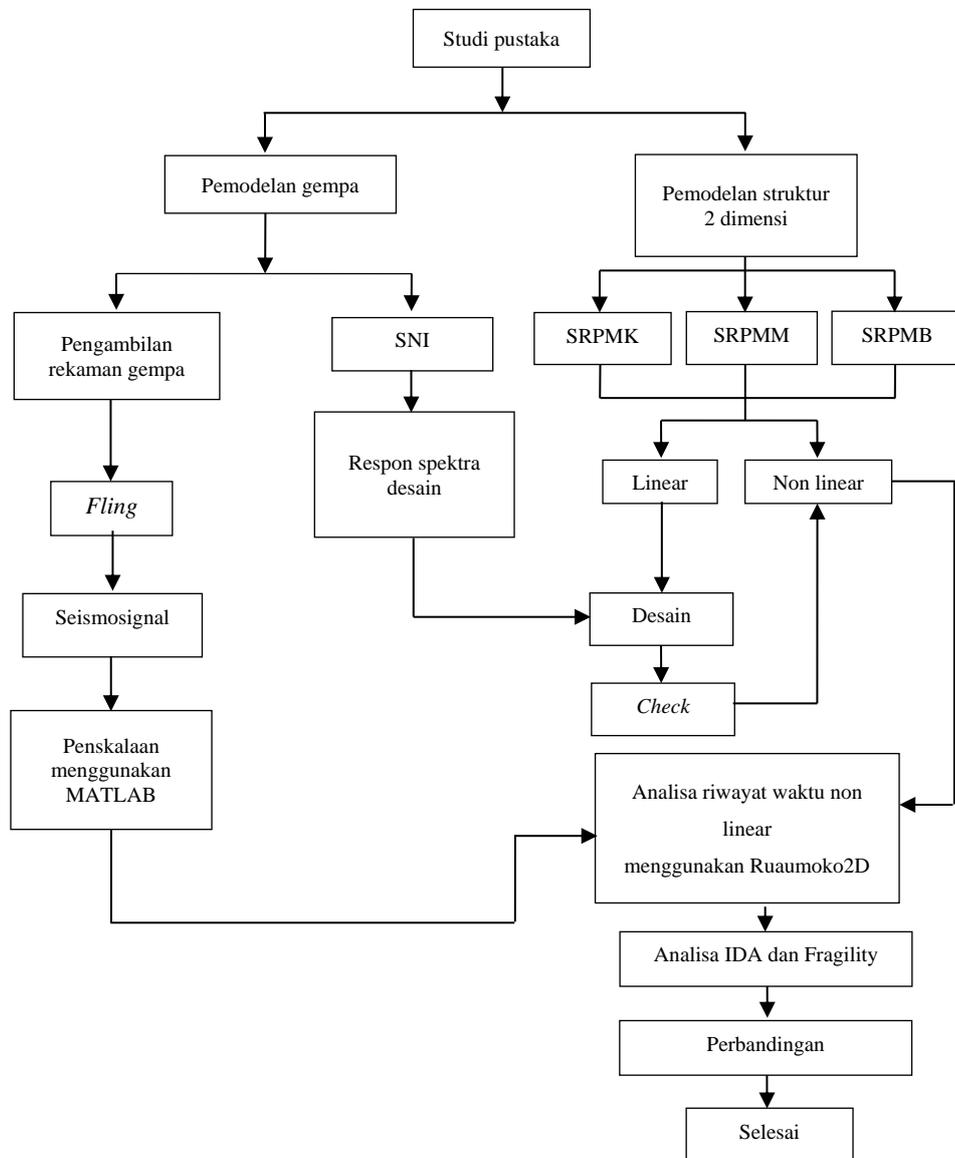
Persamaan 2.19 menunjukkan bahwa nilai IM dari gerakan tanah akan menyebabkan runtuhnya struktur yang diberikan terdistribusi secara kumulatif. Nilai median (θ) didapatkan dengan memediasikan seluruh RSA keruntuhan yang didapatkan dari analisis IDA.

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 versi 04. 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.

Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis dilakukan terhadap 3 model, setiap modelnya memiliki 3 sistem rangka pemikul momen yaitu sistem rangka pemikul momen khusus, sistem rangka pemikul momen menengah, dan sistem rangka pemikul momen biasa. Ketiga model bangunan tersebut dianalisis secara linear dan nonlinear dengan menggunakan Metode Analisis Respon Spektrum (*Response Spectrum Analysis*) dengan menggunakan Program Analisa Struktur serta Analisis Riwayat Waktu (*Time History Analysis*) dengan menggunakan *software* RUAUMOKO versi 04, untuk mendapatkan nilai simpangan yang ada ketika bangunan telah dikenakan gempa tunggal. Kemudian nilai simpangan tersebut akan dibandingkan untuk setiap modelnya terhadap faktor modifikasi respon spektrumnya.

3.2 Pemodelan Struktur

3.2.1 Data Perencanaan Struktur

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

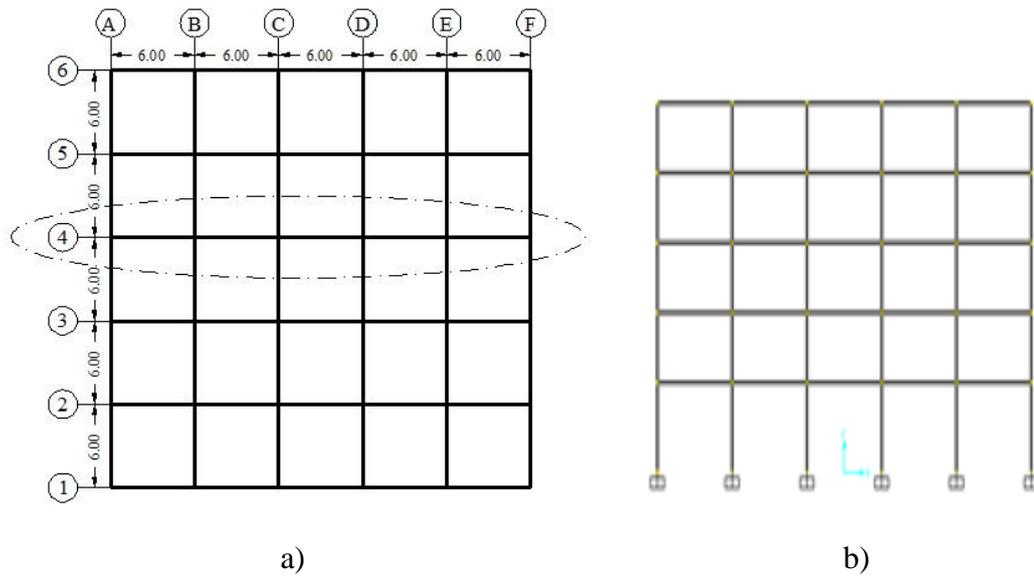
1. Jenis pemanfaatan gedung perkantoran.
2. Gedung terletak di Banda Aceh dan Palembang.
3. Klasifikasi situs tanah lunak (*SE*), tanah keras (*SC*), dan tanah batuan (*SB*).
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (*SRPMK*), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (*SRPMM*), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (*SRPMB*).
5. Jenis portal struktur gedung adalah beton bertulang.
6. Kuat tekan beton ($f'c$) yang digunakan:
 - a. Kolom : 50 MPa.
 - b. Balok : 40 MPa.
7. Mutu baja tulangan yang digunakan adalah BJTS 41:
 - a. Kuat leleh minimum (f_y) : 410 MPa.
 - b. Kuat tarik minimum (f_u) : 550 Mpa.

3.2.2 Konfigurasi Bangunan

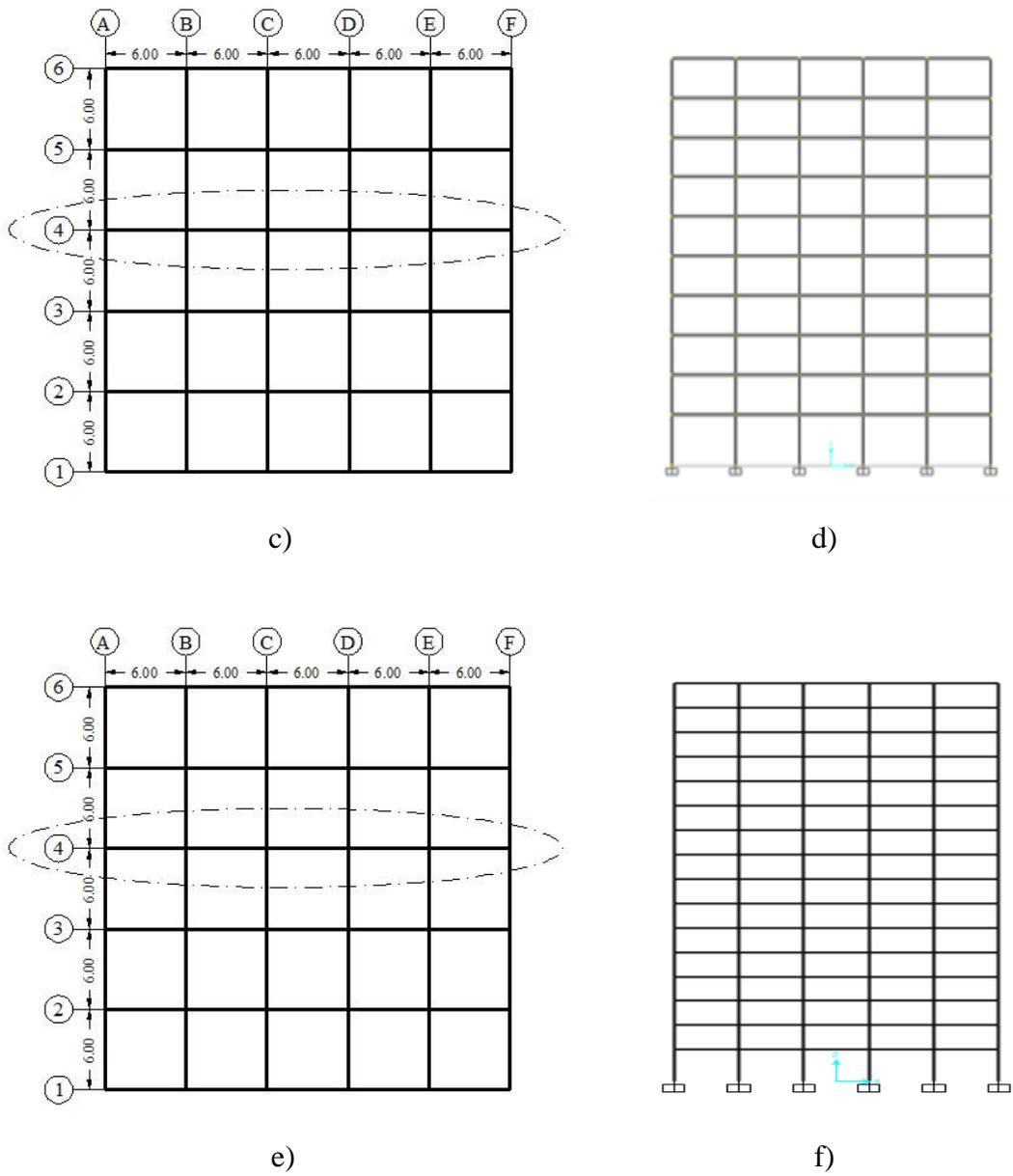
Dalam Tugas Akhir ini, struktur bangunan yang direncanakan adalah struktur beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus. Bangunan berbentuk persegi yang simetri (*regular building*) seperti yang terlihat pada Gambar 3.2.

Adapun jenis pemodelan struktur yang digunakan pada Tugas Akhir ini adalah:

1. Model 1 = SRPMK, SRPMM, dan SRPMB (5 Lantai).
2. Model 2 = SRPMK, SRPMM, dan SRPMB (10 Lantai).
3. Model 3 = SRPMK, SRPMM, dan SRPMB (15 Lantai).



Gambar 3.2: a) Denah struktur Model 1; b) Proyeksi bangunan Model 1; c) Denah struktur Model 2; d) Proyeksi bangunan Model 2; e) Denah struktur Model 3; f) Proyeksi bangunan Model 3.



Gambar 3.2: Lanjutan.

3.2.3 Dimensi Kolom-Balok

Bangunan yang direncanakan adalah struktur beraturan, struktur gedung direncanakan dengan dimensi penampang yang berbeda.

Ukuran balok dan kolom terdapat pada Tabel 3.1, sedangkan letak dan posisi dari masing-masing ukuran kolom dapat dilihat pada Gambar 3.2.

Tabel 3.1: Komponen struktural bangunan.

Model bangunan	Ukuran Kolom (cm)	Keterangan	Ukuran Balok (cm)	Keterangan
Model 1	80 x 80	kolom lantai 1-2	40 x 70	sama untuk semua lantai
	60 x 60	kolom lantai 3-5		
Model 2	100 x 100	kolom lantai 1-5	40 x 70	sama untuk semua lantai
	80 x 80	kolom lantai 6-10		
Model 3	100 x 100	kolom lantai 1-5	40 x 70	sama untuk semua lantai
	80 x 80	kolom lantai 6-10		
	60 x 60	kolom lantai 11-15		

3.3 Analisis Struktur

3.3.1 Analisis Dinamik Struktur Linier

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

1. Pembebanan

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
Adukan /cm dari semen	21 kg/m ²

Tabel 3.2: *Lanjutan.*

Beban Mati	Besarnya Beban
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 *input* dalam pemodelan Program Analisa Struktur.

2. Respon Spektrum Desain Gempa

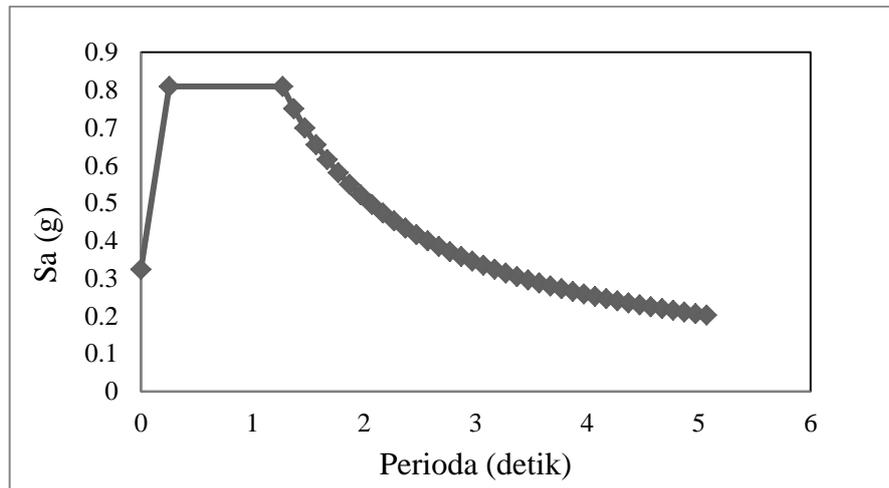
a. Desain Respon Spektrum Banda Aceh (Tanah Lunak)

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah lunak yang terletak di Kota Banda Aceh, kemudian dianalisis dengan data-data $PGA = 0.75 \text{ g}$, $S_s = 1.349 \text{ g}$ dan $S_l = 0.642 \text{ g}$. Berdasarkan tahap-tahap yang telah dibahas dalam sub Bab 2.5.3 dan 2.5.4, maka akan didapatkan koefisien atau nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

- Nilai F_a = 0.9
- Nilai F_v = 2.4
- S_{MS} = 1.2141
- S_{MI} = 1.5408
- S_{DS} = 0.8094
- S_{DI} = 1.0272
- T_0 = 0.25382

- $T_s = 1.26909$
- Nilai S_a

Respon spektrum diplot ke dalam grafik seperti yang ditampilkan pada Gambar 3.3:



Gambar 3.3: Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Banda Aceh dengan jenis tanah lunak.

Selanjutnya nilai respon spektrum desain yang didapatkan tersebut digunakan dalam Analisis Dinamik Struktur Linear dengan Metode Respon Spektrum pada pemodelan menggunakan Program Analisa Struktur.

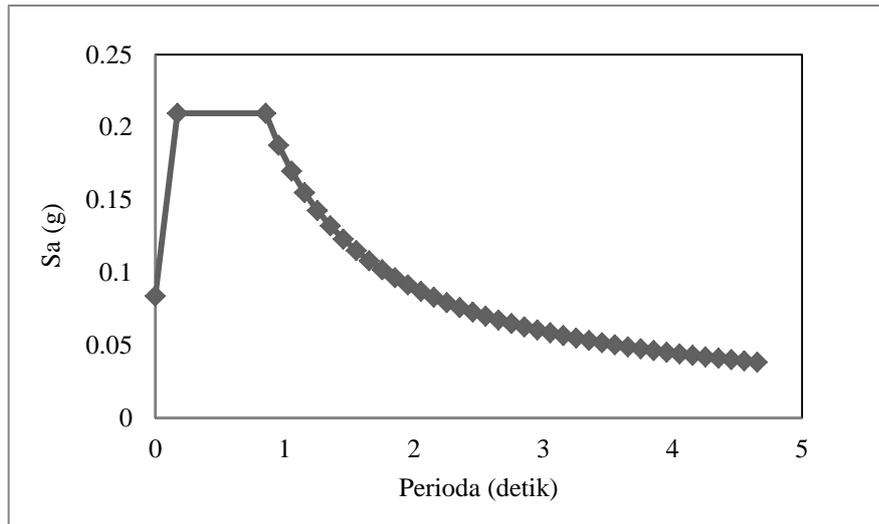
b. Desain Respon Spektrum Palembang (Tanah keras)

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah keras yang terletak di Kota Palembang, kemudian dianalisis dengan data-data $PGA = 0.147 g$, $S_s = 0.262 g$, dan $S_l = 0.164 g$ Berdasarkan tahap-tahap yang telah dibahas dalam sub bab 2.5.3 dan 2.5.4, maka akan didapatkan koefisien atau nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

- Nilai $F_a = 1.2$
- Nilai $F_v = 1.636$
- $S_{MS} = 0.3144$
- $S_{MI} = 0.2683$
- $S_{DS} = 0.2096$
- $S_{DI} = 0.17887$

- T_0 = 0.17068
- T_s = 0.85338
- Nilai S_a

Respon spektrum diplot ke dalam grafik seperti yang ditampilkan pada Gambar 3.4:



Gambar 3.4: Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Palembang dengan jenis tanah keras.

Selanjutnya nilai respon spektrum desain yang didapatkan tersebut digunakan dalam Analisis Dinamik Struktur Linier dengan Metode Respon Spektrum pada pemodelan menggunakan Program Analisa Struktur.

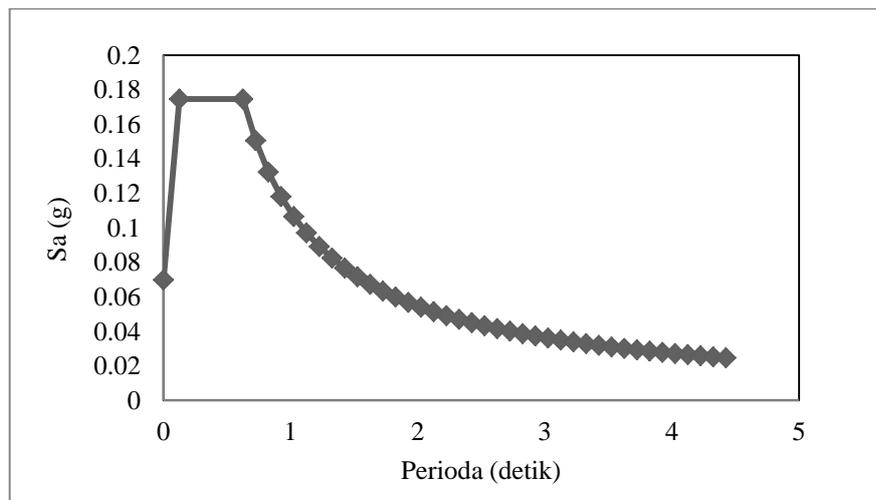
c. Desain Respon Spektrum Palembang (Tanah Batuan)

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah batuan yang terletak di Kota Palembang, kemudian dianalisis dengan data-data $PGA = 0.147$ g, $S_s = 0.262$ g dan $S_l = 0.164$ g. Berdasarkan tahap-tahap yang telah dibahas dalam sub bab 2.5.3 dan 2.5.4, maka akan didapatkan koefisien atau nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

- Nilai F_a = 1
- Nilai F_v = 1
- S_{MS} = 0.262
- S_{MI} = 0.164

- S_{DS} = 0.17467
- S_{DI} = 0.10933
- T_0 = 0.12519
- T_s = 0.62595
- Nilai S_a

Respon spektrum diplot ke dalam grafik seperti yang ditampilkan pada Gambar 3.5:



Gambar 3.5: Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Palembang dengan jenis tanah batuan.

Selanjutnya nilai respon spektrum desain yang didapatkan tersebut digunakan dalam Analisis Dinamik Struktur Linear dengan Metode Respon Spektrum pada pemodelan menggunakan Program Analisa Struktur.

3. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2012 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa. Berdasarkan sub Bab 2.5.11, maka didapatkan untuk Faktor $R = 8$ nilai $\rho = 1.3$ yang diperoleh dari kategori desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0.8094$, untuk Faktor $R = 5$ nilai $\rho = 1,0$ yang diperoleh dari kategori desain seismik C dan nilai $S_{DS} = 0.2096$, untuk Faktor $R = 3$ nilai $\rho = 1,0$ yang diperoleh dari kategori desain seismik B dan nilai $S_{DS} = 0.17467$, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.4 untuk faktor $R = 8$, Tabel 3.5 untuk faktor $R = 5$ dan Tabel 3.6 untuk faktor $R = 3$.

