

## TUGAS AKHIR

# PENGARUH GEMPA BERULANG MENGANDUNG EFEK *FLING* TERHADAP KURVA KERAPUHAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN BETON BERTULANG

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

**Disusun Oleh:**

**ALFI SYAHRIN**  
**1507210093**



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

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

**LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING**

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama :ALFI SYAHRIN

NPM : 1507210093

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : PENGARUH GEMPA BERULANG MENGANDUNG EFEK  
*FLING* TERHADAP KURVA KERAPUHAN SISTEM  
RANGKA PEMIKUL MOMEN BETON BERTULANG

Bidang Ilmu :Struktur.

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada  
Panitia Ujian

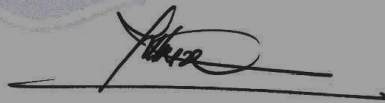
Medan, 9 September 2019

Pembimbing I

Pembimbing II



Dr. Ade Faisal, ST,MSc



Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

## HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Alfi Syahrin

NPM : 1507210093

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : PENGARUH GEMPA BERULANG MENGANDUNG EFEK  
*FLING* TERHADAP KURVA KERAPUHAN SISTEM  
RANGKA PEMIKUL MOMEN BETON BERTULANG

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, 9 September 2019

Mengetahui dan menyetujui:

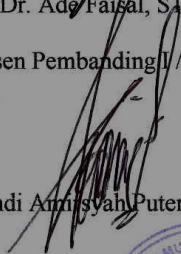
Dosen Pembimbing I / Penguji

  
Dr. Ade Faisal, ST, MSc


Dosen Pembimbing II/Penguji

  
Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc


Dosen Pembanding I / Penguji

  
Tondi Amisya Putera ST, MT

Dosen Pembanding II/Penguji

  
Bambang Hadibroto ST, MT

Program Studi Teknik Sipil  
Ketua,

  
Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc



## SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Alfi Syahrin

Tempat / Tanggal Lahir : Medan / 26 Desember 1997

NPM : 1507210093

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Pengaruh Gempa Berulang Mengandung Efek *Fling* Terhadap Kurva Kerapuhan Sistem Rangka Pemikul Momen Beton Bertulang”.

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, 28 Agustus 2019

Saya yang menyatakan,



Alfi Syahrin

## ABSTRAK

### **PENGARUH GEMPA BERULANG MENGANDUNG EFEK *FLING* TERHADAP KURVA KERAPUHAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN BETON BERTULANG (STUDI LITERATUR)**

Alfi Syahrin

1507210093

Dr. Ade Faisal, M.Sc.

Dr. Fahrizal Zulkarnain

Gempa bumi merupakan fenomena alam yang disebabkan oleh adanya pelepasan energi regangan elastis batuan pada litosfir. Semakin besar energi yang dilepas semakin kuat gempa yang terjadi. Indonesia khususnya Kota Banda Aceh merupakan wilayah yang rawan gempa, sehingga bangunan bertingkat dapat mengalami kehancuran baik dalam kategori ringan, kecil, sedang, parah bahkan hancur total. Bangunan mengalami kehancuran karena jenis gempa yang bisa saja terjadi secara ringan, sedang maupun besar dan terjadi secara berulang. Untuk bangunan yang bila mengalami gempa berulang, tentunya kehancuran struktur akan semakin tinggi. Oleh karena itu perlu adanya perencanaan struktur beton bertulang dengan sistem yang tahan terhadap gempa berulang. Dalam tugas akhir ini terdapat 3 model struktur dengan jumlah lantai yang berbeda dan sistem struktur yang digunakan sama yaitu SRPMK dengan faktor  $R=8$ . Semua input beban, dan spesifikasi material adalah sama dan dimensi struktur masing-masing berbeda. Untuk gedung yang pertama memiliki tinggi 18.5 m (5 lantai), yang kedua memiliki tinggi 36 m (10 lantai), yang ketiga memiliki tinggi 53.5 m (15 lantai). Analisis yang digunakan adalah Respon Spektrum sebagai tahap desain dan dan Nonlinear sebagai tahap evaluasi, dengan alat bantu software Program Analisa Struktur, dan RUAUMOKO2D versi 04. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui perilaku nonlinier dan probabilitas keruntuhan bila terkena gempa berulang. Berdasarkan hasil analisis dari ketiga model gedung, didapat simpangan antar tingkat maksimum terjadi pada faktor  $R=8$  pada model tiga dengan gempa berulang 3 kali yang mengandung *fling*, dan semakin tinggi tingkatan suatu struktur semakin kecil nilai  $RSA(T1)$  yang di butuhkan untuk mencapai kondisi keruntuhan.