Tabel 3.4: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1.3$, $S_{DS} = 0.8094$.

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	1.248	1	0.39	0
Kombinasi 4	1.151	1	-0.39	0
Kombinasi 5	1.361	1	1.3	0
Kombinasi 6	1.038	1	-1.3	0
Kombinasi 7	0.85	0	0.39	0
Kombinasi 8	0.948	0	-0.39	0
Kombinasi 9	0.738	0	1.3	0
Kombinasi 10	1.0618	0	-1.3	0
Kombinasi Maximum <i>Envelope</i>	Nilai <i>absolute</i> dari seluruh kombinasi			

Tabel 3.5: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1.0$, $S_{DS} = 0.2096$.

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	1.2125	1	0.3	0
Kombinasi 4	1.1874	1	-0.3	0
Kombinasi 5	1.2419	1	1	0
Kombinasi 6	1.1581	1	-1	0
Kombinasi 7	0.8874	0	0.3	0
Kombinasi 8	0.9125	0	-0.3	0

Tabel 3.5: *Lanjutan.*

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (EX)	Koefisien (EY)
Kombinasi 9	0.858	0	1	0
Kombinasi 10	0.9419	0	-1	0
Kombinasi Maximum <i>Envelope</i>	Nilai <i>absolute</i> dari seluruh kombinasi			

Tabel 3.6: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1.0$, $S_{DS} = 0.17467$.

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	1.2104	1	0.3	0
Kombinasi 4	1.1895	1	-0.3	0
Kombinasi 5	1.2349	1	1	0
Kombinasi 6	1.165	1	-1	0
Kombinasi 7	0.8895	0	0.3	0
Kombinasi 8	0.91	0	-0.3	0
Kombinasi 9	0.865	0	1	0
Kombinasi 10	0.9349	0	-1	0
Kombinasi Maximum <i>Envelope</i>	Nilai <i>absolute</i> dari seluruh kombinasi			

Kombinasi Maximum memiliki tipe kombinasi yang lain dari Kombinasi 1 sampai 10 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).

4. 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 2.2 untuk nilai I_e dan Tabel 2.6 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%. Sehingga metode yang digunakan dalam analisis respon spektrum ragam adalah *CQC* pada Model 1, *CQC* pada Model 2, dan *CQC* pada Model 3. Perhitungan mendetail pemilihan metode yang digunakan dalam pemodelan struktur dapat dilihat pada Bab 4.

5. *Groundmotion Records* (Data Rekaman Gempa)

Data rekaman gempa diperoleh dari *website* resmi *Pacific Earthquake Engineering Research* (PEER) *Next Generation Attenuation* (NGA), *COSMOS Strongmotion Data Center*, ERD dan CSMIP.

Dalam pengambilan data rekaman gempa melalui PEER NGA, diperlukan data *Station*, *Date*, dan *Magnitude* agar terdapat korelasi antara data gempa yang diambil dari *website* tersebut dengan data gempa dari bangunan yang direncanakan.

Data rekaman gempa yang diambil sebanyak 10 rekaman gempa mengandung *fling* yang diperoleh dari PEER NGA, COSMOS, ERD dan CSMIP seperti terlihat pada Tabel 3.8.

Tabel 3.7: *Fling Records* (PEER NGA, COSMOS, ERD dan CSMIP).

Gempa	Nama Gempa	Tahun	Nama Stasiun Gempa	Mag
1	Chi-Chi TCU052	2011	CBGS	6.1
2	Chi-Chi TCU065	1999	TCU129	6.2
3	Chi-Chi TCU068	2004	NIG020	6.6
4	Chi-Chi TCU071	1999	TCU129	7.6
5	Chi-Chi TCU072	1997	Jianshi	5.8
6	Chi-Chi TCU074	1992	Petrolia CA	6.6
7	Chi-Chi TCU084	1997	NCR	5.4
8	Kocaeli Izmit	1997	NCR	5.7
9	Kocaeli Sakarya	2004	HKD071	7.0
10	Kocaeli Yarimca	2011	MYG001	7.1

Setiap data rekaman gempa terdiri dari 2 data gempa horizontal (arah X dan arah Y) dan 1 data gempa vertikal (arah Z), namun dalam Tugas Akhir ini data rekaman gempa yang digunakan hanya gempa horizontal arah X, sementara gempa horizontal arah Y tidak digunakan karena bangunan yang direncanakan dalam bentuk 2 dimensi (2D) pada sumbu X dan gempa vertikal arah Z karena dalam analisis data relatif sangat kecil (atau dianggap sama dengan 0).

Selanjutnya data rekaman gempa yang diperoleh tersebut diskalakan terhadap respon spektrum desain menggunakan *software* MATLAB. Pada proses penskalaan dibutuhkan data respon spektrum desain agar data rekaman gempa original disesuaikan dengan kondisi geologis pada Kota Banda Aceh (tanah

lunak), Palembang (tanah keras), dan Palembang (tanah batuan). Selain itu, rentang perioda alami (T) juga dibutuhkan dalam proses penskalaan agar hasil skala lebih detail.

Kemudian data rekaman gempa yang telah diskalakan digunakan sebagai *input* pada *software* RUAUMOKO versi 04. untuk Analisis Dinamik Non Linier Inelastis dengan Metode Analisa Riwayat Waktu.

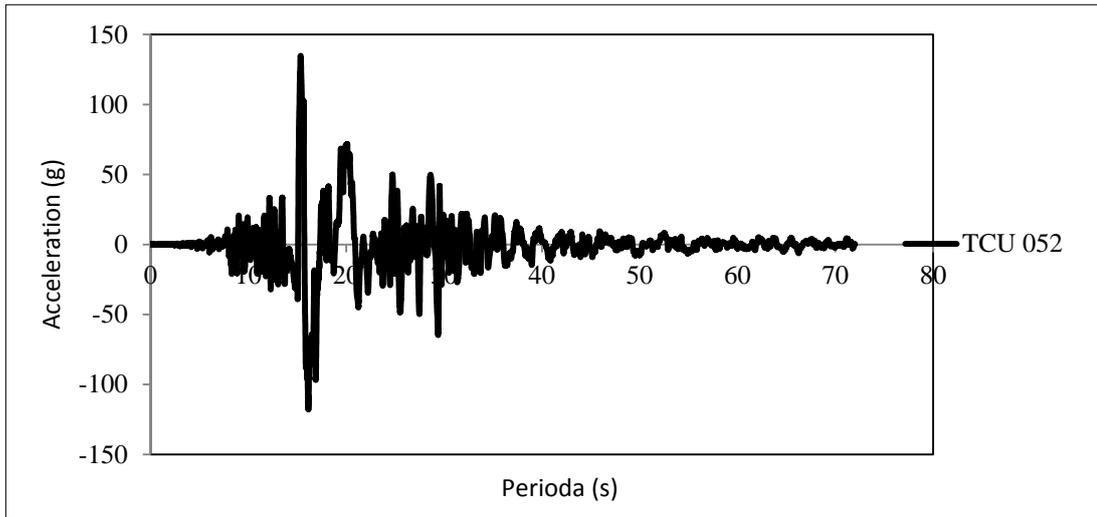
3.3.2 Analisis Dinamik Struktur Nonlinear

Analisis ini menggunakan Metode Respon Riwayat Waktu dan dianalisis secara dua dimensi. Alat bantu *software* yang digunakan adalah RUAUMOKO2D versi 04.

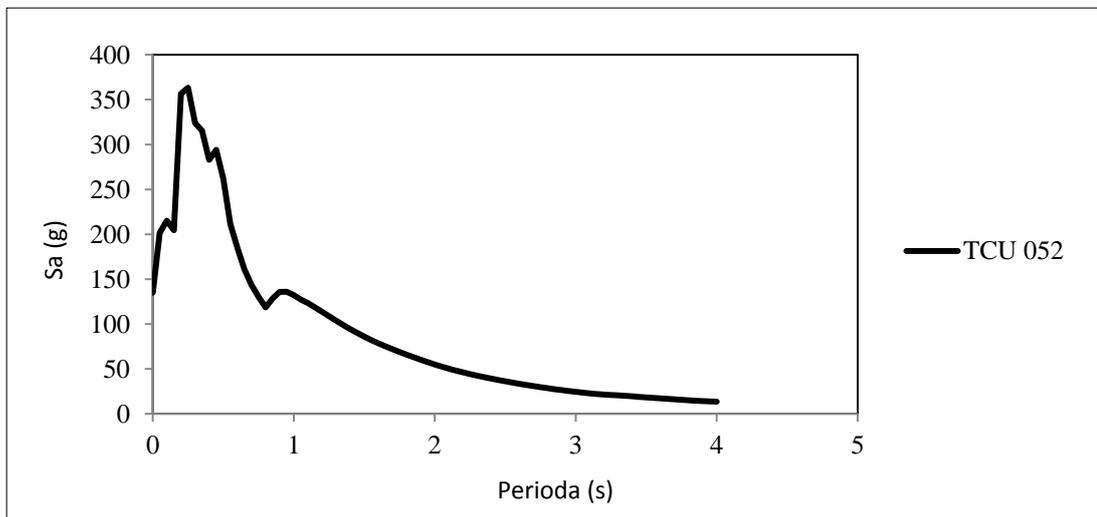
1. Analisis Respon Riwayat Waktu

Analisis ini merupakan tahap evaluasi yang dijadikan sebagai perbandingan terhadap analisis linear sebelumnya, sehingga tidak perlu seluruhnya memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2012. Karena model yang digunakan merupakan model yang seluruhnya telah memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2012 pada analisis linier sebelumnya yaitu dengan Metode Respon Spektrum. Pada Metode Respon Riwayat Waktu ini dianalisis secara dua dimensi. Alat bantu *software* yang digunakan adalah RUAUMOKO2D versi 04. Sebelum dianalisis dengan RUAUMOKO2D terdapat beberapa tahapan sebagai berikut:

- a. Pengambilan rekaman gempa berasal dari PEER NGA, COSMOS ERD dan CSMIP. Daerah-daerah rekaman yang diambil tertera pada tabel 3.7.
- b. Mengubah rekaman gempa menjadi respon spektrum dengan bantuan *software* SEISMOSIGNAL. Hal ini dilakukan untuk memudahkan proses penskalaan.

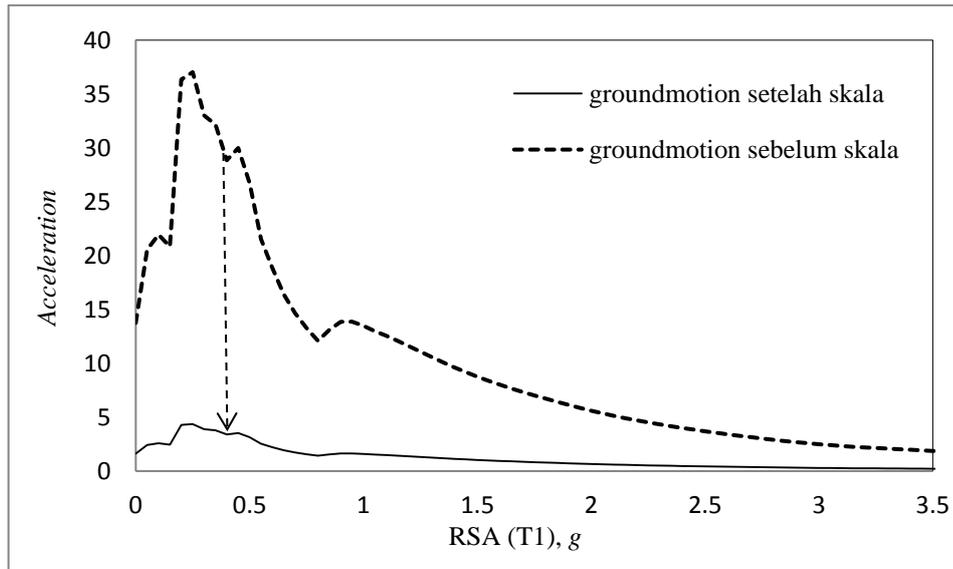


Gambar 3.6: Rekaman gempa asli Chi-Chi TCU052 yang mengandung fling.

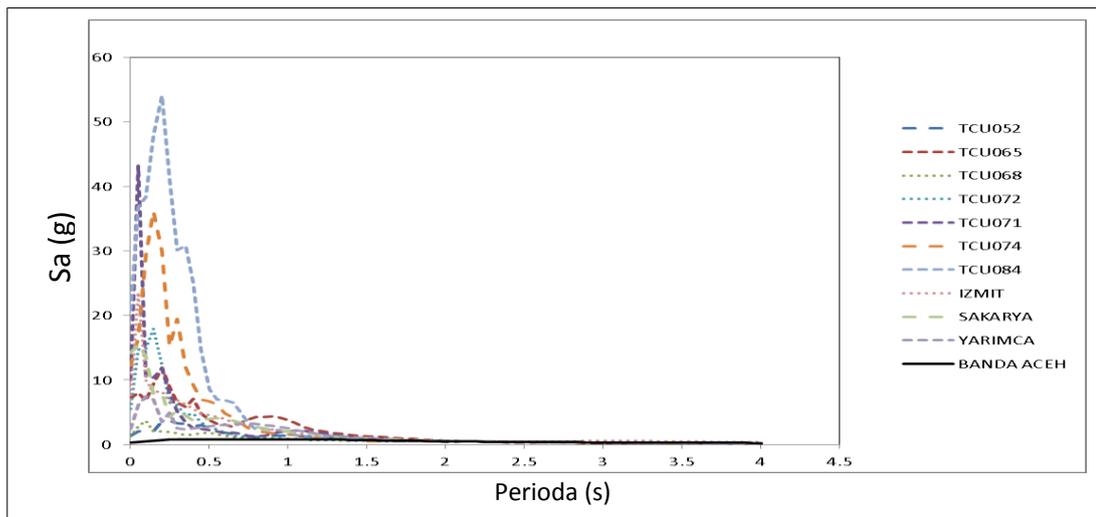


Gambar 3.7: Rekaman gempa Chi-Chi TCU052 yang dirubah menjadi spektra desain.

- c. Kemudian data rekaman gempa yang telah dirubah menjadi spektra desain diskalakan terhadap respon spektrum desain rencana yaitu dari RSA 0,1 g sampai 1,5 g dengan kenaikan skala 0,1. Kemudian kenaikan skala 0,2 sampai RSA 2,5 g dan kenaikan skala 0,3 sampai RSA 3,4 g seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.8.



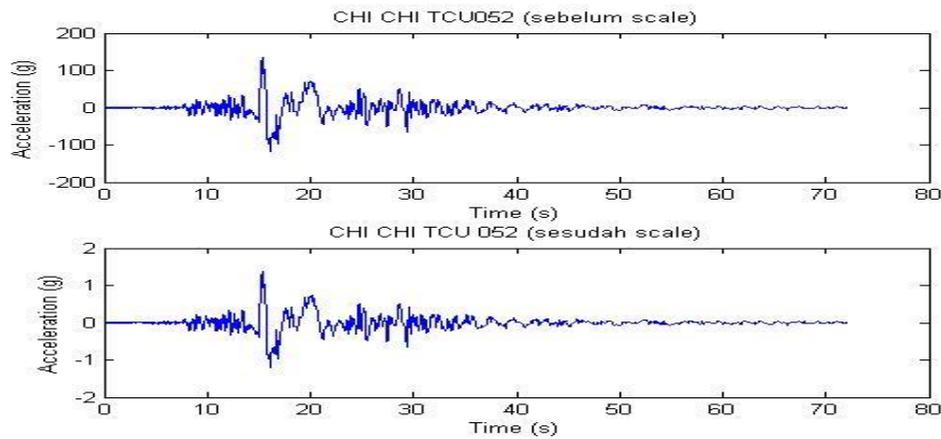
Gambar 3.8: Respon spektrum Chi-Chi TCU052 sebelum dan sesudah diskalakan terhadap RSA yang direncanakan.



Gambar 3.9: Variasi respon spektrum gempa dengan *fling* dan desain (Aceh).

Respon spektrum akan diskalakan terhadap perioda gedung, Kemudian nilai skala akan digunakan untuk penskalaan rekaman gempa yang diambil dari PEER NGA, COSMOS, ERD dan CSMIP.

d. Menskalakan rekaman gempa dengan menggunakan *software* MATLAB.



Gambar 3.10: Rekaman gempa Chi-Chi TCU052 sebelum dan sesudah diskalakan.

Data-data rekaman yang telah diskalakan menggunakan aplikasi MATLAB akan digunakan sebagai input data pada analisis menggunakan *software* RUAUMOKO2D versi 04.

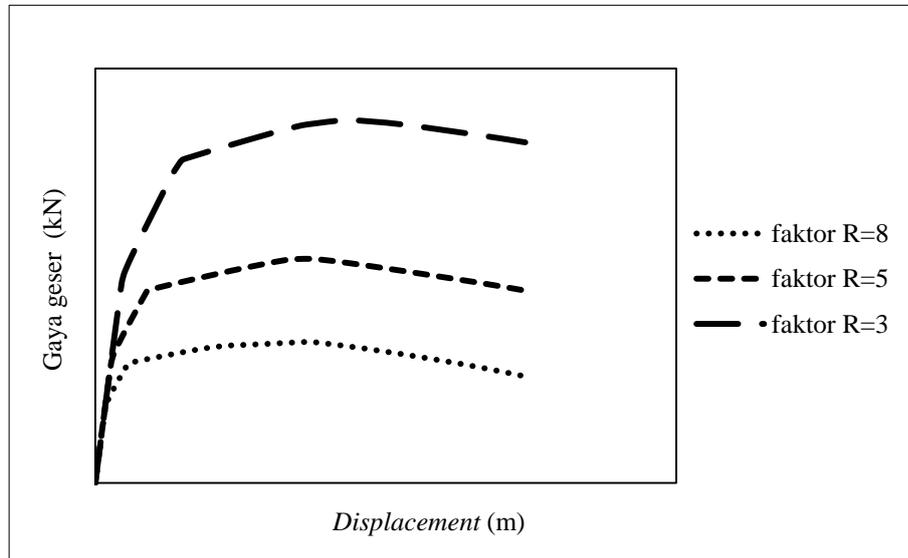
Adapun data-data yang dibutuhkan dalam analisis respon riwayat waktu nonlinier menggunakan *software* RUAUMOKO2D versi 04 antara lain:

- 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*.

2. Momen leleh (M_y)

Berdasarkan Metode FEMA, momen leleh yang digunakan sebagai *input* analisis nonlinear pada program RUAUMOKO2D versi 04 adalah momen maksimum pada analisis linier respon riwayat waktu menggunakan Program Analisa Struktur. Nilai tersebut sebelumnya diambil dari Program Analisa

Struktur dan disesuaikan dengan sistem bangunan yang direncanakan. Pengambilan momen leleh diambil setelah menyesuaikan kurva kapasitas pada analisa beban dorong (*push over*), Dimana untuk melihat perilaku dari ketiga sistem yang direncanakan.



Gambar 3.11: Kurva kapasitas untuk ketiga faktor R.

3. Kapasitas Rotasi (θ_p)

Kapasitas rotasi terdiri dari:

a. 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.

b. 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).

4. Rotasi Leleh (θ_y)

Rotasi pada saat leleh digunakan untuk mendapatkan nilai daktilitas yang dibutuhkan sebagai *input* dalam *software* RUAUMOKO2D versi 04. 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.

5. *Fragility Curves*

Fragility Curves atau kurva keruntuhan didapatkan hasilnya setelah mendapatkan nilai *Incremental Analysis Dynamics* (IDA). Dalam pengerjaan kurva keruntuhan analisis dan jumlah analisis dilakukan pada setiap tingkat struktur. Fungsi distribusi kumulatif lognormal sering digunakan untuk mendefinisikan fungsi keruntuhan:

$$P(C|IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \quad (3.1)$$

Pers. 3.1 di atas digunakan untuk menghitung probabilitas keruntuhan yang diinput dengan bantuan *software* Microsoft *Excel*.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Hasil Model Linier dan Non Linear

Pada Bab ini akan membahas beberapa hasil analisa linier dan non linear oleh Program Analisa Struktur diantaranya, perioda getar, nilai simpangan dan gaya-gaya dalam struktur gedung berdasarkan tiga jenis model dan tiga jenis sistem rangka pemikul momen setiap modelnya, yaitu dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMM), dan sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB). 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 Linear

4.2.1 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. persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Syarat : $SRSS > 15\%$, $CQC < 15\%$

Analisa menggunakan metode *CQC* (*Complete Quadratic Combination*), hasil persentase perioda rata-rata yang didapat lebih kecil dari 15% dan *SRSS* (*Square Root of the Sum of Square*) lebih besar dari 15%. Pada hasil analisa diperoleh hasil:

1. Model 1 untuk ketiga jenis nilai R, didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak dibawah 15 %.

2. Model 2 untuk ketiga jenis nilai R, didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak diatas 15 %.
3. Model 3 untuk ketiga jenis nilai R, didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak dibawah 15 %.

Untuk perhitungan tertera pada lampiran A3.

4.2.2 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.

Tabel 4.1: Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen (V_1) dan Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum *output* Program Analisa Struktur V_t .

Struktur	Arah Gempa	V_1 (KN)	V_t (KN)
Model 1	Gempa X (R=8)	358.35	415.389
	Gempa X (R=5)	197.985	132.832
	Gempa X (R=3)	201.689	184.996
Model 2	Gempa X (R=8)	642.37	985.667
	Gempa X (R=5)	234.86	407.461
	Gempa X (R=3)	182.27	405.261
Model 3	Gempa X (R=8)	940.438	1325.466
	Gempa X (R=5)	262.019	314.264
	Gempa X (R=3)	266.921	328.346

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

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

Untuk perhitungan tertera pada Lampiran A5.

4.2.3 Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan sub Bab 2.5.11, nilai gaya geser dengan redundansi 1 per lantainya harus dikoreksi dengan 35% gaya geser dasar dengan redundansi 1. Jika persyaratan tersebut tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1 harus diganti dengan redundansi 1,3. Dari hasil koreksi untuk setiap gaya geser diperoleh beberapa lantai yang tidak memenuhi syarat 35% gaya geser dasar. Untuk perhitungan terdapat pada lampiran A6.

4.2.4 Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

Nilai V_t dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum (V_t) dapat dilihat pada Tabel 4.2. Kontrol Koreksi skala simpangan antar tingkat yaitu:

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

Tabel 4.2: Koreksi skala simpangan antar tingkat.

Struktur	Arah Gempa	V_t (KN)	$0,85 C_s \cdot W$	Cek
Model 1	Gempa X (R=8)	415.389	304.59	Ok
	Gempa X (R=5)	132.832	168.28	Ok
	Gempa X (R=3)	184.996	171.435	Ok
Model 2	Gempa X (R=8)	985.667	546.016	Ok
	Gempa X (R=5)	407.461	199.637	Ok
	Gempa X (R=3)	405.261	154.931	Ok
Model 3	Gempa X (R=8)	1325.466	799.372	Ok
	Gempa X (R=5)	314.264	222.71	Ok
	Gempa X (R=3)	328.346	226.88	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.

4.2.5 Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai yang diizinkan yaitu 0,02 dikali tinggi lantai, nilai simpangan tidak boleh melebihi ketentuan tersebut. Pada hasil yang diperoleh, nilai simpangan antar lantai tidak melebihi batas izin atau memenuhi syarat. Untuk hasil perhitungan terdapat pada lampiran A7.

4.2.6 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. Pada hasil kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x untuk semua model, diperoleh nilai persentase kekakuan di atas batas yang ditentukan atau struktur yang direncanakan tidak mengalami *Soft Story*. Untuk hasil perhitungan terdapat pada lampiran A8.

4.2.7 Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 1. Pada hasil perhitungan, nilai *stability ratio* dibawah nilai 1 untuk semua model atau dapat dikatakan kontrolnya memenuhi syarat yang ditentukan. Pada dasarnya efek P-delta dapat diabaikan jika syarat *stability ratio* sudah terpenuhi. Untuk hasil perhitungan terdapat pada lampiran A9.

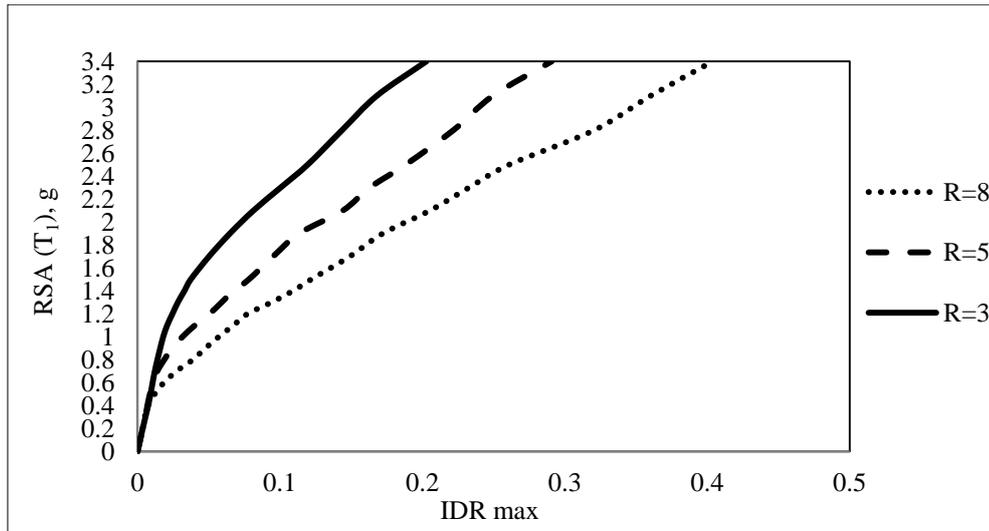
4.3 Hasil Analisa Non Linear

4.3.1 *Incremental Dynamic Analysis*

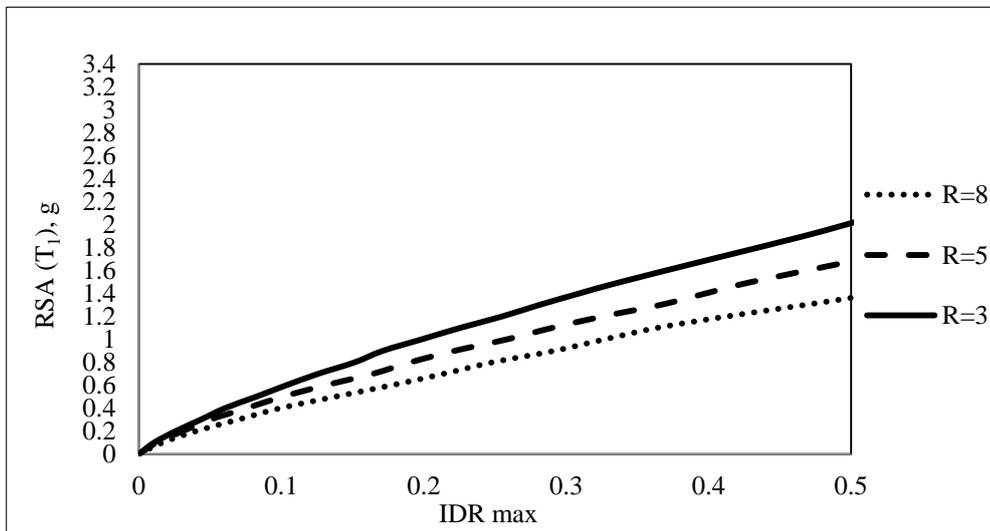
Tahap ini merupakan bagian evaluasi dari struktur beton bertulang yang telah di desain. Evaluasi struktur menggunakan metode *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) untuk mendapatkan gambaran respon dan kapasitas dari struktur. Hasil dari IDA akan memberi gambaran kondisi struktur terhadap gaya gempa yang

diberikan dengan melihat nilai IDR yang diperoleh terhadap kenaikan nilai RSA (*Respon Spectrum Acceleration*) yang direncanakan.

Analisis IDA ini menggunakan 10 bentuk rekaman gempa (Tabel 3.7) yang mengandung *fling* dengan berbagai macam tipe dan daerah gempa. Grafik IDA yang digunakan sebagai perbandingan yaitu nilai rata-rata dari 10 rekaman gempa tersebut.

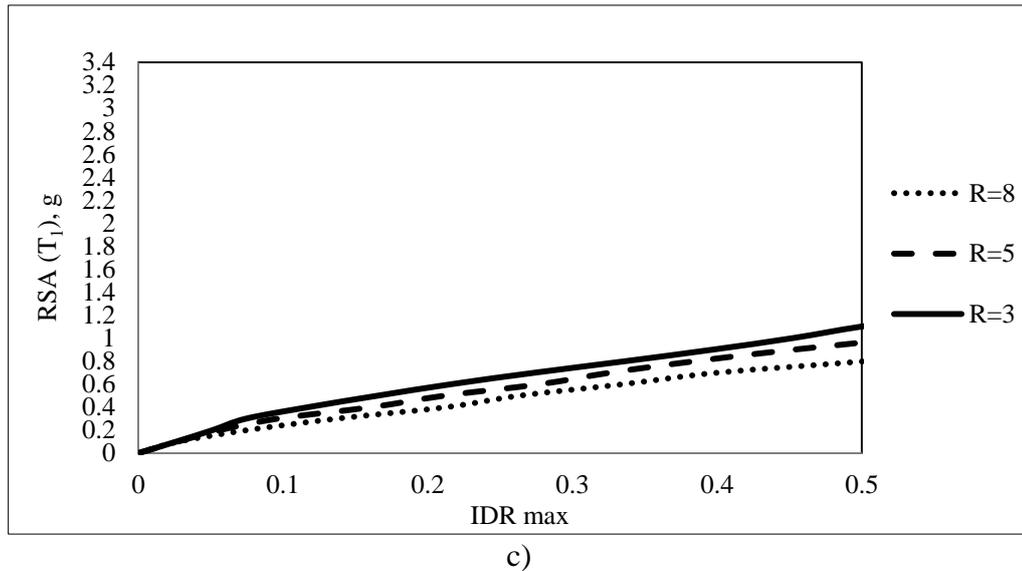


a)



b)

Gambar 4.1: Kurva rata-rata IDA terhadap RSA (T_1) untuk setiap model, a) Model 1; b) Model 2; c) Model 3.



Gambar 4.1: Lanjutan.

Pada Gambar 4.1 menunjukkan hasil kurva IDA dalam bentuk nilai rata-rata IDR maksimum untuk ketiga model pada kondisi faktor R yang berbeda. Pada model 1 kondisi kurva IDA saling berhimpit untuk masing-masing modifikasi respon sampai pada RSA (T_1) 0,4 g dan IDR 0,007. Pada model 2 kondisi kurva IDA dimulai pada saat RSA (T_1) 0,1 g untuk setiap modifikasi respon (faktor R) dengan IDR 0,011 untuk R = 3, IDR 0,012 untuk R = 5, dan IDR 0,016 untuk R = 8. Pada model 3 kondisi kurva IDA juga dimulai pada saat RSA (T_1) 0,1 g untuk setiap modifikasi respon dengan IDR 0,026 untuk R = 3, IDR 0,027 untuk R = 5, dan IDR 0,028 untuk R = 8.

Tabel 4.3: Kebutuhan nilai RSA (T_1) berdasarkan rata-rata IDR maksimum pada setiap model untuk mencapai kondisi mendekati keruntuhan.

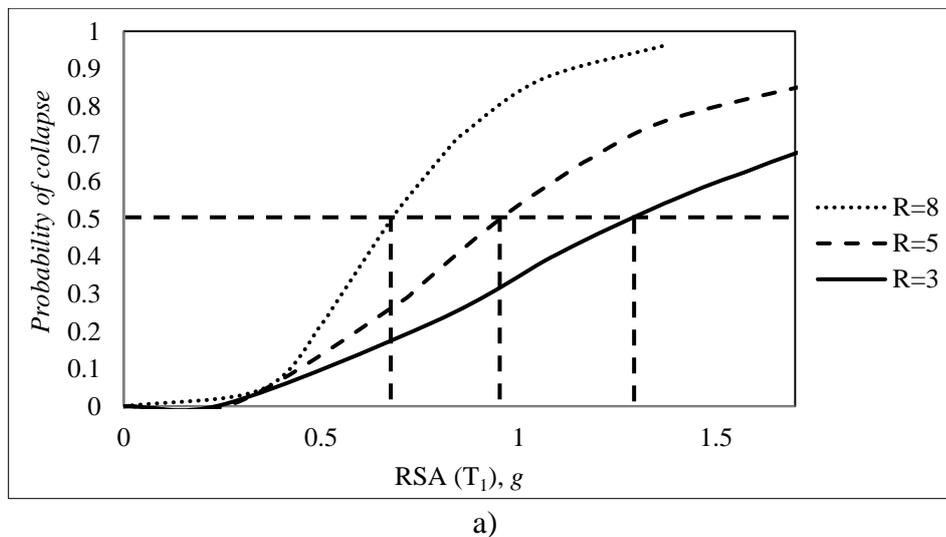
Model	RSA (T_1), g		
	R = 3	R = 5	R = 8
1 (5 tingkat)	1.07	0.82	0.62
2 (10 tingkat)	0.17	0.14	0.12
3 (15 tingkat)	0.09	0.08	0.07

Pada Tabel 4.3 terdapat beberapa nilai perbandingan RSA (T_1) yang dibutuhkan untuk mencapai kondisi mendekati keruntuhan pada ketiga jenis

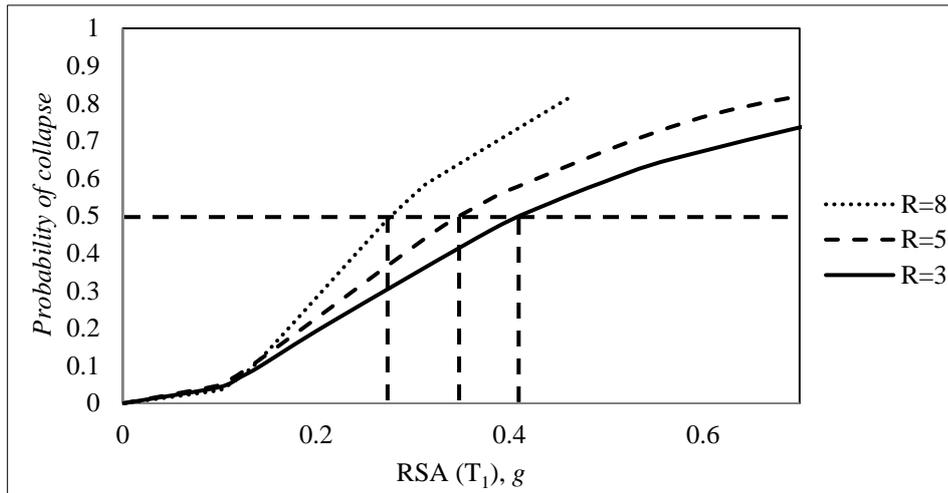
model struktur. Dalam ketiga model nilai RSA (T_1) untuk setiap modelnya memiliki nilai persentase tertentu, karena didasarkan oleh modifikasi respon gedung yang berbeda-beda. Nilai RSA (T_1) terbesar terdapat pada faktor $R = 3$ dan nilai RSA (T_1) terkecil terdapat pada faktor $R = 8$. Hal ini menunjukkan bahwa nilai modifikasi respon (faktor R) berpengaruh terhadap nilai RSA (T_1) yang direncanakan pada suatu struktur.

4.3.2 Analisis *Probability of Collapse*

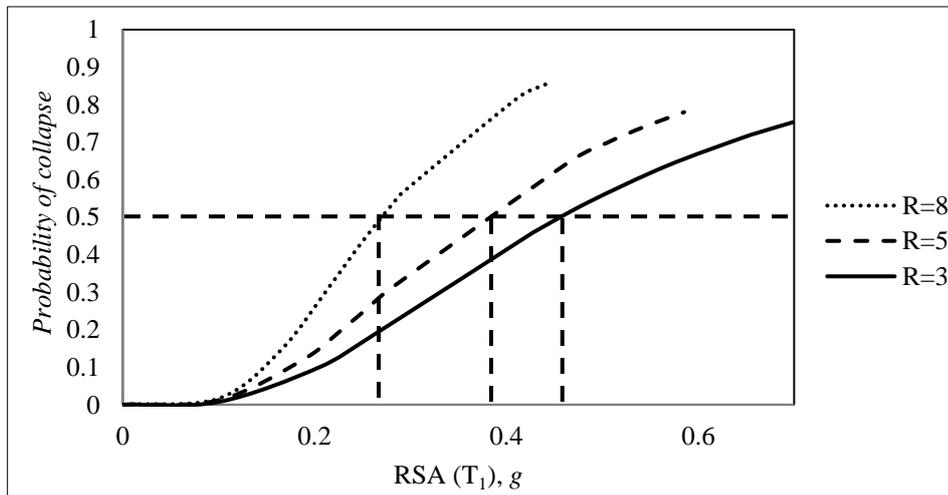
Dari proses *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) didapatkan nilai IDR max pada setiap rekaman gempa dalam RSA (T_1) tertentu yang kemudian akan digunakan dalam menganalisa probabilitas keruntuhan struktur gedung dengan kurva keruntuhan (*fragility curves*). Dalam hal ini median RSA (T_1) adalah nilai 50% probabilitas keruntuhan. Hasil probabilitas keruntuhan struktur untuk ketiga model dapat dilihat pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2: Kurva probabilitas keruntuhan terhadap RSA (T_1) untuk setiap model, a) Model 1; b) Model 2; c) Model 3.



b)



c)

Gambar 4.2: Lanjutan.

Pada Gambar 4.2 menunjukkan nilai probabilitas keruntuhan terhadap nilai RSA (T_1) dengan membandingkan ketiga faktor R untuk setiap modelnya. Garis putus-putus pada kurva menunjukkan nilai RSA (T_1) median dari masing-masing ketiga faktor R terhadap 50% *probability of collapse* (peluang keruntuhan) sebagai acuan terhadap struktur. Pada model 1 nilai RSA (T_1) median untuk setiap modifikasi respon terhadap 50% peluang keruntuhan terdapat pada, untuk $R = 3$ nilai RSA (T_1) median = 1,28 g dan rasio peluang keruntuhan dimulai dari 0,007, untuk $R = 5$ nilai RSA (T_1) median = 0,95 g dan rasio peluang keruntuhan dimulai dari 0,009, untuk $R = 8$ nilai RSA (T_1) median = 0,68 g dan rasio peluang keruntuhan dimulai dari 0,05. Pada model 2 nilai RSA (T_1) median untuk setiap

modifikasi respon terhadap 50% peluang keruntuhan terdapat pada, untuk $R = 3$ nilai RSA (T_1) median = 0,41 g dan rasio peluang keruntuhan dimulai dari 0,048, untuk $R = 5$ nilai RSA (T_1) median = 0,35 g dan rasio peluang keruntuhan dimulai dari 0,043, untuk $R = 8$ nilai RSA (T_1) median = 0,28 g dan rasio peluang keruntuhan dimulai dari 0,035. Pada model 3 nilai RSA (T_1) median untuk setiap modifikasi respon terhadap 50% peluang keruntuhan terdapat pada, untuk $R = 3$ nilai RSA (T_1) median = 0,46 g dan rasio peluang keruntuhan dimulai dari 0,007, untuk $R = 5$ nilai RSA (T_1) median = 0,37 g dan rasio peluang keruntuhan dimulai dari 0,012, untuk $R = 8$ nilai RSA (T_1) median = 0,27 g dan rasio peluang keruntuhan dimulai dari 0,017.

Tabel 4.4: Perbandingan nilai RSA (T_1) median terhadap probabilitas keruntuhan pada ketiga model struktur.

Model	RSA (T_1), g		
	R=3	R=5	R=8
1 (5 tingkat)	1.28	0.95	0.68
2 (10 tingkat)	0.41	0.35	0.28
3 (15 tingkat)	0.46	0.37	0.27

Pada Tabel 4.4 menunjukkan perbandingan nilai RSA (T_1) median untuk setiap model struktur. Dalam hal ini nilai median yang di bandingkan yaitu nilai median yang didapatkan pada perbedaan faktor R. Struktur dengan faktor $R = 8$, akan mengalami angka *drift* kehancuran yang direncanakan pada RSA (T_1) yang tidak terlalu besar, hal ini di sebabkan oleh fleksibilitas struktur tersebut.

Tabel 4.5: Probabilitas keruntuhan terhadap RSA (T_1) desain.

Jenis Gempa	Model	Faktor R	RSA (T_1), g	Probabilitas
<i>Fling</i>	1 (5 tingkat)	8	0.809	0.6135
	2 (10 tingkat)		0.809	1
	3 (15 tingkat)		0.809	1

Tabel 4.5: *Lanjutan.*

Jenis Gempa	Model	Faktor R	RSA (T_1), g	Probabilitas
	1 (5 tingkat)	5	0.2096	0.0097
	2 (10 tingkat)		0.2096	0.2761
	3 (15 tingkat)		0.155	0.1120
	1 (5 tingkat)	3	0.174	0.0027
	2 (10 tingkat)		0.1323	0.0034
	3 (15 tingkat)		0.092	0.0805

Pada Tabel 4.5 menjelaskan bahwa tinggi tingkat suatu struktur akan mempengaruhi nilai probabilitas keruntuhan. Semakin tinggi tingkat suatu struktur, maka semakin tinggi nilai probabilitas keruntuhannya seperti pada faktor $R = 5$ dan faktor $R = 3$ struktur 15 lantai memiliki RSA (T_1) desain yang kecil akan tetapi memiliki nilai probabilitas yang besar bahkan jika struktur tersebut memiliki nilai RSA (T_1) yang sama seperti pada faktor $R = 8$, nilai probabilitas tertinggi terjadi pada struktur yang lebih tinggi. Hal tersebut menjelaskan bahwa setiap model struktur (dalam studi ini) yang direncanakan dengan *groundmotion* yang sama dan dengan perbedaan faktor R (modifikasi respon) pada setiap model, maka perilaku struktur tidak akan sama walaupun besaran persentase peluang kehancuran direncanakan sama pada setiap model.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis akibat getaran gempa yang mengandung *fling* terhadap struktur di peroleh beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil analisa IDA menunjukkan bahwa simpangan antar tingkat untuk mendekati keruntuhan (2%) diperlukan RSA (T_1) = 0,62 g untuk model 1 dengan R = 8. Sedangkan untuk R = 5 dan R = 3 pada model yang sama diperlukan kenaikan RSA (T_1) masing-masing mencapai 0,20 g dan 0,45 g. Pada model 2 dengan R = 8 diperlukan RSA (T_1) = 0,12 g untuk mencapai kondisi mendekati keruntuhan, sedangkan untuk R = 5 dan R = 3 pada model yang sama diperlukan kenaikan RSA (T_1) masing-masing mencapai 0,02 g dan 0,05 g. Pada model 3 dengan R = 8 diperlukan RSA (T_1) = 0,07 g untuk mencapai kondisi mendekati keruntuhan, sedangkan untuk R = 5 dan R = 3 pada model yang sama diperlukan kenaikan RSA (T_1) masing-masing mencapai 0,01 g dan 0,02 g.
2. Nilai median untuk probabilitas keruntuhan pada model 1 dengan R = 8 diperoleh sebesar RSA (T_1) = 0,68 g dan diperlukan kenaikan RSA (T_1) sebesar 0,27 g dan 0,6 g masing-masing untuk R = 5 dan R = 3 pada model yang sama. Nilai median untuk probabilitas keruntuhan pada model 2 dengan R = 8 diperoleh sebesar RSA (T_1) = 0,28 g dan diperlukan kenaikan RSA (T_1) sebesar 0,07 g dan 0,13 g masing-masing untuk R = 5 dan R = 3 pada model yang sama. Nilai median untuk probabilitas keruntuhan pada model 3 dengan R = 8 diperoleh sebesar RSA (T_1) = 0,27 g dan diperlukan kenaikan RSA (T_1) sebesar 0,1 g dan 0,19 g masing-masing untuk R = 5 dan R = 3 pada model yang sama.

5.2 Saran

1. Dalam tugas akhir ini, dimensi balok kolom yang ekonomis diabaikan. Disarankan untuk penganalisaan selanjutnya komponen tersebut direncanakan

ekonomis agar data yang dihasilkan lebih akurat dan sesuai data kondisi yang ada dilapangan.

2. Dalam tugas akhir ini, analisa riwayat waktu non linear struktur gedung hanya ditinjau secara 2 dimensi. Disarankan agar struktur gedung ditinjau secara 3 dimensi.
3. Diharapkan tugas akhir ini dapat diteruskan atau dievaluasi kembali dalam rangka mendapatkan hasil yang optimal dan dapat dilakukan perbandingan terhadap hasil yang ada.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. (2013). *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Baker, J. W. (2015). *Efficient Analytical Fragility Function Fitting Using Dynamic Dtructural Analysis*. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579–599. <https://doi.org/10.1193/021113EQS025M>
- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011). *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 1726:2012*. Bandung: ITB.
- Carr, A. J. (2007). *RUAUMOKO 2D: Users Manual*. Christchurch, New Zealand.: University of Canterbury.
- CGS. (2007). *Center for Engineering Strong Motion Data*. Retrieved from <https://www.strongmotioncenter.org>
- 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 Pekerjaan Umum.
- 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.
- Imran, I. dan Hendrik, F. (2009). *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Berdasarkan SNI 03-2847-2002*. Bandung: ITB.
- Kalkan, E., dan Kunnath, K. (2006). *Effects of Fling Step and Forward Directivity on Seismic Response of Buildings*. *Earthquake Spectra*, 22(2), 367–390.
- Prof. Khalid Mosalam. (2019). *Headquarters-Pacific Earthquake Engineering Research Center*. Retrieved from <http://peer.berkeley.edu>.
- PUSKIM. (2011). *Desain Spektra Indonesia*. Retrieved from <http://puskim.pu.go.id>.
- Rizky Andika Kadarusman, Agoes SMD, A. Wi. (2013). *Kajian Analisis Pushover Untuk Performance Based Design Pada Gedung A Rumah Sakit Umum (RSUD) Kertosono*. Malang: Universitas Brawijaya.

- Sanaz, R., & Armen, D. K. (2012). *A Stochastic Ground Motion Model With Separable Temporal and Spectral Nonstationarities*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *41*(11), 1549–1568. <https://doi.org/10.1002/eqe.997>
- Saputra, U., Putra, H. S. E., Tanjung, J., & Thamrin, R. (2015). *Studi Eksperimental Pengaruh Dinding Bata Terhadap Ketahanan Kolom Struktur Portal Sederhana*. *Jurnal Rekayasa Sipil (JRS-Unand)*. <https://doi.org/10.25077/jrs.11.2.85-96.2015>
- Stathopoulos, K. G., Anagnostopoulos, S. A. (2005). *Inelastic Torsion Of Multistory Buildings Under Earthquake Excitations*. Greece: University of Patras.
- Zareian, F., & Krawinkler, H. (2009). *Simplified performance-based earthquake engineering*. USA: 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 menggunakan Program Analisa Struktur.

A.1.1 Beban Gravitasi

A. Lantai Atap

1. 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

2. Beban Hidup	=	100	kg/m ²
----------------	---	-----	-------------------

B. Lantai Tipikal

1. 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
---------------------------	---	-----	-------------------

2. Beban Hidup	=	240	kg/m ²
----------------	---	-----	-------------------

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:

$$\text{Data struktur: Bs. Dinding } \frac{1}{2} \text{ bata} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tinggi Lantai } \textit{Basement} = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Lantai Tipikal} = 3,5 \text{ m}$$

1. Berat dinding *Basement* = $(0,5 (\text{tinggi lantai 1}) + 0,5 (\text{tinggi lantai 2})) \times 250$
= $(0,5 (4,5) + 0,5 (3,5)) \times 250$
= 1000 kg/m
2. Berat dinding lt.tipikal = $(0,5 (\text{tinggi lantai 2}) + 0,5 (\text{tinggi lantai 3})) \times 250$
= $(0,5 (3,5) + 0,5 (3,5)) \times 250$
= 875,0 kg/m
3. Berat dinding lt.teratas = $(0,5 (\text{tinggi lantai 5})) \times 250$
= $(0,5 (3,5)) \times 250$
= 437,5 kg/m

A.2 Syarat Periode Struktur

Penentuan periode yang akan digunakan untuk perhitungan gaya geser dasar dan gaya lateral statik ekuivalen adalah berdasarkan SNI 1726:2012.

1. Model 1

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 4,5 m
- Tinggi lantai tipikal : 3,5 m
- Hn : 18,5m
- Cu : 1,4 untuk R = 8
1,56 untuk R = 5
1,7 untuk R = 3
- Ct : 0,0466
- x : 0,9

Tabel L.1: Kontrol periode getar alami struktur Model 1

SYARAT PERIODA					
Arah	$T_{a_{min}}$ ($C_t \times h_n^x$)	$T_{a_{max}}$ ($C_u \times T_{a_{min}}$)	$T_{sap2000}$	$T_{dipakai}$	KONTROL
X (R=8)	0,64	0,9	0,41	0,64	OK
X (R=5)	0,64	1,0	0,41	0,64	OK
X (R=3)	0,64	1,09	0,41	0,64	OK

Berdasarkan Tabel L.1, periode alami struktur yang digunakan adalah batas periode minimum yaitu 0,64 karena nilai periode pada Program Analisa Struktur lebih besar dari batas minimumnya untuk ketiga jenis R.

2. Model 2

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 4,5 m
- Tinggi lantai tipikal : 3,5 m
- Hn : 36 m

- C_u : 1,4 untuk $R = 8$
1,56 untuk $R = 5$
1,7 untuk $R = 3$
- C_t : 0,0466
- x : 0,9

Tabel L.2: Kontrol perioda getar alami struktur Model 2.

SYARAT PERIODA					
Arah	$T_{a_{min}}$ ($C_t \times h_n^x$)	$T_{a_{max}}$ ($C_u \times T_{a_{min}}$)	$T_{sap2000}$	$T_{dipakai}$	KONTROL
X (R=8)	1,17	1,64	0,8	1,17	OK
X (R=5)	1,17	1,83	0,8	1,17	OK
X (R=3)	1,17	1,99	0,8	1,17	OK

Berdasarkan Tabel L.2, perioda alami struktur yang digunakan adalah batas perioda minimum yaitu 1,17 karena nilai perioda pada Program Analisa Struktur lebih besar dari batas minimumnya untuk ketiga jenis R.

3. Model 3

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 4,0 m
- Tinggi lantai tipikal : 3,5 m
- H_n : 53,5m
- C_u : 1,4 untuk $R = 8$
1,56 untuk $R = 5$
1,7 untuk $R = 3$
- C_t : 0,0466
- x : 0,9

Tabel L.3: Kontrol perioda getar alami struktur Model 3.

SYARAT PERIODA					
Arah	$T_{a_{min}}$ ($C_t \times hn^x$)	$T_{a_{max}}$ ($C_u \times T_{a_{min}}$)	$T_{sap2000}$	$T_{dipakai}$	KONTROL
X (R=8)	1,67	2,34	1,16	1,67	OK
X (R=5)	1,67	2,61	1,16	1,67	OK
X (R=3)	1,67	2,85	1,16	1,67	OK

Berdasarkan Tabel L.3, perioda alami struktur yang digunakan adalah batas perioda minimum yaitu 1,67 karena nilai perioda pada Program Analisa Struktur lebih besar dari batas minimumnya untuk ketiga jenis R.

A.3 Modal Participating Mass Ratios

A.3.1 Modal Participating Mass Ratios Model 1

Tabel L.4: Hasil output *Modal Participating Mass Ratios* struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur (Model 1).

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>				
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	UX	Sum UX
Modal	1	0.418	0.816	0.816
Modal	2	0.139	0.126	0.942
Modal	3	0.076	0.036	0.978
Modal	4	0.049	0.012	0.990
Modal	5	0.039	0.000	0.990
Modal	6	0.038	0.000	0.990
Modal	7	0.038	0.000	0.990
Modal	8	0.037	0.000	0.990
Modal	9	0.036	0.010	1.000
Modal	10	0.035	0.000	1.000
Modal	11	0.033	0.000	1.000
Modal	12	0.031	0.000	1.000

Tabel L.5: Hasil selisih persentase nilai perioda.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	66.72	Not ok	Ok
T2-T3	45.23	Not ok	Ok
T3-T4	35.95	Not ok	Ok
T4-T5	19.96	Not ok	Ok
T5-T6	1.546	Ok	Not ok
T6-T7	2.30	Ok	Not ok
T7-T8	2.31	Ok	Not ok
T8-T9	3.21	Ok	Not ok
T9-T10	0.67	Ok	Not ok
T10-T12	6.62	Ok	Not ok
T11-T12	6.46	Ok	Not ok

A.3.2 Modal Participating Mass Ratios Model 2

Tabel L.6: Hasil output *Modal Participating Mass Ratios* struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur (Model 2).

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>				
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>UX</i>	<i>Sum UX</i>
Modal	1	1.62	0.72	0.72
Modal	2	0.54	0.12	0.84
Modal	3	0.30	0.05	0.89
Modal	4	0.20	0.03	0.92
Modal	5	0.14	0.02	0.94
Modal	6	0.11	0.01	0.95
Modal	7	0.09	0.00	0.95
Modal	8	0.09	0.00	0.95
Modal	9	0.08	0.01	0.96
Modal	10	0.08	0.00	0.96
Modal	11	0.07	0.00	0.96
Modal	12	0.07	0.00	0.96

Tabel L.7: Hasil selisih persentase nilai perioda.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	66.90	Not ok	Ok
T2-T3	43.34	Not ok	Ok
T3-T4	33.79	Not ok	Ok
T4-T5	28.99	Not ok	Ok
T5-T6	23.93	Not ok	Ok
T6-T7	14.36	Ok	Not ok
T7-T8	5.98	Ok	Not ok
T8-T9	3.14	Ok	Not ok
T9-T10	5.02	Ok	Not ok
T10-T12	7.66	Ok	Not ok
T11-T12	6.19	Ok	Not ok

A.3.3 Modal Participating Mass Ratios Model 3

Tabel L.8: Hasil output *Modal Participating Mass Ratios* struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur (Model 3).

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>				
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	UX	Sum UX
Modal	1	1.164	0.755	0.755
Modal	2	0.421	0.119	0.874
Modal	3	0.242	0.049	0.922
Modal	4	0.162	0.023	0.945
Modal	5	0.121	0.017	0.962
Modal	6	0.093	0.011	0.973
Modal	7	0.089	0.000	0.973
Modal	8	0.083	0.000	0.973
Modal	9	0.077	0.000	0.973
Modal	10	0.074	0.007	0.980
Modal	11	0.070	0.000	0.980
Modal	12	0.064	0.000	0.980

Tabel L.9: Hasil selisih persentase nilai perioda.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	63.846	Not ok	Ok
T2-T3	42.406	Not ok	Ok
T3-T4	33.196	Not ok	Ok
T4-T5	25.384	Not ok	Ok
T5-T6	23.340	Not ok	Ok
T6-T7	4.152	Ok	Not ok
T7-T8	6.082	Ok	Not ok
T8-T9	8.223	Ok	Not ok
T9-T10	2.819	Ok	Not ok
T10-T12	5.667	Ok	Not ok
T11-T12	8.519	Ok	Not ok

A.4 Berat Sendiri Struktur

A.4.1 Berat Sendiri Struktur Model 1

Tabel L.10: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur (Model 1).

<i>Story</i>	<i>Self weight</i> (KN)
5	586.668
4	675.634
3	675.634
2	744.8295
1	859.214
TOTAL	3541.9795

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa berat total struktur untuk Model 1 adalah 3541.9795 KN.

A.4.2 Berat Sendiri Struktur Model 2

Tabel L.11: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur (Model 2).

<i>Story</i>	<i>Self weight</i> (KN)
10	655.864
9	814.025
8	814.025
7	814.025
6	814.025
5	902.991
4	991.957
3	991.957
2	991.957
1	1062.565
TOTAL	8853.391

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa berat total struktur untuk Model 2 adalah 8853.391 KN.

A.4.3 Berat Sendiri Struktur Model 3

Tabel L.12: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur (Model 3).

<i>Story</i>	<i>Self weight (KN)</i>
15	586.668
14	675.634
13	675.634
12	675.634
11	675.634
10	744.8295
9	814.025
8	814.025
7	814.025
6	814.025
5	902.991
4	991.957
3	991.957
2	991.957
1	1062.565
TOTAL	12231.5605

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa berat total struktur untuk Model 3 adalah 12231.5605 KN.

A.5 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.

A.5.1 Perhitungan Gaya Geser Dasar dan Gaya Lateral Statik Ekuivalen Model 1

1. Untuk faktor $R = 8$, data struktur:

– S_{D1} : 1.0272

– S_{DS} : 0.8094

– R : 8.00

– I_e : 1.00

– $S1$: 0.642

$$\begin{aligned} \text{– Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,8094}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0.101 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{– Cs Minimum} &= 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \\ &= 0,044 \cdot (0,8094) \cdot (1,00) = 0.0401 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{– Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{1,0272}{0,64\left(\frac{8,0}{1,0}\right)} = 0.200 \end{aligned}$$

Tabel L.13: Nilai Cs yang digunakan untuk Model 1 ($R = 8$).

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X	0,101	0,200	0,0401	0,101

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{shitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{shitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah $V = C_s \times W_t$

$$V = 0.101 \times 3541.97$$

$$V = 358.359 \text{ KN.}$$

– 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 0,64 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,07.

Tabel L.14: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 1 ($R = 8$).

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (h_x)	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> (F_x)
5	586.668	18,5	13312.70	103.78	103.78
4	675.634	15	12249.80	95.49	199.27
3	675.634	11,5	9218.45	71.86	271.14
2	744.8295	8	6892.28	53.73	324.87
1	859.214	4,5	4295.74	33.48	358.359
TOTAL			4596..99	358.35	

Berdasarkan Tabel L.14, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 1 adalah 358.35 KN.

2. Untuk faktor $R = 5$, data struktur:

- S_{D1} : 0,178
- S_{DS} : 0,2096

- R : 5,00
- Ie : 1,00
- S1 : 0,164
- Cs Maksimum = $\frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{Ie}\right)}$
 $= \frac{0,2096}{\left(\frac{5,0}{1}\right)} = 0,0419$
- Cs Minimum = $0,044.SDs.Ie$
 $= 0,044.(0,2096).(1,00) = 0,0092$
- Cs Hitungan = $\frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)}$
 $= \frac{0,178}{0,64\left(\frac{5,0}{1,0}\right)} = 0,0558$

Tabel L.15: Nilai Cs yang digunakan untuk Model 1 (R = 5).

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X	0,0419	0,0558	0,0092	0,0419

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{hitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{hitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah $V = C_s \times W_t$

$$V = 0,0419 \times 3541,97$$

$$V = 197,985 \text{ KN.}$$

- Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, kadalah 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 0,64 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,07.

Tabel L.16: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 1 ($R = 5$) .

Lantai	Berat Seismik (Wx)	Tinggi Lantai (hx)	$Wx \cdot hx^k$	$\frac{Force}{(\sum Wx \cdot hx^k)} \times V$	Story Shear (Fx)
5	586.668	18,5	13312.70	57.33	57.33
4	675.634	15	12249.80	52.75	110.09
3	675.634	11,5	9218.45	39.70	149.79
2	744.8295	8	6892.28	29.68	179.48
1	859.214	4,5	4295.74	18.5	197.985
TOTAL			45968.99	197.985	

Berdasarkan Tabel L.16, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 1 ($R = 5$) adalah 197.985 KN.

3. Untuk faktor $R = 3$, data struktur:

- S_{D1} : 0,1093
- S_{DS} : 0,1746
- R : 3,00
- I_e : 1,00
- S_1 : 0,164

$$\begin{aligned}
 \text{- Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,1746}{\left(\frac{3,0}{1}\right)} = 0,0582
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Cs Minimum} &= 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \\
 &= 0,044 \cdot (0,1746) \cdot (1,00) = 0,0076
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,1093}{0,64\left(\frac{3,0}{1,0}\right)} = 0,0569
 \end{aligned}$$

Tabel L.17: Nilai Cs yang digunakan untuk Model 1 (R = 3).

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X	0,0582	0,0569	0,0076	0,0569

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai Cs di dapat karena nilai $C_{shitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{shitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah $V = C_s \times W_t$

$$V = 0,0569 \times 3541,97$$

$$V = 201,689 \text{ KN.}$$

- 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 0,64 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,07.

Tabel L.18: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 1 (R = 3) .

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (hx)	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> (F_x)
5	586.668	18,5	13312.70	58.409	58.409
4	675.634	15	12249.80	53.74	112.15

Tabel L.18: *Lanjutan.*

Lantai	Berat Seismik (W _x)	Tinggi Lantai (h _x)	W _x .h _x ^k	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	Story Shear (F _x)
3	675.634	11,5	9218.45	40.44	152.602
2	744.8295	8	6892.28	30.24	182.84
1	859.214	4,5	4295.74	18.84	201.689
TOTAL			45968.99	201.689	

Berdasarkan Tabel L.18, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 1 (R = 3) adalah 201.689 KN.

A.5.2 Perhitungan Gaya Geser Dasar dan Gaya Lateral Statik Ekuivalen Model 2

1. Untuk faktor R = 8, data struktur:

– S_{D1} : 1,0272

– S_{DS} : 0,8094

– R : 8,00

– I_e : 1,00

– S₁ : 0,642

$$\begin{aligned}
 \text{– Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,8094}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,101
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{– Cs Minimum} &= 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \\
 &= 0,044 \cdot (0,8094) \cdot (1,00) = 0,0401
 \end{aligned}$$

$$\text{– Cs Hitungan} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{1,0272}{1,17 \left(\frac{8,0}{1,0} \right)} = 0,109$$

Tabel L.19: Nilai C_s yang digunakan untuk Model 2 ($R = 8$).

Arah	C_s Maksimum	C_s Hitungan	C_s Minimum	C_s Digunakan
X	0,101	0,109	0,0401	0,101

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{hitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{hitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah $V = C_s \times W_t$

$$V = 0.101 \times 5853.391$$

$$V = 642.37 \text{ KN}$$

– 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 1,17 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,335.

Tabel L.20: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 2 ($R = 8$).

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (hx)	$W_x \cdot hx^k$	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot hx^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> (F_x)
10	355.86	36.00	42554.74	90.20	90.20
9	514.03	32.50	53622.68	113.66	203.86
8	514.03	29.00	46055.93	97.62	301.48
7	514.03	25.50	38789.61	82.22	383.70
6	514.03	22.00	31850.67	67.51	451.21

Tabel L.20: *Lanjutan.*

Lantai	Berat Seismik (W _x)	Tinggi Lantai (h _x)	W _x .h _x ^k	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	Story Shear (F _x)
5	602.99	18.50	29647.30	62.84	514.05
4	691.96	15.00	25713.48	54.50	568.56
3	691.96	11.50	18034.77	38.23	606.78
2	691.96	8.00	11109.75	23.55	630.33
1	762.57	4.50	5679.57	12.04	642.37
TOTAL			303058.49	642.37	

Berdasarkan Tabel L.20, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 2 adalah 642.37 KN.

2. Untuk faktor R = 5, data struktur:

– S_{D1} : 0,178

– S_{DS} : 0,2096

– R : 5,00

– I_e : 1,00

– S₁ : 0,164

$$\begin{aligned}
 \text{– Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,2096}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,0419
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{– Cs Minimum} &= 0,044 S_{DS} I_e \\
 &= 0,044 \cdot (0,2096) \cdot (1,00) = 0,0092
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{– Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,178}{1,17\left(\frac{5,0}{1,0}\right)} = 0,0304
 \end{aligned}$$

Tabel L.21: Nilai C_s yang digunakan untuk Model 2 ($R = 5$).

Arah	C_s Maksimum	C_s Hitungan	C_s Minimum	C_s Digunakan
X	0,0419	0,0304	0,0092	0,0304

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{shitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{shitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah $V = C_s \times W_t$

$$V = 0,0304 \times 5853,391$$

$$V = 234,86 \text{ KN}$$

– 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 1,17 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,335.

Tabel L.22: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 2 ($R = 5$).

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (h_x)	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> (F_x)
10	355.864	36.00	42554.74	32.98	32.98
9	514.025	32.50	53622.68	41.56	74.54
8	514.025	29.00	46055.93	35.69	110.23
7	514.025	25.50	38789.61	30.06	140.29
6	514.025	22.00	31850.67	24.68	164.97
5	602.991	18.50	29647.30	22.98	187.95
4	691.957	15.00	25713.48	19.93	207.88
3	691.957	11.50	18034.77	13.98	221.86
2	691.957	8.00	11109.75	8.61	230.47

Tabel L.22: *Lanjutan.*

Lantai	Berat Seismik (W _x)	Tinggi Lantai (h _x)	W _x .h _x ^k	<i>Force</i> $\frac{(W_x \cdot h_x^k)}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> (F _x)
1	762.565	4.50	5679.57	4.40	234.87
TOTAL			303058.49	234.87	

Berdasarkan Tabel L.22, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 2 adalah 234.87 KN.

3. Untuk faktor R = 3, data struktur:

- S_{D1} : 0,1093
- S_{DS} : 0,1746
- R : 3,00
- I_e : 1,00
- S₁ : 0,164

$$- \text{Cs Maksimum} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0,1746}{\left(\frac{3,0}{1}\right)} = 0,0582$$

$$- \text{Cs Minimum} = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e$$

$$= 0,044 \cdot (0,1746) \cdot (1,00) = 0,0076$$

$$- \text{Cs Hitungan} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0,1093}{1,17 \left(\frac{3,0}{1,0}\right)} = 0,031$$

Tabel L.23: Nilai Cs yang digunakan untuk Model 2 (R = 3).

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X	0,0582	0,031	0,0076	0,031

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{shitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{shitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah $V = C_s \times W_t$

$$V = 0,031 \times 5853.391$$

$$V = 182.27 \text{ KN}$$

– 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 1,17 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,335.

Tabel L.24: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 2 ($R = 3$).

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (h_x)	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> (F_x)
10	355.864	36.00	42554.74	25.59	25.59
9	514.025	32.50	53622.68	32.25	57.85
8	514.025	29.00	46055.93	27.70	85.55
7	514.025	25.50	38789.61	23.33	108.87
6	514.025	22.00	31850.67	19.16	128.03
5	602.991	18.50	29647.30	17.83	145.86
4	691.957	15.00	25713.48	15.47	161.33
3	691.957	11.50	18034.77	10.85	172.17
2	691.957	8.00	11109.75	6.68	178.86
1	762.565	4.50	5679.57	3.42	182.27
TOTAL			303058.49	182.27	

Berdasarkan Tabel L.24, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 2 adalah 182.27 KN.

A.5.3 Perhitungan Gaya Geser Dasar dan Gaya Lateral Statik Ekvivalen Model 3

1. Untuk faktor $R = 8$, data struktur:

– S_{D1} : 1,0272

– S_{DS} : 0,8094

– R : 8,00

– I_e : 1,00

– S_1 : 0,642

$$\begin{aligned} \text{– Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,8094}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,101 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{– Cs Minimum} &= 0,044.SDs.Ie \\ &= 0,044.(0,8094).(1,00) = 0,0401 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{– Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{1,0272}{1,67\left(\frac{8,0}{1,0}\right)} = 0,0768 \end{aligned}$$

Tabel L.25: Nilai Cs yang digunakan untuk Model 3 ($R = 8$).

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X	0,101	0,0768	0,0401	0,0768

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{shitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{shitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah $V = C_s \times W_t$

$$V = 0,0768 \times 12231.56$$

$$V = 940,438 \text{ KN}$$

– Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, kadalah 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 1,67 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,585.

Tabel L.26: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 3 (R = 8).

Lantai	Berat Seismik (W _x)	Tinggi Lantai (h _x)	W _x .h _x ^k	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	Story Shear (F _x)
15	586.668	53.5	321983.14	119.613	119.61
14	675.634	50	333103.31	123.74	243.358
13	675.634	46.5	296909.72	110.29	353.65
12	675.634	43	262276.26	97.43	451.09
11	675.634	39.5	229254.51	85.165	536.25
10	744.829	36	218170.65	81.048	617.304
9	814.025	32.5	202755.605	75.321	692.62
8	814.025	29	169253.85	62.876	755.502
7	814.025	25.5	138039.67	51.28	806.783
6	814.025	22	109238.99	40.581	847.364
5	902.991	18.5	92076.883	34.20	881.57
4	991.957	15	72543.330	26.949	908.519
3	991.957	11.5	47610.081	17.68	926.206
2	991.957	8	26784.927	9.95	936.15

Tabel L.26: *Lanjutan.*

Lantai	Berat Seismik (W _x)	Tinggi Lantai (h _x)	W _x .h _x ^k	$\frac{Force}{\sum W_x \cdot h_x^k} \times V$	Story Shear (F _x)
1	1062.565	4.5	11526.496	4.281	940.43
TOTAL			2531527.478	940.43	

Berdasarkan Tabel L.26, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 3 adalah 940.43 KN.

2. Untuk faktor R = 5, data struktur:

– S_{D1} : 0,178

– S_{DS} : 0,2096

– R : 5,00

– I_e : 1,00

– S₁ : 0,164

$$\begin{aligned}
 \text{– Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,2096}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,0419
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{– Cs Minimum} &= 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \\
 &= 0,044 \cdot (0,2096) \cdot (1,00) = 0,0092
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{– Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,178}{1,67\left(\frac{5,0}{1,0}\right)} = 0,0213
 \end{aligned}$$

Tabel L.27: Nilai Cs yang digunakan untuk Model 3 (R = 5).

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X	0,0419	0,0213	0,0092	0,0213

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{shitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{shitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah $V = C_s \times W_t$

$$V = 0,0213 \times 12231.56$$

$$V = 262,019 \text{ KN}$$

– Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, kadalah 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 0,64detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,07.

Tabel L.28: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 3 ($R = 5$).

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (h_x)	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force (W_x \cdot h_x^k)}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> (F_x)
15	586.668	53.5	321983.14	33.326	33.326
14	675.634	50	333103.31	34.47	67.802
13	675.634	46.5	296909.72	30.73	98.533
12	675.634	43	262276.26	27.146	125.68
11	675.634	39.5	229254.51	23.72	149.408
10	744.829	36	218170.65	22.58	171.98
9	814.025	32.5	202755.605	20.985	192.975
8	814.025	29	169253.85	17.518	210.49
7	814.025	25.5	138039.67	14.287	224.78
6	814.025	22	109238.99	11.306	236.087
5	902.991	18.5	92076.883	9.53	245.617
4	991.957	15	72543.330	7.508	253.125

Tabel L.28: *Lanjutan.*

Lantai	Berat Seismik (W _x)	Tinggi Lantai (h _x)	W _x .h _x ^k	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	Story Shear (F _x)
3	991.957	11.5	47610.081	4.92	258.053
2	991.957	8	24560.235	2.77	260.826
1	1062.565	4.5	7338.843	2.77	262.019
TOTAL			2531527.478	262.019	

Berdasarkan Tabel L.28, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 3 adalah 262.019 KN.

3. Untuk faktor R = 3, data struktur:

– S_{D1} : 0,1093

– S_{DS} : 0,1746

– R : 3,00

– I_e : 1,00

– S₁ : 0,164

$$\begin{aligned}
 \text{– Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,1746}{\left(\frac{3,0}{1}\right)} = 0,0582
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{– Cs Minimum} &= 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \\
 &= 0,044 \cdot (0,1746) \cdot (1,00) = 0,0076
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{– Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,1093}{1,67 \left(\frac{3,0}{1,0}\right)} = 0.0218
 \end{aligned}$$

Tabel L.29: Nilai C_s yang digunakan untuk Model 1 dengan faktor $R = 3$.

Arah	C_s Maksimum	C_s Hitungan	C_s Minimum	C_s Digunakan
X	0,0582	0.0218	0,0076	0.0218

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{shitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{shitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah $V = C_s \times W_t$

$$V = 0.0218 \times 12231.56$$

$$V = 266,92 \text{ KN}$$

– Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, kadalah 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 1,67detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,585.

Tabel L.30: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 3 ($R = 3$).

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (hx)	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	Story Shear (F_x)
15	586.668	53.5	321983.14	33.94	33.94
14	675.634	50	333103.31	35.122	69.07
13	675.634	46.5	296909.72	31.305	100.37
12	675.634	43	262276.26	27.65	128.031
11	675.634	39.5	229254.51	24.17	152.203
10	744.829	36	218170.65	23.003	175.207
9	814.025	32.5	202755.605	21.37	196.585
8	814.025	29	169253.85	17.84	214.431
7	814.025	25.5	138039.67	14.55	228.986

Tabel L.30: *Lanjutan.*

Lantai	Berat Seismik (W _x)	Tinggi Lantai (h _x)	W _x .h _x ^k	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	Story Shear (F _x)
6	814.025	22	109238.99	11.518	240.504
5	902.991	18.5	92076.883	9.708	250.213
4	991.957	15	72543.330	7.64	257.86
3	991.957	11.5	47610.081	5.019	262.88
2	991.957	8	24560.235	2.82	265.706
1	1062.565	4.5	7338.843	1.215	266.92
TOTAL			2531527.478	266.92	

Berdasarkan Tabel L.30, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 3 adalah 266.92 KN.

A.6 Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear*

A.6.1 Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* Model 1

Tabel L.31: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor $R = 8$.

<i>Story</i>	V_x	35% V_x <i>base shear</i>	Kontrol
5	103.78	125.42	Tidak Oke
4	199.27	125.42	Oke
3	271.14	125.42	Oke
2	324.87	125.42	Oke
1	358.35	125.42	Oke
<i>Base</i>	0	0	Oke

Tabel L.32: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor $R = 5$.

<i>Story</i>	V_x	35% V_x <i>base shear</i>	Kontrol
5	57.33	69.29	Tidak Oke
4	110.09	69.29	Oke
3	149.79	69.29	Oke
2	179.48	69.29	Oke
1	197.98	69.29	Oke
<i>Base</i>	0	0	Oke

Tabel L.33: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor $R = 3$.

<i>Story</i>	V_x	35% V_x <i>base shear</i>	Kontrol
5	58.40	70.59	Tidak Oke
4	112.15	70.59	Oke
3	152.60	70.59	Oke

Tabel L.33 : *Lanjutan.*

<i>Story</i>	V_x	35% V_x <i>base shear</i>	Kontrol
2	182.84	70.59	Oke
1	201.68	70.59	Oke
<i>base</i>	0	0	Oke

A.6.2 Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* Model 2

Tabel L.34: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor $R = 8$.

<i>Story</i>	V_x	35% V_x <i>base shear</i>	Kontrol
10	90.20	224.8	Tidak Oke
9	203.86	224.8	Tidak Oke
8	301.48	224.8	Oke
7	383.70	224.8	Oke
6	451.21	224.8	Oke
5	514.05	224.8	Oke
4	568.56	224.8	Oke
3	606.78	224.8	Oke
2	630.33	224.8	Oke
1	642.37	224.8	Oke
<i>base</i>	0	0	Oke

Tabel L.35: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor R = 5.

<i>Story</i>	V _x	35% V _x <i>base shear</i>	Kontrol
10	32.98	82.2	Oke
9	74.54	82.2	Oke
8	110.23	82.2	Oke
7	140.29	82.2	Oke
6	164.97	82.2	Oke
5	187.95	82.2	Oke
4	207.88	82.2	Oke
3	221.86	82.2	Oke
2	230.47	82.2	Oke
1	234.87	82.2	Oke
<i>base</i>	0	0	Oke

Tabel L.36: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor R = 3.

<i>Story</i>	V _x	35% V _x <i>base shear</i>	Kontrol
10	25.59	63.79	Oke
9	57.85	63.79	Oke
8	85.55	63.79	Oke
7	108.87	63.79	Oke
6	128.03	63.79	Oke
5	145.86	63.79	Oke
4	161.33	63.79	Oke
3	172.17	63.79	Oke
2	178.86	63.79	Oke
1	182.27	63.79	Oke
<i>base</i>	0	0	Oke

A.6.3 Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* Model 3

Tabel L.37: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor R = 8.

<i>Story</i>	V _x	35% V _x <i>base shear</i>	Kontrol
15	119.61	329.15	Oke
14	243.35	329.15	Oke
13	353.65	329.15	Oke
12	451.09	329.15	Oke
11	536.25	329.15	Oke
10	617.30	329.15	Oke
9	692.62	329.15	Oke
8	755.50	329.15	Oke
7	806.78	329.15	Oke
6	847.36	329.15	Oke
5	881.57	329.15	Oke
4	908.51	329.15	Oke
3	926.20	329.15	Oke
2	936.15	329.15	Oke
1	940.43	329.15	Oke
<i>base</i>	0	0	Oke

Tabel L.38: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor R = 5.

<i>Story</i>	V _x	35% V _x <i>base shear</i>	Kontrol
15	33.32	91.70	Oke
14	67.80	91.70	Oke
13	98.53	91.70	Oke
12	125.68	91.70	Oke

Tabel L.38: *Lanjutan.*

<i>Story</i>	V_x	35% V_x <i>base shear</i>	Kontrol
11	149.40	91.70	Oke
10	171.98	91.70	Oke
9	192.97	91.70	Oke
8	210.49	91.70	Oke
7	224.78	91.70	Oke
6	236.08	91.70	Oke
5	245.61	91.70	Oke
4	253.12	91.70	Oke
3	258.05	91.70	Oke
2	260.82	91.70	Oke
1	262.01	91.70	Oke
<i>base</i>	0	0	Oke

Tabel L.39: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor $R = 3$.

<i>Story</i>	V_x	35% V_x <i>base shear</i>	Kontrol
15	33.94	93.42	Oke
14	69.07	93.42	Oke
13	100.37	93.42	Oke
12	128.03	93.42	Oke
11	152.20	93.42	Oke
10	175.20	93.42	Oke
9	196.58	93.42	Oke
8	214.43	93.42	Oke
7	228.98	93.42	Oke
6	240.50	93.42	Oke

Tabel L.39: *Lanjutan.*

<i>Story</i>	V_x	35% V_x <i>base shear</i>	Kontrol
5	250.21	93.42	Oke
4	257.86	93.42	Oke
3	262.88	93.42	Oke
2	265.70	93.42	Oke
1	266.92	93.42	Oke
<i>base</i>	0	0	Oke

A.7 Nilai Simpangan Gedung

A.7.1 Nilai Simpangan Gedung Model 1

Tabel L.40: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R = 8.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot Cd$)/Ie))	Syarat (Δa) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < Δa
		X	X		X
18.5	5	0.007529	0.004224	0.07	OK
15	4	0.006761	0.008041	0.07	OK
11.5	3	0.005299	0.01078	0.07	OK
8	2	0.003339	0.0093885	0.07	OK
4.5	1	0.001632	0.008976	0.09	OK

Berdasarkan Tabel L.40, seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

Tabel L.41: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R = 5.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot Cd$)/Ie))	Syarat (Δa) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < Δa
		X	X		X
18.5	5	0.002379	0.0009765	0.07	OK
15	4	0.002162	0.002115	0.07	OK
11.5	3	0.001692	0.0028395	0.07	OK
8	2	0.001061	0.0023625	0.07	OK
4.5	1	0.000536	0.002412	0.09	OK

Berdasarkan Tabel L.41, seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

Tabel L.42: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R = 3.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot Cd / Ie$))	Syarat (Δa) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < Δa
		X	X		X
18.5	5	0.003315	0.00079	0.07	OK
15	4	0.002999	0.001625	0.07	OK
11.5	3	0.002349	0.00218	0.07	OK
8	2	0.001477	0.0018525	0.07	OK
4.5	1	0.000736	0.00184	0.09	OK

Berdasarkan Tabel L.42, seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

A.7.2 Nilai Simpangan Gedung Model 2

Tabel L.43: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R = 8.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot Cd / Ie$))	Syarat (Δa) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < Δa
		X	X		X
36	10	0.026978	0.0053295	0.07	OK
32.5	9	0.026009	0.008195	0.07	OK
29	8	0.024519	0.011698	0.07	OK
25.5	7	0.022392	0.014976	0.07	OK
22	6	0.019669	0.017777	0.07	OK
18.5	5	0.016438	0.018535	0.07	OK
15	4	0.013068	0.019618	0.07	OK
11.5	3	0.009501	0.019965	0.07	OK
8	2	0.005871	0.018419	0.07	OK
4.5	1	0.002522	0.013871	0.09	OK

Berdasarkan Tabel L.43, seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

Tabel L.44: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R = 5.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot Cd$)/Ie))	Syarat (Δa) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < Δa
		X	X		X
36	10	0.011189	0.0024035	0.07	OK
32.5	9	0.010752	0.0034045	0.07	OK
29	8	0.010133	0.0048455	0.07	OK
25.5	7	0.009252	0.006182	0.07	OK
22	6	0.008128	0.0073315	0.07	OK
18.5	5	0.006795	0.007667	0.07	OK
15	4	0.005401	0.008107	0.07	OK
11.5	3	0.003927	0.008239	0.07	OK
8	2	0.002429	0.0075735	0.07	OK
4.5	1	0.001052	0.005786	0.09	OK

Berdasarkan Tabel L.44: seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

Tabel L.45: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R = 3.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot Cd$)/Ie))	Syarat (Δa) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < Δa
		X	X		X
36	10	0.018599	0.003773	0.07	OK
32.5	9	0.017913	0.005654	0.07	OK
29	8	0.016885	0.008063	0.07	OK

Tabel L.45: *Lanjutan.*

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot Cd$)/Ie))	Syarat (Δa) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < Δa
		X	X		X
25.5	7	0.015419	0.010307	0.07	OK
22	6	0.013545	0.012232	0.07	OK
18.5	5	0.011321	0.012771	0.07	OK
15	4	0.008999	0.013508	0.07	OK
11.5	3	0.006543	0.013739	0.07	OK
8	2	0.004045	0.012666	0.07	OK
4.5	1	0.001742	0.009581	0.09	OK

Berdasarkan Tabel L.45, seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

A.7.3 Nilai Simpangan Gedung Model 3

Tabel L.46: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R = 8.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot Cd$)/Ie))	Syarat (Δa) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < Δa
		X	X		X
53.5	15	0.060831	0.005885	0.07	OK
50	14	0.059761	0.010538	0.07	OK
46.5	13	0.057845	0.014916	0.07	OK
43	12	0.055133	0.0191235	0.07	OK
39.5	11	0.051656	0.0229075	0.07	OK
36	10	0.047491	0.021362	0.07	OK
32.5	9	0.043607	0.0238315	0.07	OK
29	8	0.039274	0.0263615	0.07	OK

Tabel L.46: *Lanjutan.*

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot Cd$)/Ie))	Syarat (Δa) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < Δa
		X	X		X
25.5	7	0.034481	0.028556	0.07	OK
22	6	0.029289	0.03003	0.07	OK
18.5	5	0.023829	0.0287925	0.07	OK
15	4	0.018594	0.0291005	0.07	OK
11.5	3	0.013303	0.0285175	0.07	OK
8	2	0.008118	0.0257	0.07	OK
4.5	1	0.003451	0.0190	0.09	OK

Berdasarkan Tabel L.46, seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

Tabel L.47: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R = 5.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot Cd$)/Ie))	Syarat (Δa) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < Δa
		X	X		X
53.5	15	0.014205	0.0009225	0.07	OK
50	14	0.014	0.0020925	0.07	OK
46.5	13	0.013535	0.0028755	0.07	OK
43	12	0.012896	0.0036495	0.07	OK
39.5	11	0.012085	0.0044325	0.07	OK
36	10	0.0111	0.004014	0.07	OK
32.5	9	0.010208	0.0045405	0.07	OK
29	8	0.009199	0.005013	0.07	OK
25.5	7	0.008085	0.005427	0.07	OK
22	6	0.006879	0.0057555	0.07	OK

Tabel L.47: Lanjutan.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot Cd$)/Ie))	Syarat (Δa) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < Δa
		X	X		X
18.5	5	0.0056	0.00549	0.07	OK
15	4	0.00438	0.00558	0.07	OK
11.5	3	0.00314	0.005481	0.07	OK
8	2	0.001922	0.0049185	0.07	OK
4.5	1	0.000829	0.0037305	0.09	OK

Berdasarkan Tabel L.47, seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

Tabel L.48: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R = 3.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot Cd$)/Ie))	Syarat (Δa) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < Δa
		X	X		X
53.5	15	0.01452	0.0005425	0.07	OK
50	14	0.014303	0.00121	0.07	OK
46.5	13	0.013819	0.0016525	0.07	OK
43	12	0.013158	0.0020825	0.07	OK
39.5	11	0.012325	0.0025025	0.07	OK
36	10	0.011324	0.002255	0.07	OK
32.5	9	0.010422	0.002545	0.07	OK
29	8	0.009404	0.0028075	0.07	OK
25.5	7	0.008281	0.0030475	0.07	OK
22	6	0.007062	0.0032425	0.07	OK
18.5	5	0.005765	0.00311	0.07	OK
15	4	0.004521	0.00318	0.07	OK

Tabel L.48: *Lanjutan.*

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{xe} - m$)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot C_d / I_e$))	Syarat (Δa) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < Δa
		X	X		X
11.5	3	0.003249	0.0031375	0.07	OK
8	2	0.001994	0.0028325	0.07	OK
4.5	1	0.000861	0.0021525	0.09	OK

Berdasarkan Tabel L.48, seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

A.8 Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

A.8.1 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Model 1

Tabel L.49: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x.

ARAH X				
STORY	KEKAKUAN TOTAL	Ki/Ki+1 (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT (Kr)	Ki/Kr (%)
5	85000.00	-	-	-
4	96470.59	113.49	92442.57703	-
3	95857.14	99.36	102263.7152	-
2	114463.41	119.41	-	123.82%
1	168615.38	147.31	-	164.88%

A.8.2 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Model 2

Tabel L.50: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x.

ARAH X				
STORY	KEKAKUAN TOTAL	Ki/Ki+1 (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT (Kr)	Ki/Kr (%)
10	39855.97	-	35212.51	-
9	32888.37	83%	33332.08	-
8	32893.20	100%	33857.52	97%
7	34214.66	104%	38348.90	103%
6	34464.71	101%	44553.70	137%
5	46367.35	135%	55460.10	138%
4	52829.06	114%	72580.08	151%
3	67183.91	127%	86875.16	176%
2	97727.27	145%	-	132%
1	95714.29	98%	-	97%

A.8.3 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Model 3

Tabel L.51: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x.

ARAH X				
STORY	KEKAKUAN TOTAL	Ki/Ki+1 (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT (Kr)	Ki/Kr (%)
15	18149.74	-	-	-
14	15648.35	86%	15995.63	-
13	14188.79	91%	14859.29	-
12	14740.74	104%	14786.03	92%

Tabel L.51: *Lanjutan.*

ARAH X				
STORY	KEKAKUAN TOTAL	Ki/Ki+1 (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT (Kr)	Ki/Kr (%)
11	15428.57	105%	15451.31	104%
10	16184.62	105%	16203.59	109%
9	16997.60	105%	17030.91	110%
8	17910.53	105%	18242.55	111%
7	19819.53	111%	19714.14	116%
6	21412.37	108%	22026.54	117%
5	24847.74	116%	25606.77	126%
4	30560.21	123%	31853.01	139%
3	40151.08	131%	42857.25	157%
2	57860.47	144%	-	182%
1	43323.53	75%	-	101%

A.9 Pengaruh Efek P-Delta

A.9.1 Pengaruh Efek P-Delta Model 1

Tabel L.52: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R = 8).

ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 1
5	18.5	0.0042	103.78	706.7	1	5.5	0.013	OK
4	15	0.0080	199.28	1502.3	1	5.5	0.028	OK
3	11.5	0.0108	271.14	2297.9	1	5.5	0.042	OK
2	8	0.0094	324.87	3162.8	1	5.5	0.042	OK
1	4.5	0.0090	358.36	4142.0	1	5.5	0.047	OK

Tabel L.53: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R = 5).

ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 1
5	18.5	0.0010	57.34	706.7	1	5.5	0.005	OK
4	15	0.0021	110.1	1502.3	1	5.5	0.013	OK
3	11.5	0.0028	149.8	2297.9	1	5.5	0.020	OK
2	8	0.0024	179.4	3162.8	1	5.5	0.019	OK
1	4.5	0.0024	197.9	4142.0	1	5.5	0.023	OK

Tabel L.54: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R = 3).

`ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 1
5	18.5	0.0008	58.41	706.7	1	5.5	0.0043	OK
4	15	0.0016	112.1	1502.3	1	5.5	0.0099	OK
3	11.5	0.0022	152.6	2297.9	1	5.5	0.0149	OK
2	8	0.0019	182.8	3162.8	1	5.5	0.0146	OK
1	4.5	0.0018	201.6	4142.0	1	5.5	0.0172	OK

A.9.2 Pengaruh Efek P-Delta Model 2

Tabel L.55: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R = 8).

ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 1
10	36	0.0053	90.20	2845.9	1	5.5	0.07643	OK
9	32.5	0.0082	203.86	5849.9	1	5.5	0.10689	OK
8	29	0.0117	301.48	8853.9	1	5.5	0.15616	OK
7	25.5	0.0150	383.70	11857.9	1	5.5	0.21038	OK
6	22	0.0178	451.21	14862.0	1	5.5	0.26605	OK
5	18.5	0.0185	514.05	17955.0	1	5.5	0.29427	OK
4	15	0.0196	568.56	21136.9	1	5.5	0.33152	OK
3	11.5	0.0200	606.78	24318.9	1	5.5	0.36371	OK
2	8	0.0184	630.33	27500.8	1	5.5	0.36528	OK
1	4.5	0.0139	642.37	30753.4	1	5.5	0.30185	OK

Tabel L.56: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R = 5).

ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 1
10	36	0.0038	25.59	2845.9	1	5.5	0.1907	OK
9	32.5	0.0057	57.85	5849.9	1	5.5	0.2599	OK
8	29	0.0081	85.55	8853.9	1	5.5	0.3793	OK
7	25.5	0.0103	108.87	11857.9	1	5.5	0.5103	OK
6	22	0.0122	128.03	14862.0	1	5.5	0.6454	OK
5	18.5	0.0128	145.86	17955.0	1	5.5	0.7146	OK
4	15	0.0135	161.33	21136.9	1	5.5	0.8045	OK
3	11.5	0.0137	172.17	24318.9	1	5.5	0.8821	OK
2	8	0.0127	178.86	27500.8	1	5.5	0.8853	OK
1	4.5	0.0096	182.27	30753.4	1	5.5	0.7348	OK

Tabel L.57: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R = 3).

ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 1
10	36	0.0038	32.98	2845.9	1	5.5	0.0943	OK
9	32.5	0.0057	74.54	5849.9	1	5.5	0.1215	OK
8	29	0.0081	110.23	8853.9	1	5.5	0.1769	OK
7	25.5	0.0103	140.29	11857.9	1	5.5	0.2375	OK
6	22	0.0122	164.97	14862.0	1	5.5	0.3002	OK
5	18.5	0.0128	187.95	17955.0	1	5.5	0.3329	OK
4	15	0.0135	207.88	21136.9	1	5.5	0.3747	OK
3	11.5	0.0137	221.86	24318.9	1	5.5	0.4105	OK
2	8	0.0127	230.47	27500.8	1	5.5	0.4108	OK
1	4.5	0.0096	234.87	30753.4	1	5.5	0.3444	OK

A.9.3 Pengaruh Efek P-Delta Model 3

Tabel L.58: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R = 8).

ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 1
15	53.5	0.0059	119.6	706.7	1	5.5	0.016	OK
14	50	0.0105	243.3	1502.3	1	5.5	0.030	OK
13	46.5	0.0149	353.6	2297.9	1	5.5	0.044	OK
12	43	0.0191	451.0	3093.6	1	5.5	0.060	OK
11	39.5	0.0229	536.2	3889.2	1	5.5	0.076	OK
10	36	0.0214	617.3	4754.0	1	5.5	0.075	OK
9	32.5	0.0238	692.6	5688.1	1	5.5	0.089	OK
8	29	0.0264	755.5	6622.1	1	5.5	0.105	OK
7	25.5	0.0286	806.7	7556.1	1	5.5	0.122	OK
6	22	0.0300	847.3	8490.1	1	5.5	0.137	OK
5	18.5	0.0288	881.5	9513.1	1	5.5	0.141	OK
4	15	0.0291	908.5	10625	1	5.5	0.155	OK
3	11.5	0.0285	926.2	11737	1	5.5	0.164	OK
2	8	0.0257	936.1	12849	1	5.5	0.160	OK

Tabel L.58: Lanjutan.

ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 1
1	4.5	0.0242	915,5	13854	1	5.5	0.129	OK

Tabel L.59: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R = 5).

ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 1
15	53.5	0.0009	33.33	706.7	1	5.5	0.009	OK
14	50	0.0021	67.80	1502.3	1	5.5	0.021	OK
13	46.5	0.0029	98.53	2297.9	1	5.5	0.030	OK
12	43	0.0036	125.6	3093.6	1	5.5	0.041	OK
11	39.5	0.0044	149.4	3889.2	1	5.5	0.052	OK
10	36	0.0040	171.9	4754.0	1	5.5	0.050	OK
9	32.5	0.0045	192.8	5688.1	1	5.5	0.061	OK
8	29	0.0050	210.9	6622.1	1	5.5	0.072	OK
7	25.5	0.0054	224.7	7556.1	1	5.5	0.083	OK
6	22	0.0058	236.0	8490.1	1	5.5	0.094	OK
5	18.5	0.0055	245.6	9513.1	1	5.5	0.141	OK
4	15	0.0056	253.1	10625	1	5.5	0.155	OK
3	11.5	0.0055	258.5	11737	1	5.5	0.164	OK
2	8	0.0049	260.8	12849	1	5.5	0.160	OK
1	4.5	0.0037	262.0	14031	1	5.5	0.129	OK

Tabel L.60: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R = 3).

ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 1
15	53.5	0.0005	33.95	706.7	1	5.5	0.005	OK
14	50	0.0012	69.07	1502.3	1	5.5	0.012	OK

Tabel L.60: *Lanjutan.*

ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	V _u	P _u	I _e	C _d	STABILITY RATIO	CEK < 1
13	46.5	0.0017	100.3	2297.9	1	5.5	0.017	OK
12	43	0.0021	128.0	3093.6	1	5.5	0.023	OK
11	39.5	0.0025	152.2	3889.2	1	5.5	0.029	OK
10	36	0.0023	175.2	4754.0	1	5.5	0.028	OK
9	32.5	0.0025	196.5	5688.1	1	5.5	0.033	OK
8	29	0.0028	214.4	6622.1	1	5.5	0.039	OK
7	25.5	0.0030	228.9	7556.1	1	5.5	0.046	OK
6	22	0.0032	240.5	8490.1	1	5.5	0.052	OK
5	18.5	0.0031	250.2	9513.1	1	5.5	0.054	OK
4	15	0.0032	257.8	10625	1	5.5	0.060	OK
3	11.5	0.0031	262.8	11737	1	5.5	0.064	OK
2	8	0.0028	265.7	12849	1	5.5	0.062	OK
1	4.5	0.0022	266.9	14031	1	5.5	0.051	OK

A.10 Incremental Dynamic Analysis (IDA)

A.10.1 Langkah-Langkah Pengerjaan IDA

1. Membuat *input* bangunan dan *input ground motion* yang telah diskalakan untuk analisis pada program RUAUMOKO2D kedalam bentuk Notepad.txt. Lihat pada Gambar L.1 dan Gambar L.2.

```
File Edit Format View Help
FIFTEEN STOREY FRAME - Time History Analysis
2 1 1 0 0 0 0 0 0      ! Control parameters
186 330 330 10 1 10 9.81 5 5 0.005 650 1.0      ! Structure parameters
0 10 10 0 1 10 0.7 0.1 30 2 1 0      ! Output parameters
0 0 0.05      ! Iteration parameters

NODES 1
1 -15 0 1 1 1
2 -9 0 1 1 1
3 -3 0 1 1 1
4 3 0 1 1 1
5 9 0 1 1 1
6 15 0 1 1 1
7 -15 4.5 0 0 0
8 -9 4.5 0 0 0
9 -3 4.5 0 0 0
10 3 4.5 0 0 0
11 9 4.5 0 0 0
12 15 4.5 0 0 0
13 -15 8 0 0 0
14 -9 8 0 0 0
15 -3 8 0 0 0
16 3 8 0 0 0
17 9 8 0 0 0
18 15 8 0 0 0
19 -15 11.5 0 0 0
20 -9 11.5 0 0 0
21 -3 11.5 0 0 0
```

Gambar L.1: Notepad *input* bangunan pada program RUAUMOKO2D.

```
PGA2= 0.292 g, PGA3= 1.004
0.000194 0.000000 0.000000 0.000194 0.000194 0.000390
0.000194 0.000000 -0.000194 0.000000 0.000000 -0.000194
0.000194 0.000194 -0.000194 0.000194 0.000000 0.000000
0.000194 0.000194 0.000000 0.000194 0.000000 0.000000
0.000390 0.000000 0.000194 0.000000 0.000000 0.000194
0.000000 0.000194 0.000000 0.000194 0.000194 -0.000194
-0.000194 -0.000194 0.000000 0.000000 0.000000 0.000000
0.000000 0.000000 -0.000194 0.000000 0.000000 -0.000194
0.000000 0.000194 0.000000 0.000000 0.000194 -0.000194
0.000000 0.000000 0.000194 0.000194 0.000000 0.000000
0.000194 -0.000194 0.000000 0.000000 -0.000194 0.000000
0.000000 0.000000 0.000000 0.000000 0.000000 0.000000
-0.000194 0.000194 -0.000194 0.000000 -0.000194 0.000000
0.000000 0.000000 -0.000194 0.000194 0.000194 0.000000
0.000194 0.000000 0.000390 -0.000194 0.000000 0.000000
-0.000194 0.000000 0.000000 0.000194 0.000000 0.000000
0.000000 0.000194 0.000000 0.000000 0.000000 0.000000
-0.000194 0.000000 0.000000 0.000000 0.000000 0.000000
-0.000194 0.000194 0.000194 0.000000 0.000000 0.000194
0.000000 0.000000 0.000000 0.000000 0.000194 0.000000
-0.000194 0.000390 0.000000 -0.000194 -0.000194 0.000194
0.000000 0.000390 0.000194 -0.000194 0.000000 0.000194
0.000194 -0.000194 -0.000194 0.000000 0.000000 0.000194
```

Gambar L.2: Notepad *input ground motion* yang telah diskalakan.

2. Memasukkan Notepad bangunan dan Notepad *ground motion* ke dalam *software* RUAUMOKO2D.

```

BATCH2D - Notepad
File Edit Format View Help
REM that the user likes.
REM
REM Note: The START/W is required in Windows95 and Windows98 to prevent
REM the operating system from attempting the run all tasks at the
REM same time. This demands too many resources in the system and
REM as all analyses would use the same scratch file would cause chaos
REM in the analyses.
REM The START/W is NOT required in WindowsNT, Windows2000 or WindowsXP
REM
REM i.e.
START/W RUAUMOKO2D U101.txt 2011R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U102.txt 2012R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U103.txt 2013R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U104.txt 2014R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U105.txt 2015R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U106.txt 2016R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U107.txt 2017R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U108.txt 2018R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U109.txt 2019R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U110.txt 2020R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U111.txt 2011R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U112.txt 2012R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U113.txt 2013R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U114.txt 2014R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U115.txt 2015R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U116.txt 2016R3.txt F5201.txt
START/W RUAUMOKO2D U117.txt 2017R3.txt F5201.txt

```

Gambar L.3: Notepad Batch2D pada aplikasi RUAUMOKO2D.

Pada Gambar L.3, U101.txt adalah penamaan untuk hasil *output* aplikasi RUAUMOKO2D. 2011R3.txt adalah input Notepad bangunan. Dan F5201.txt adalah input Notepad *ground motion*.

3. Menjalankan aplikasi RUAUMOKO2D hingga selesai.

```

RUAUMOKO2D - [Input]
File Window
"Excitation Time" = 5.50 Seconds
"Excitation Time" = 6.00 Seconds
"Excitation Time" = 6.50 Seconds
"Excitation Time" = 7.00 Seconds
"Excitation Time" = 7.50 Seconds
"Excitation Time" = 8.00 Seconds
"Excitation Time" = 8.50 Seconds
"Excitation Time" = 9.00 Seconds
"Excitation Time" = 9.50 Seconds
"Excitation Time" = 10.00 Seconds
"Excitation Time" = 10.50 Seconds
"Excitation Time" = 11.00 Seconds
"Excitation Time" = 11.50 Seconds
"Excitation Time" = 12.00 Seconds
"Excitation Time" = 12.50 Seconds
"Excitation Time" = 13.00 Seconds
"Excitation Time" = 13.50 Seconds
"Excitation Time" = 14.00 Seconds
"Excitation Time" = 14.50 Seconds
"Excitation Time" = 15.00 Seconds
"Excitation Time" = 15.50 Seconds
"Excitation Time" = 16.00 Seconds
"Excitation Time" = 16.50 Seconds
"Excitation Time" = 17.00 Seconds
"Excitation Time" = 17.50 Seconds
"Excitation Time" = 18.00 Seconds
"Excitation Time" = 18.50 Seconds
"Excitation Time" = 19.00 Seconds
"Excitation Time" = 19.50 Seconds
"Excitation Time" = 20.00 Seconds
"Excitation Time" = 20.50 Seconds

```

Gambar L.4: Proses analisis aplikasi RUAUMOKO2D.

4. Mengambil data *interstorey drifts* dari hasil *output* aplikasi RUAUMOKO2D.

INTER-STORY DRIFTS			
		POSITIVE ENVELOPE	NEGATIVE ENVELOPE
LEVEL	-NODES-	DRIFTS	TIME
2	7	1.405E-02	32.590
3	13	2.556E-02	32.585
4	19	3.452E-02	32.565
5	25	4.124E-02	32.515
6	31	4.591E-02	32.505
7	37	4.987E-02	32.500
8	43	5.193E-02	32.500
9	49	5.118E-02	32.500
10	55	4.835E-02	32.510
11	61	4.455E-02	32.555
12	67	3.946E-02	32.760
13	73	3.182E-02	32.750
14	79	2.487E-02	32.705
15	85	1.945E-02	32.695
16	91	1.639E-02	32.690
17	97	1.522E-02	32.680
18	103	1.216E-02	32.660
19	109	9.519E-03	32.645
20	115	6.785E-03	32.640

Gambar L.5: Data *interstorey drifts* pada output RUAUMOKO2D.

5. Menginput data *interstorey drifts* kedalam aplikasi Microsoft. Exel.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	RRRR	U U	A	U U	MM	MM	OO	K K	OO	
2	R R	U U	AA	U U	M M	M M	O O	K K	O O	
3	RRRR	U U	A A	U U	M M	M M	O O	K K	O O	
4	R R	U U	AAAA	U U	M M	M M	O O	K K	O O	
5	R R	UUU	A A	UUU	M M	M M	O O	K K	O O	

Gambar L.6: Data *interstorey drifts* pada aplikasi Microsoft Exel.

- Mengambil nilai *drifts maximum* dengan rumus =MAX(ABS(data)).
- Mengulangi langkah 1-6 untuk masing-masing RSA (T_1) yang direncanakan.
- Menyatukan keseluruhan nilai *interstorey drifts ratio maximum* terhadap ke-10 rekaman gempa.

	B	C	U	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	U	P	U	V	W	X	Y	Z	average
	chichtCU052	chichtCU065	chichtCU068	chichtCU071	chichtCU072	chichtCU074	chichtCU084	kocaelizmit	KocaeliSakarya	locaelYaimca												
0.1	0.0013	0.1	0.0025	0.1	0.0032	0.1	0.0274	0.1	0.0057	0.1	0.0039	0.1	0.003	0.1	0.0048	0.1	0.0081	0.1	0.0045	0.0064	0.0064	
0.2	0.0026	0.2	0.0051	0.2	0.0064	0.2	0.0464	0.2	0.0112	0.2	0.008	0.2	0.0059	0.2	0.0098	0.2	0.0209	0.2	0.0109	0.0158	0.0177	
0.3	0.0039	0.3	0.0076	0.3	0.0107	0.3	0.0662	0.3	0.0158	0.3	0.0124	0.3	0.0093	0.3	0.0174	0.3	0.0265	0.3	0.0138	0.0208	0.0237	
0.4	0.0052	0.4	0.0109	0.4	0.0165	0.4	0.0792	0.4	0.0226	0.4	0.0253	0.4	0.0145	0.4	0.0231	0.4	0.0394	0.4	0.0208	0.0306	0.0345	
0.5	0.0065	0.5	0.0145	0.5	0.0244	0.5	0.1185	0.5	0.0394	0.5	0.0532	0.5	0.0233	0.5	0.0329	0.5	0.0564	0.5	0.0351	0.0449	0.0498	
0.6	0.0079	0.6	0.0198	0.6	0.0337	0.6	0.2028	0.6	0.0507	0.6	0.1004	0.6	0.0287	0.6	0.0299	0.6	0.1107	0.6	0.0559	0.0648	0.0707	
0.7	0.01	0.7	0.0258	0.7	0.0701	0.7	0.2793	0.7	0.0944	0.7	0.1571	0.7	0.0414	0.7	0.04	0.7	0.1598	0.7	0.0893	0.0953	0.1012	
0.8	0.0125	0.8	0.0362	0.8	0.1068	0.8	0.3963	0.8	0.1265	0.8	0.204	0.8	0.0622	0.8	0.0643	0.8	0.2451	0.8	0.1147	0.1233	0.1323	
0.9	0.0158	0.9	0.0474	0.9	0.1538	0.9	0.4024	0.9	0.1742	0.9	0.2503	0.9	0.0913	0.9	0.0814	0.9	0.3126	0.9	0.1361	0.1459	0.1559	
1	0.0194	1	0.0608	1	0.2053	1	0.4349	1	0.218	1	0.2919	1	0.1226	1	0.1093	1	0.3764	1	0.1562	0.1661	0.1761	
1.1	0.0234	1.1	0.0767	1.1	0.2568	1.1	0.5294	1.1	0.2563	1.1	0.3254	1.1	0.1506	1.1	0.1415	1.1	0.4311	1.1	0.162	0.1728	0.1836	
1.2	0.0329	1.2	0.0901	1.2	0.3155	1.2	0.6271	1.2	0.279	1.2	0.3288	1.2	0.1773	1.2	0.1735	1.2	0.4963	1.2	0.1779	0.1887	0.1995	
1.3	0.0528	1.3	0.1075	1.3	0.3706	1.3	0.7504	1.3	0.4055	1.3	0.4324	1.3	0.1917	1.3	0.2137	1.3	0.5666	1.3	0.1994	0.2102	0.221	
1.4	0.0742	1.4	0.1254	1.4	0.4275	1.4	0.8172	1.4	0.4203	1.4	0.6035	1.4	0.2143	1.4	0.2535	1.4	0.6365	1.4	0.249	0.2608	0.2726	
1.5	0.0961	1.5	0.1434	1.5	0.484	1.5	0.9166	1.5	0.4153	1.5	0.6488	1.5	0.2356	1.5	0.2922	1.5	0.7029	1.5	0.2346	0.2464	0.2582	
1.7	0.1561	1.7	0.1945	1.7	0.6008	1.7	1.08	1.7	0.4933	1.7	0.722	1.7	0.3121	1.7	0.3705	1.7	0.8448	1.7	0.2743	0.2861	0.2979	
1.9	0.2285	1.9	0.2774	1.9	0.768	1.9	1.24	1.9	0.5278	1.9	0.7668	1.9	0.3732	1.9	0.4336	1.9	1.019	1.9	0.3241	0.3359	0.3477	
2.1	0.3049	2.1	0.3755	2.1	0.8386	2.1	1.395	2.1	0.7037	2.1	0.8795	2.1	0.5	2.1	0.5111	2.1	1.157	2.1	0.3378	0.3496	0.3614	
2.3	0.3876	2.3	0.4765	2.3	0.9598	2.3	1.582	2.3	0.6895	2.3	0.8435	2.3	0.4724	2.3	0.5329	2.3	1.324	2.3	0.3144	0.3262	0.338	
2.5	0.4799	2.5	0.5574	2.5	1.064	2.5	1.732	2.5	0.7757	2.5	0.9143	2.5	0.4603	2.5	0.5149	2.5	1.474	2.5	0.3389	0.3507	0.3625	
2.8	0.6203	2.8	0.5832	2.8	1.242	2.8	2.097	2.8	1.162	2.8	0.9932	2.8	0.4868	2.8	0.5448	2.8	1.689	2.8	0.3179	0.3297	0.3415	
3.1	0.7537	3.1	0.607	3.1	1.402	3.1	2.408	3.1	1.222	3.1	1.197	3.1	0.4812	3.1	0.5311	3.1	1.935	3.1	0.3181	0.3299	0.3417	
3.4	0.8976	3.4	0.6265	3.4	1.577	3.4	2.703	3.4	1.138	3.4	1.308	3.4	0.4804	3.4	0.531	3.4	2.233	3.4	0.3183	0.3301	0.3419	

Gambar L.7: Gabungan nilai *interstorey drifts ratio maximum* pada masing-masing *ground motion*.

- Membagi seluruh data *interstorey drifts ratio maximum* dengan tinggi kolom (3,5 m).

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	ave
0.1	0.0004	0.0007	0.000915429	0.007837143	0.00163	0.0011	0.000863143	0.0013	0.0023	0.0013	0.0018
0.2	0.0007	0.0014	0.001826857	0.013262857	0.00319	0.0023	0.001694857	0.0028	0.006	0.0026	0.0036
0.3	0.0011	0.0022	0.00306	0.017185714	0.00452	0.0035	0.002662571	0.005	0.0076	0.0039	0.0051
0.4	0.0015	0.0031	0.004705714	0.02262	0.00761	0.0072	0.00414	0.0066	0.011	0.0059	0.0074
0.5	0.0019	0.0041	0.006371429	0.036142857	0.01096	0.0163	0.005808571	0.0074	0.0196	0.01	0.012
0.6	0.0023	0.0057	0.011331429	0.057942857	0.01447	0.0287	0.008185714	0.0085	0.0316	0.016	0.0185
0.7	0.0029	0.0074	0.020028571	0.0798	0.02412	0.0449	0.011828571	0.0114	0.0457	0.0255	0.0274
0.8	0.0036	0.0103	0.030514286	0.1134	0.03614	0.0583	0.01777143	0.0155	0.07	0.0328	0.0388
0.9	0.0045	0.0135	0.043942857	0.114971429	0.04977	0.0715	0.02608	0.0233	0.0893	0.0389	0.0476
1	0.0055	0.0174	0.058657143	0.124257143	0.06229	0.0834	0.035028571	0.0312	0.1075	0.0452	0.0571
1.1	0.0067	0.0219	0.073942857	0.151257143	0.0734	0.093	0.043028571	0.0404	0.1232	0.0463	0.0673
1.2	0.0094	0.0257	0.090142857	0.179171429	0.07971	0.094	0.050657143	0.0513	0.1418	0.0508	0.0773
1.3	0.0151	0.0307	0.105885714	0.2144	0.11586	0.1235	0.054771429	0.0611	0.1619	0.057	0.094
1.4	0.0212	0.0358	0.122142857	0.233485714	0.12009	0.1724	0.061228571	0.0724	0.1819	0.0711	0.1092
1.5	0.0275	0.041	0.138285714	0.261885714	0.11866	0.1845	0.067314286	0.0835	0.2008	0.0956	0.1219
1.7	0.0446	0.0556	0.171657143	0.308571429	0.1398	0.2063	0.089171429	0.1059	0.2328	0.1355	0.149
1.9	0.0653	0.0621	0.205371429	0.354285714	0.1508	0.2173	0.106628571	0.1239	0.2857	0.1497	0.1721
2.1	0.0871	0.0901	0.239885714	0.398571429	0.20106	0.2341	0.142857143	0.1462	0.3306	0.1822	0.2053
2.3	0.1107	0.1361	0.274228571	0.452	0.197	0.241	0.134971429	0.1694	0.3783	0.2327	0.2326
2.5	0.1371	0.1593	0.304	0.512	0.22163	0.2612	0.131514286	0.1928	0.4211	0.2683	0.2609
2.8	0.1772	0.1666	0.354857143	0.599142857	0.332	0.2838	0.248228571	0.2242	0.4826	0.3369	0.3206
3.1	0.2153	0.1734	0.400571429	0.688	0.34914	0.342	0.2232	0.2632	0.5529	0.3946	0.3602
3.4	0.2565	0.2361	0.450571429	0.772285714	0.32514	0.3737	0.229885714	0.3043	0.638	0.4523	0.4039

Gambar L.8: *Interstorey drift ratio maximum* pada masing-masing *ground motion*.

- Membuat grafik IDA menggunakan perbandingan RSA (T_1) terhadap *interstorey drift ratio maximum*.

A.10.2 Hasil Incremental Dynamic Analysis

1. Model 1

Hasil IDA untuk gedung 5 lantai. Penomoran data rekaman gempa sesuai pada Tabel 3.7.

Tabel L.61: Hasil analisa IDA untuk R = 8.

RSA (T_1), g	Data Rekaman Gempa										Average
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0.1	0.00037	0.00072	0.00092	0.00784	0.00163	0.00111	0.00086	0.00132	0.00231	0.0013	0.00184
0.2	0.00074	0.00144	0.00183	0.01326	0.00319	0.00227	0.00169	0.00279	0.00597	0.00256	0.00358
0.3	0.00112	0.00218	0.00306	0.01719	0.00452	0.00353	0.00266	0.00498	0.00758	0.00388	0.00507
0.4	0.00148	0.00307	0.00471	0.02262	0.00761	0.00723	0.00414	0.00659	0.01096	0.00587	0.00743
0.5	0.00186	0.00413	0.00697	0.03614	0.01096	0.01692	0.00581	0.00743	0.01955	0.01004	0.01198
0.6	0.00226	0.00566	0.01133	0.05794	0.01447	0.02869	0.00819	0.00846	0.03163	0.01598	0.01846
0.7	0.00286	0.00738	0.02003	0.0798	0.02412	0.04489	0.01183	0.01144	0.04566	0.02551	0.02735
0.8	0.00356	0.01034	0.03051	0.1134	0.03614	0.05829	0.01778	0.01552	0.07003	0.03277	0.03883
0.9	0.00451	0.01354	0.04394	0.11497	0.04977	0.07151	0.02608	0.02326	0.08931	0.03889	0.04758
1	0.00553	0.01737	0.05866	0.12426	0.06229	0.0834	0.03503	0.03123	0.10754	0.0452	0.05705
1.1	0.00668	0.02192	0.07394	0.15126	0.0734	0.09297	0.04303	0.04043	0.12317	0.04629	0.06731
1.2	0.00939	0.02574	0.09014	0.17917	0.07971	0.09397	0.05066	0.05129	0.1418	0.05083	0.07727
1.3	0.01509	0.03071	0.10589	0.2144	0.11586	0.12354	0.05477	0.06106	0.16189	0.05697	0.09402
1.4	0.02119	0.03583	0.12214	0.23349	0.12009	0.17243	0.06123	0.07243	0.18186	0.07114	0.10918
1.5	0.02746	0.04097	0.13829	0.26189	0.11866	0.18451	0.06731	0.08349	0.20083	0.0956	0.1219
1.7	0.0446	0.05557	0.17166	0.30857	0.1398	0.20629	0.08917	0.10586	0.2328	0.13551	0.14898
1.9	0.06529	0.06211	0.20537	0.35429	0.1508	0.21731	0.10663	0.12389	0.28571	0.14974	0.17211
2.1	0.08711	0.09014	0.23989	0.39857	0.20106	0.23414	0.14286	0.1462	0.33057	0.18223	0.20528
2.3	0.11074	0.13614	0.27423	0.452	0.197	0.241	0.13497	0.16937	0.37829	0.23269	0.23264
2.5	0.13711	0.15926	0.304	0.512	0.22163	0.26123	0.13151	0.19283	0.42114	0.26826	0.2609
2.8	0.17723	0.16663	0.35486	0.59914	0.332	0.28377	0.24823	0.22423	0.48257	0.33686	0.32055
3.1	0.21534	0.17343	0.40057	0.688	0.34914	0.342	0.2232	0.26317	0.55286	0.39457	0.36023
3.4	0.25646	0.23614	0.45057	0.77229	0.32514	0.37371	0.22989	0.30429	0.638	0.45229	0.40388

Tabel L.62: Hasil analisa IDA untuk R = 5.

RSA (T_1), g	Data Rekaman Gempa										Average
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0.1	0.00037	0.00072	0.00092	0.00722	0.00163	0.00111	0.00086	0.00132	0.00227	0.0013	0.00177
0.2	0.00074	0.00144	0.00183	0.01558	0.00326	0.00224	0.00169	0.00264	0.00493	0.00259	0.00369
0.3	0.00112	0.00216	0.00274	0.0208	0.00497	0.0034	0.00256	0.0041	0.00886	0.00392	0.00546
0.4	0.00148	0.00289	0.0037	0.02533	0.00604	0.00455	0.00351	0.00608	0.01074	0.00485	0.00692
0.5	0.00186	0.00366	0.00518	0.03	0.0078	0.00606	0.00457	0.00847	0.01224	0.00657	0.00864
0.6	0.00223	0.00448	0.00677	0.03457	0.01068	0.00931	0.00593	0.0102	0.01436	0.00834	0.01069
0.7	0.0026	0.00552	0.00871	0.04209	0.01427	0.01628	0.00774	0.01086	0.01875	0.01175	0.01386
0.8	0.00297	0.00661	0.01113	0.056	0.01764	0.0261	0.00929	0.01189	0.02974	0.01574	0.01871
0.9	0.00338	0.00813	0.01503	0.07294	0.01964	0.03583	0.01143	0.01265	0.04274	0.02142	0.02432
1	0.00379	0.00963	0.01995	0.09391	0.02544	0.04889	0.01382	0.01413	0.05689	0.02917	0.03156
1.1	0.00443	0.01119	0.02826	0.11629	0.03351	0.06449	0.01769	0.01677	0.07343	0.037	0.04031
1.2	0.00514	0.01401	0.03726	0.14517	0.04454	0.079	0.02248	0.0211	0.09109	0.04534	0.05051
1.3	0.00584	0.01685	0.04754	0.15731	0.05729	0.09154	0.02693	0.02482	0.10949	0.0524	0.059
1.4	0.00673	0.02005	0.05937	0.16469	0.06783	0.10429	0.03623	0.031	0.12694	0.0574	0.06745
1.5	0.00787	0.02313	0.07183	0.1856	0.08391	0.11626	0.04391	0.03909	0.14489	0.06506	0.07815
1.7	0.00969	0.03066	0.09777	0.22077	0.10517	0.1212	0.06037	0.05577	0.17323	0.07737	0.0952
1.9	0.01349	0.03837	0.12543	0.2514	0.12271	0.1484	0.07331	0.0742	0.20729	0.0794	0.1134
2.1	0.02362	0.04669	0.15311	0.28771	0.18371	0.24131	0.08066	0.09463	0.24289	0.08706	0.14414
2.3	0.03474	0.0558	0.18117	0.32371	0.19786	0.25143	0.08674	0.11569	0.27943	0.10309	0.16297
2.5	0.04683	0.06634	0.20746	0.36743	0.22034	0.26434	0.10371	0.13717	0.31171	0.15651	0.18819
2.8	0.06926	0.08363	0.25169	0.43171	0.23786	0.28049	0.16557	0.1674	0.35343	0.17594	0.2217
3.1	0.09251	0.09071	0.29343	0.51514	0.25511	0.29943	0.17294	0.19066	0.40371	0.18117	0.24948
3.4	0.12214	0.14571	0.33086	0.59829	0.28026	0.32743	0.18891	0.22214	0.45857	0.23283	0.29071

Tabel L.63: Hasil analisa IDA untuk R = 3.

RSA (T ₁), g	Data Rekaman Gempa										Average
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0.1	0.00037	0.00072	0.00092	0.00767	0.00163	0.00111	0.00086	0.00132	0.00227	0.0013	0.00182
0.2	0.00074	0.00144	0.00183	0.01518	0.00325	0.00224	0.00169	0.00264	0.00454	0.00259	0.00362
0.3	0.00112	0.00216	0.00274	0.02356	0.00489	0.00337	0.00256	0.00397	0.00711	0.00389	0.00554
0.4	0.00148	0.00289	0.00365	0.03029	0.00668	0.00449	0.00346	0.00529	0.01057	0.00519	0.0074
0.5	0.00186	0.0036	0.00457	0.03486	0.00828	0.00568	0.0043	0.00683	0.01469	0.00654	0.00912
0.6	0.00223	0.00431	0.00555	0.03929	0.00901	0.00689	0.00516	0.00874	0.01703	0.00734	0.01056
0.7	0.0026	0.00505	0.00666	0.04454	0.01073	0.0079	0.00612	0.01088	0.01791	0.00865	0.01211
0.8	0.00297	0.00583	0.00816	0.04983	0.01209	0.00939	0.00719	0.0132	0.0203	0.01036	0.01393
0.9	0.00334	0.00662	0.00961	0.05437	0.01474	0.01207	0.00853	0.0156	0.02213	0.01211	0.01591
1	0.00371	0.00749	0.01121	0.05931	0.01762	0.01525	0.00989	0.01693	0.02501	0.01379	0.01802
1.1	0.00408	0.00851	0.01315	0.06529	0.02114	0.02037	0.01156	0.01771	0.02943	0.01675	0.0208
1.2	0.00446	0.00953	0.01507	0.07417	0.02484	0.02886	0.01351	0.01843	0.03614	0.01988	0.02449
1.3	0.00483	0.01058	0.01726	0.08349	0.02822	0.03754	0.01463	0.01938	0.04326	0.02375	0.02829
1.4	0.0052	0.01189	0.02061	0.09726	0.03063	0.04583	0.01659	0.02043	0.05191	0.02846	0.03288
1.5	0.00563	0.01347	0.02443	0.10391	0.03249	0.05483	0.0189	0.02162	0.06449	0.03374	0.03735
1.7	0.00647	0.01635	0.0334	0.14309	0.0418	0.08	0.02347	0.0243	0.08523	0.04749	0.05016
1.9	0.00784	0.01985	0.04791	0.16686	0.05671	0.1076	0.0312	0.02957	0.11871	0.06197	0.06482
2.1	0.00923	0.02573	0.06397	0.20431	0.07297	0.13277	0.03969	0.03734	0.1502	0.07734	0.08136
2.3	0.01081	0.0316	0.08371	0.2518	0.09734	0.15703	0.05249	0.04646	0.18286	0.09017	0.10043
2.5	0.01299	0.03746	0.1036	0.29886	0.11857	0.18017	0.06574	0.05886	0.21469	0.10369	0.11946
2.8	0.01569	0.04694	0.136	0.34857	0.1552	0.19491	0.08549	0.08009	0.2514	0.12131	0.14356
3.1	0.02027	0.05583	0.17043	0.39371	0.172	0.22266	0.10343	0.10406	0.29714	0.14034	0.16799
3.4	0.03011	0.06783	0.20354	0.45057	0.22269	0.32886	0.11943	0.13094	0.33486	0.13851	0.20273

2. Model 2

Hasil IDA untuk gedung 10 lantai. Penomoran data rekaman gempa sesuai pada Tabel 3.7.

Tabel L.64: Hasil analisa IDA untuk R = 8.

RSA (T ₁), g	Data Rekaman Gempa										Average
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0.1	0.00251	0.00168	0.00453	0.0192	0.02592	0.02837	0.06723	0.00458	0.00597	0.00458	0.01646
0.2	0.00945	0.00587	0.01314	0.04663	0.05946	0.07254	0.14446	0.01511	0.01862	0.01511	0.04004
0.3	0.03209	0.01158	0.02737	0.09266	0.07811	0.09774	0.26209	0.02847	0.03609	0.02847	0.06947
0.4	0.05094	0.02175	0.04571	0.14186	0.09929	0.17854	0.30257	0.04534	0.06023	0.04534	0.09916
0.5	0.08586	0.03471	0.06834	0.18471	0.18574	0.25417	0.332	0.06997	0.09014	0.06997	0.13756
0.6	0.12306	0.04863	0.092	0.22266	0.2296	0.32486	0.41457	0.0948	0.12806	0.0948	0.1773
0.7	0.16946	0.05429	0.11657	0.26117	0.27077	0.35657	0.49657	0.12789	0.15789	0.12789	0.21391
0.8	0.19206	0.0692	0.14014	0.30371	0.31514	0.35514	0.60229	0.15289	0.1986	0.15289	0.24821
0.9	0.23131	0.08711	0.16403	0.40771	0.36257	0.41057	0.65371	0.18606	0.22666	0.18606	0.29158
1	0.2708	0.10763	0.18937	0.488	0.39543	0.41743	0.71371	0.21034	0.26534	0.21034	0.32684
1.1	0.30143	0.12983	0.21994	0.49943	0.42771	0.49229	0.77886	0.2436	0.30029	0.2436	0.3637
1.2	0.34571	0.15271	0.25757	0.57571	0.50371	0.548	0.858	0.27597	0.33229	0.27597	0.41257
1.3	0.386	0.226	0.29886	0.61743	0.56771	0.67657	0.93743	0.30486	0.35371	0.30486	0.46734
1.4	0.52514	0.22423	0.34257	0.66171	0.62171	0.682	1.07829	0.33229	0.38686	0.33229	0.51871
1.5	0.54771	0.22377	0.38714	0.692	0.71057	0.76171	1.12029	0.35314	0.42143	0.35314	0.55709
1.7	0.58486	0.28886	0.47686	0.85114	0.77629	0.93029	1.26629	0.40514	0.47571	0.40514	0.64606
1.9	0.66229	0.31314	0.56657	0.93886	0.91543	1.07029	1.56229	0.45629	0.53029	0.45629	0.74717
2.1	0.75971	0.38229	0.66457	1.03057	1.00943	1.25629	1.68286	0.506	0.58771	0.506	0.83854
2.3	0.85429	0.42343	0.76543	1.11971	1.13086	1.42486	2.11257	0.55086	0.64171	0.55086	0.95746
2.5	1.08971	0.47943	0.86886	1.31743	1.26657	1.55743	2.146	0.596	0.72571	0.596	1.06431
2.8	1.126	0.56629	1.03114	1.49943	1.44257	1.71829	2.65914	0.68371	0.85029	0.68371	1.22606
3.1	1.22229	0.676	1.19829	1.63343	1.596	1.87829	2.84314	0.79	0.97543	0.79	1.36029
3.4	1.38886	0.75286	1.36743	1.888	1.73886	2.05029	3.33714	0.89714	1.10057	0.89714	1.54183

Tabel L.65: Hasil analisa IDA untuk R = 5.

RSA (T ₁), g	Data Rekaman Gempa										Average
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0.1	0.00219	0.00167	0.00356	0.01128	0.0246	0.02676	0.04217	0.00459	0.00521	0.00234	0.01244
0.2	0.00584	0.00406	0.00988	0.03677	0.04817	0.06	0.11209	0.01099	0.01484	0.00549	0.03081
0.3	0.01304	0.0078	0.01848	0.0632	0.08017	0.09354	0.16497	0.02195	0.02655	0.00894	0.04987
0.4	0.03111	0.01262	0.03143	0.1044	0.11634	0.12517	0.2484	0.03257	0.04166	0.01233	0.0756
0.5	0.05483	0.01943	0.04503	0.14849	0.13003	0.15869	0.33	0.04709	0.0596	0.01443	0.10076
0.6	0.06891	0.0285	0.06137	0.19466	0.14537	0.19777	0.45171	0.06237	0.08234	0.01673	0.13097
0.7	0.0948	0.04026	0.08114	0.23266	0.26974	0.26266	0.45143	0.08226	0.10929	0.01872	0.1643
0.8	0.13097	0.05197	0.10203	0.27009	0.28254	0.326	0.48657	0.10594	0.12849	0.02025	0.19049
0.9	0.16886	0.06663	0.12369	0.31143	0.30343	0.36714	0.55314	0.12314	0.16471	0.03237	0.22145
1	0.19717	0.08971	0.14477	0.35257	0.34086	0.46114	0.60514	0.14863	0.20074	0.0422	0.25829
1.1	0.23694	0.08623	0.16383	0.396	0.36829	0.47571	0.70171	0.18014	0.23977	0.05157	0.29002
1.2	0.27691	0.09046	0.18137	0.44143	0.42029	0.502	0.79143	0.21271	0.27746	0.06243	0.32565
1.3	0.31371	0.11489	0.20031	0.48571	0.46886	0.588	0.86029	0.24574	0.30857	0.07386	0.36599
1.4	0.35514	0.12357	0.22423	0.57	0.51457	0.56	0.91657	0.27746	0.34629	0.09006	0.39779
1.5	0.38857	0.14049	0.25203	0.59943	0.56257	0.60543	0.95371	0.30371	0.38657	0.107	0.42995
1.7	0.46229	0.17157	0.31029	0.688	0.67257	0.71	1.09971	0.36971	0.466	0.13203	0.50822
1.9	0.54057	0.19783	0.36971	0.756	0.78343	0.82371	1.25086	0.43686	0.54029	0.17326	0.58725
2.1	0.618	0.30571	0.43514	0.83714	0.88657	0.91457	1.43886	0.50629	0.60571	0.20831	0.67563
2.3	0.71257	0.32143	0.50571	0.90629	0.96743	1.06914	1.67714	0.56429	0.668	0.25243	0.76444
2.5	0.79343	0.33829	0.57971	1.03429	1.09914	1.18571	1.80257	0.62171	0.73057	0.29286	0.84783
2.8	0.92	0.38914	0.69371	1.11543	1.25943	1.34257	2.13857	0.69943	0.81257	0.36229	0.97331
3.1	1.03686	0.46829	0.81314	1.27543	1.45114	1.55714	2.24286	0.77771	0.90057	0.44114	1.09643
3.4	1.14857	0.53086	0.93486	1.49943	1.574	1.72029	2.42114	0.84029	0.99486	0.52	1.21843

Tabel L.66: Hasil analisa IDA untuk R = 3.

RSA (T ₁), g	Data Rekaman Gempa										Average
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0.1	0.00219	0.00167	0.00328	0.01169	0.01722	0.02297	0.03394	0.00511	0.00607	0.00234	0.01065
0.2	0.00437	0.00335	0.00768	0.0254	0.04889	0.05486	0.09014	0.00879	0.00933	0.00482	0.02576
0.3	0.00803	0.00551	0.0141	0.0568	0.07463	0.08389	0.1478	0.01493	0.02014	0.0077	0.04335
0.4	0.01343	0.0087	0.02113	0.06614	0.09671	0.11426	0.21389	0.02569	0.03214	0.01137	0.06035
0.5	0.02144	0.01287	0.03029	0.09709	0.13171	0.15089	0.28397	0.03606	0.04363	0.01482	0.08228
0.6	0.03371	0.01854	0.04154	0.13443	0.15966	0.1844	0.34143	0.04551	0.05651	0.01855	0.10343
0.7	0.05474	0.02333	0.05349	0.17186	0.19666	0.21134	0.39829	0.05646	0.07129	0.02135	0.12588
0.8	0.07514	0.02937	0.06589	0.20797	0.2236	0.24406	0.48829	0.06926	0.08771	0.02352	0.15148
0.9	0.08829	0.03614	0.07946	0.24671	0.24186	0.27463	0.53086	0.08286	0.10549	0.02536	0.17117
1	0.11231	0.04354	0.09431	0.28886	0.294	0.30886	0.59114	0.09751	0.12554	0.028	0.19841
1.1	0.13631	0.05543	0.11086	0.332	0.31	0.35829	0.65971	0.11366	0.14831	0.03014	0.22547
1.2	0.16397	0.0658	0.12886	0.37714	0.36171	0.38171	0.73629	0.13263	0.17011	0.03194	0.25502
1.3	0.19083	0.07486	0.14611	0.42	0.39686	0.424	0.78171	0.15166	0.19094	0.03337	0.28103
1.4	0.21906	0.08763	0.16271	0.46314	0.40229	0.46829	0.85857	0.17011	0.2222	0.03663	0.30906
1.5	0.25226	0.10123	0.17823	0.504	0.41943	0.54057	0.89486	0.18649	0.2568	0.04743	0.33813
1.7	0.32371	0.12817	0.21469	0.58229	0.50629	0.64686	0.98971	0.24166	0.32057	0.06611	0.40201
1.9	0.39514	0.15189	0.25311	0.66771	0.57971	0.722	1.124	0.29943	0.39229	0.08271	0.4668
2.1	0.45657	0.17037	0.294	0.75514	0.65143	0.78771	1.23057	0.356	0.46143	0.10271	0.52659
2.3	0.52314	0.18863	0.336	0.84857	0.71429	0.88943	1.416	0.41714	0.53457	0.12366	0.59914
2.5	0.598	0.21169	0.38086	0.924	0.80771	0.96886	1.66143	0.47686	0.61286	0.14874	0.6791
2.8	0.70514	0.25563	0.45514	1.05457	0.93571	1.09286	1.79086	0.57571	0.724	0.17351	0.77631
3.1	0.81371	0.29314	0.53171	1.17829	1.07086	1.36486	2.00714	0.672	0.83229	0.21806	0.89821
3.4	0.92314	0.39771	0.61	1.28143	1.20657	1.40457	2.13771	0.76514	0.93857	0.27677	0.99416

3. Model 3

Hasil IDA untuk gedung 15 lantai. Penomoran data rekaman gempa sesuai pada Tabel 3.7.

Tabel L.67: Hasil analisa IDA untuk R = 8.

RSA (T ₁), g	Data Rekaman Gempa										Average
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0.1	0.00648	0.00995	0.01084	0.012	0.03394	0.05334	0.11749	0.01336	0.01627	0.00513	0.02788
0.2	0.02943	0.0329	0.03897	0.03495	0.07494	0.12594	0.28414	0.05051	0.06586	0.01584	0.07535
0.3	0.1076	0.05585	0.11134	0.0579	0.24754	0.14889	0.30709	0.14029	0.15889	0.03879	0.13742
0.4	0.1196	0.09451	0.13429	0.07831	0.27049	0.324	0.68	0.16323	0.18183	0.08506	0.21313
0.5	0.13089	0.14171	0.17557	0.1352	0.32457	0.41771	0.824	0.16994	0.1958	0.121	0.26364
0.6	0.16646	0.18729	0.25191	0.1676	0.40343	0.54714	1.01571	0.20689	0.24017	0.16674	0.33533
0.7	0.19317	0.22937	0.332	0.17077	0.50543	0.606	1.21429	0.25906	0.3	0.1964	0.40065
0.8	0.2268	0.30486	0.416	0.19509	0.61457	0.76086	1.55086	0.30571	0.37057	0.28357	0.50289
0.9	0.2654	0.37943	0.50571	0.227	0.76686	0.92	1.77629	0.36829	0.44314	0.28743	0.59395
1	0.31486	0.42171	0.59914	0.27249	0.87229	1.06857	1.888	0.43229	0.51686	0.30686	0.66931
1.1	0.34943	0.476	0.69571	0.38457	0.94314	1.19057	2.15286	0.49771	0.59143	0.34857	0.763
1.2	0.41286	0.53686	0.79429	0.42371	1.00686	1.34086	2.51457	0.56314	0.66629	0.42286	0.86823
1.3	0.44314	0.59543	0.894	0.45971	1.05343	1.458	2.65514	0.62971	0.74229	0.42886	0.93597
1.4	0.49514	0.64371	0.99371	0.48314	1.13686	1.58571	2.97714	0.69629	0.81886	0.478	1.03086
1.5	0.53343	0.71114	1.09171	0.51114	1.20457	1.71743	3.28286	0.76314	0.89457	0.54657	1.12566
1.7	0.61486	0.76314	1.28971	0.534	1.514	1.90371	3.76286	0.898	1.04943	0.62686	1.29566
1.9	0.78486	0.85086	1.48914	0.61086	1.748	2.14914	4.15714	1.03486	1.20829	0.70514	1.47383
2.1	0.85143	0.97771	1.69	0.78857	1.90714	2.29629	4.76286	1.17571	1.36857	0.81686	1.66351
2.3	0.92371	1.06886	1.87314	0.82229	2.10686	2.57	5.03429	1.31743	1.52971	1.01914	1.82654
2.5	0.998	1.14143	2.084	0.90429	2.148	2.80629	5.5	1.45914	1.69	1.098	1.98291
2.8	1.12171	1.31571	2.39886	1.004	2.38257	3.06857	6.04857	1.67229	1.92943	1.15886	2.21006
3.1	1.24086	1.50886	2.72886	1.15229	2.58343	3.52571	6.97714	1.884	2.16657	1.30686	2.50746
3.4	1.426	1.766	3.03714	1.25114	2.94	4.01143	7.44286	2.09371	2.40286	1.45057	2.78217

Tabel L.68: Hasil analisa IDA untuk R = 5.

RSA (T ₁), g	Data Rekaman Gempa										Average
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0.1	0.00392	0.00697	0.00803	0.01218	0.03329	0.04966	0.12623	0.01279	0.01408	0.00675	0.02739
0.2	0.01635	0.02304	0.02527	0.02166	0.06529	0.10683	0.226	0.03034	0.03846	0.01051	0.05638
0.3	0.02879	0.03547	0.03771	0.0341	0.18269	0.11926	0.23843	0.11889	0.14634	0.02295	0.09646
0.4	0.07203	0.06131	0.08217	0.06429	0.19512	0.30143	0.51029	0.13132	0.15878	0.03571	0.16125
0.5	0.09291	0.0984	0.10866	0.0894	0.25769	0.35371	0.67914	0.16997	0.19966	0.06857	0.21181
0.6	0.12383	0.1314	0.14369	0.11151	0.32114	0.43971	0.94	0.21509	0.24629	0.1054	0.27781
0.7	0.15609	0.15549	0.19629	0.13317	0.37771	0.522	1.04143	0.24869	0.27754	0.15291	0.32613
0.8	0.18583	0.20454	0.2578	0.17034	0.43686	0.61143	1.20314	0.28443	0.31314	0.18106	0.38486
0.9	0.21583	0.24851	0.32286	0.19143	0.55029	0.69114	1.40143	0.31114	0.36543	0.22874	0.45268
1	0.24926	0.29257	0.39029	0.20843	0.63543	0.77943	1.69657	0.35657	0.40829	0.27314	0.529
1.1	0.28657	0.342	0.45943	0.25109	0.68771	0.90943	1.83171	0.39686	0.45886	0.31571	0.59394
1.2	0.32829	0.394	0.53057	0.24957	0.80543	1.064	2.04514	0.43829	0.50029	0.342	0.66976
1.3	0.36257	0.44514	0.60543	0.26969	0.902	1.15771	2.25143	0.47886	0.55543	0.38486	0.74131
1.4	0.40143	0.51171	0.68371	0.29457	1.01286	1.26857	2.32229	0.52314	0.61429	0.41371	0.80463
1.5	0.44	0.56371	0.76514	0.31714	1.10943	1.38171	2.66029	0.56971	0.67943	0.45114	0.89377
1.7	0.51686	0.66629	0.93029	0.506	1.30714	1.60914	3.06857	0.68229	0.812	0.53086	1.06294
1.9	0.608	0.77629	1.09714	0.55543	1.458	1.83657	3.43143	0.79943	0.94629	0.596	1.21046
2.1	0.69029	0.91114	1.26571	0.59457	1.61343	2.07171	3.78	0.91829	1.08029	0.64657	1.3572
2.3	0.76686	0.978	1.43257	0.63571	1.70886	2.27286	4.31143	1.03629	1.21657	0.76143	1.51206
2.5	0.84029	1.08686	1.59943	0.70114	1.82857	2.49429	4.81429	1.15714	1.354	0.77543	1.66514
2.8	0.98743	1.226	1.85143	0.81114	2.24429	2.70914	5.58286	1.33914	1.56	0.93371	1.92451
3.1	1.10714	1.39857	2.10171	1.00143	2.52857	3.03143	6.28857	1.52086	1.76829	1.06771	2.18143
3.4	1.19571	1.512	2.33314	1.10086	2.81571	3.30571	7.04571	1.70571	1.97486	1.168	2.41574

Tabel L.69: Hasil analisa IDA untuk R = 3.

RSA (T ₁), g	Data Rekaman Gempa										Average
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0.1	0.00346	0.00559	0.00581	0.01012	0.03483	0.04709	0.11434	0.01287	0.01403	0.01403	0.02622
0.2	0.00898	0.01727	0.01663	0.02594	0.06551	0.09497	0.20406	0.02449	0.02755	0.02755	0.05129
0.3	0.01918	0.02747	0.02683	0.03614	0.11923	0.19129	0.21426	0.03469	0.03775	0.03775	0.07446
0.4	0.03857	0.04437	0.05711	0.04677	0.12943	0.20149	0.41371	0.06909	0.087	0.087	0.11745
0.5	0.06129	0.06037	0.08309	0.065	0.169	0.27186	0.57086	0.10557	0.1344	0.1344	0.16558
0.6	0.08883	0.07917	0.10863	0.08583	0.22403	0.34857	0.69543	0.15217	0.1908	0.1908	0.21643
0.7	0.11329	0.10029	0.13277	0.10829	0.30457	0.434	0.83857	0.20309	0.25329	0.25329	0.27414
0.8	0.14231	0.12	0.16054	0.13129	0.362	0.51771	1.05343	0.2582	0.31057	0.31057	0.33666
0.9	0.1712	0.16271	0.18943	0.15237	0.42514	0.59257	1.23686	0.30857	0.36457	0.36457	0.3968
1	0.20277	0.1748	0.22209	0.17357	0.49914	0.67571	1.39886	0.35657	0.40829	0.40829	0.45201
1.1	0.235	0.20497	0.26391	0.19423	0.55371	0.728	1.49486	0.39086	0.46314	0.46314	0.49918
1.2	0.25863	0.25123	0.31029	0.22111	0.64371	0.79086	1.62029	0.44229	0.51686	0.51686	0.55721
1.3	0.29314	0.27526	0.35857	0.23774	0.71	0.88371	1.82029	0.49086	0.56429	0.56429	0.61981
1.4	0.33029	0.30657	0.40943	0.26637	0.77057	0.97029	1.96886	0.53714	0.61143	0.61143	0.67824
1.5	0.36743	0.344	0.46143	0.28571	0.85686	1.07686	2.11057	0.57829	0.65286	0.65286	0.73869
1.7	0.43486	0.42314	0.57171	0.334	0.97714	1.244	2.55343	0.65457	0.73486	0.73486	0.86626
1.9	0.50371	0.51429	0.68571	0.37857	1.116	1.45257	2.76257	0.72714	0.81657	0.81657	0.97737
2.1	0.57286	0.60514	0.80371	0.42371	1.24514	1.63114	2.99429	0.80057	0.90543	0.90543	1.08874
2.3	0.64229	0.69314	0.92829	0.47343	1.32286	1.83486	3.30286	0.87429	1.00171	1.00171	1.20754
2.5	0.71343	0.78257	1.05571	0.51686	1.43457	2.01943	3.78571	0.96229	1.06714	1.06714	1.34049
2.8	0.83343	0.91514	1.24914	0.61171	1.63457	2.25514	4.12	1.06029	1.20686	1.20686	1.50931
3.1	0.94486	1.05857	1.44343	0.66714	1.87629	2.49543	4.76571	1.17886	1.36686	1.36686	1.7164
3.4	1.048	1.20371	1.63429	0.72257	2.03771	2.82171	5.38	1.30971	1.50514	1.50514	1.9168

A.11 Nilai *Probability of Collapse* Terhadap RSA (T_1)

A.11.1 Nilai *Probability of Collapse* Terhadap RSA (T_1) Untuk Model 1

Probability of collapse atau peluang struktur untuk mengalami keruntuhan terhadap nilai RSA (T_1) median yang merupakan lanjutan dari hasil IDA dengan menggunakan 10 data rekaman gempa (*groundmotion records*) yang mengandung efek *fling* untuk gedung 5 lantai.

Tabel L.70: Hasil probabilitas $R = 8$.

RSA (T_1), g	Median	<i>Probability of Collapse</i>
0.351788	0.67847695	0.046451320
0.503714		0.22304898
0.52616		0.257713869
0.642172		0.444058239
0.657282		0.467645933
0.699671		0.531360847
0.826772		0.69346658
0.857866		0.725795074
1.057762		0.872020323
1.38044		0.965399376

Tabel L.71: Hasil probabilitas $R = 5$.

RSA (T_1), g	Median	<i>Probability of Collapse</i>
0.284666	0.95343144	0.046451320
0.711383		0.22304898
0.737853		0.257713869
0.874987		0.444058239
0.90621		0.467645933
1.000653		0.531360847
1.148301		0.69346658
1.17467		0.725795074
1.398482		0.872020323
2.028535		0.965399376

Tabel L.72: Hasil probabilitas R = 3.

RSA (T_1), g	Median	<i>Probability of Collapse</i>
0.257498	0.95343144	0.00657109
0.787455		0.226024271
1.067559		0.389132751
1.092801		0.403052135
1.203026		0.461398884
1.358696		0.53632973
1.381911		0.546720894
1.548155		0.615230781
1.905245		0.730327981
3.082067		0.912660373

A.11.2 Nilai *Probability of Collapse* Terhadap RSA (T_1) Untuk Model 2

Probability of collapse atau peluang struktur untuk mengalami keruntuhan terhadap nilai RSA (T_1) median yang merupakan lanjutan dari hasil IDA dengan menggunakan 10 data rekaman gempa (*groundmotion records*) yang mengandung efek *fling* untuk gedung 10 lantai.

Tabel L.73: Hasil probabilitas R = 8.

RSA (T_1), g	Median	<i>Probability of Collapse</i>
0.1	0.27796900	0.03483639
0.103699		0.04009581
0.112158		0.05365103
0.139369		0.11028429
0.265151		0.46661865
0.290787		0.53187943
0.30906		0.57461349
0.30906		0.57461349
0.314317		0.58630834
0.46364		0.81800245

Tabel L.74: Hasil probabilitas R = 5.

RSA (T_1), g	Median	<i>Probability of Collapse</i>
0.1	0.34931881	0.04823618
0.109747		0.06195089
0.122909		0.08255572
0.173439		0.17607305
0.322844		0.45829219
0.375793		0.53866934
0.388965		0.55680031
0.393834		0.56332063
0.612779		0.77242766
0.880434		0.89036472

Tabel L.75: Hasil probabilitas R = 3.

RSA (T_1), g	Median	<i>Probability of Collapse</i>
0.1	0.41187033	0.04331145
0.122057		0.07048123
0.140364		0.0962796
0.214642		0.21507992
0.382143		0.46387252
0.441598		0.53361482
0.49688		0.58984062
0.569739		0.65275396
0.809283		0.79320988
1.093342		0.88135333

A.11.3 Nilai *Probability of Collapse* Terhadap RSA (T_1) Untuk Model 3

Probability of collapse atau peluang struktur untuk mengalami keruntuhan terhadap nilai RSA (T_1) median yang merupakan lanjutan dari hasil IDA dengan menggunakan 10 data rekaman gempa (*groundmotion records*) yang mengandung efek *fling* untuk gedung 15 lantai.

Tabel L.76: Hasil probabilitas R = 8.

RSA (T_1), g	Median	<i>Probability of Collapse</i>
0.1	0.26972550	0.016608241
0.16427		0.143596495
0.21452		0.311539507
0.2367		0.389625819
0.25512		0.452462758
0.28433		0.545041452
0.29028		0.562612945
0.41162		0.817841219
0.43812		0.851077511
0.44157		0.854951978

Tabel L.77: Hasil probabilitas R = 5.

RSA (T_1), g	Median	<i>Probability of Collapse</i>
0.1	0.37299223	0.011969733
0.18806		0.120053326
0.22957		0.202545694
0.25704		0.261525687
0.27867		0.308509712
0.46731		0.650518476
0.50485		0.698205273
0.52292		0.718900162
0.54793		0.745284906
0.58534		0.78023927

Tabel L.78: Hasil probabilitas R = 3.

RSA (T_1), g	Median	<i>Probability of Collapse</i>
0.1	0.456078	0.007443145
0.20522		0.100012274
0.2642		0.190490779
0.42743		0.458538205
0.42743		0.458538205
0.48473		0.538943087
0.56622		0.635751805
0.64568		0.711528237
0.6631		0.725943952

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



1. Daftar Diri Peserta

Nama Lengkap : Rizky Juanda
Panggilan : Juanda
Tempat/Tanggal Lahir : Rantau Kuala Simpang/15 Agustus 1996
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat : Dusun Mulia, Desa Meurandeh Aceh, Kec. Langsa Lama, Kota Langsa, Aceh
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Junaidi. A
Ibu : Efi Elfiani, S.Pd.
No. HP : 082370312134
E-mail : rjuanda0@gmail.com

2. Riwayat Pendidikan

Nomor Pokok Mahasiswa : 1507210042
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	SD Swasta Dharma Patra Rantau, Aceh Tamiang	2008
2.	SMP	Pondok Pesantren Modern Kwala Madu, Langkat	2011
3.	SMA	SMA Negeri 2 Percontohan, Aceh Tamiang	2014
4.	Melanjutkan Kuliah di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2015 sampai selesai.		