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

## ABSTRACT

### *THE EFFECT OF REPEATING EARTHQUAKE CONTAINS FLING EFFECTS ON THE FRACTURE CURVE FROM REINFORCED CONCRETE MOMENT RESISTING FRAME SYSTEM (STUDY OF LITERATURE)*

Alfi Syahrin

1507210093

Dr. Ade Faisal, M.Sc.

Dr. Fahrizal Zulkarnain

*Earthquakes are natural phenomena caused by the release of elastic stretch energy of rocks in the lithosphere. The greater the energy released, the stronger the earthquake. Indonesia, especially Banda Aceh City, is an earthquake-prone area, so multi-storey buildings can be destroyed in the categories of light, small, medium, severe and even totally destroyed. The building was destroyed because of the type of earthquake that could have happened lightly, medium or large and occur repeatedly. For buildings that experience repeated earthquakes, of course the destruction of the structure will be higher. Therefore it is necessary to plan reinforced concrete structures with a system that is resistant to repeated earthquakes. In this final project there are 3 structural models with different number of floors and the same structural system used is SRPMK with a factor of  $R = 8$ . All load inputs, and material specifications are the same and the dimensions of each structure are different. For the first building has a height of 18.5 m (5 floors), the second has a height of 36 m (10 floors), the third has a height of 53.5 m (15 floors). The analysis used is Spectrum Response as the design stage and Nonlinear as the evaluation stage, with the Structure Analysis Program software, and RUAUMOKO2D version 04. The purpose of this study is to determine the nonlinear behavior and probability of collapse when it is hit by repeated earthquakes. Based on the analysis of the three building models, the deviation between the maximum levels occurs at a factor of  $R = 8$  in model three with repeated earthquakes 3 times containing fling, and the higher the level of a structure the smaller the RSA value ( $T1$ ) needed to achieve conditions collapse.*

*Keywords: Earthquake, recurrent earthquake, system structure.*

## KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadirat 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 “Pengaruh Gempa Berulang Mengandung Efek *fling* Terhadap Kurva Kerapuhan Sistem Rangka Pemikul Momen Beton Bertulang” 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, ST, MSc selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji sekaligus sebagai Wakil Dekan 1 Fakultas Teknik yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Fahrizal zulkarnain, ST, MSc selaku Dosen Pimbimbing II sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Tondi Amirsyah Putera P, ST, MT selaku Dosen Pembanding I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Bambang Hadibroto ST, MT selaku Dosen Pembanding II dan penguji 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 keteknik sipilan kepada penulis.

7. Orang tua penulis: Ayahanda Alm. Syakbandi Nst dan Ibunda penulis Teguh Wati , yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis serta adik penulis yang memotivasi penulis untuk terus maju kearah yang lebih baik.
8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Sahabat khusus penulis: Afiful Anshari, Abangda Aji Persada, Adinda Ika Suci ramadani, Adinda Muhammad Fadhil Azhari.
10. Sahabat-sahabat penulis: Ridho Elfayed, Khairatul Husna, Inriyani, Abangda Hendra Syahputra, Almaida, Roni Irwanda, Dinda karnelia, Chairuddin, Khairil Nazri, Rama imanda, Muhammad Fajar, Adha Afrinanda, Abdul Hafiz, Raditya B, Seluruh teman A2 siang, 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, 28 Agustus2019

Alfi Syahrin



## DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	iv
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vi
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR NOTASI	xvii
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 <i>Incremental Dynamic Analysis</i>	11
2.4 <i>Fragility Curves</i>	12
2.5 Filosofi Desain Bangunan Tahan Gempa	14
2.6 Sistem Rangka Pemikul Momen	15
2.6.1 SRPMK(Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)	17

2.7	Faktor Modifikasi Respon (R)	17
2.7.1	Definisi Faktor Modifikasi Respon (R)	18
2.8	Peraturan Pembebanan Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2012	19
2.8.1	Gempa Rencana dan Faktor Keutamaan	20
2.8.2	Klasifikasi Situs dan Parameter	21
2.8.3	Parameter Percepatan Gempa	22
2.8.4	Parameter Percepatan Spektral Desain	23
2.8.5	Struktur Penahan Beban Gempa	26
2.8.6	Prioda Alami Struktur	27
2.8.7	Simpangan ( <i>Drift</i> ) Akibat Gaya Gempa	28
2.9	Metode Analisa	29
2.9.1	Metode Analisa Respon Spektrum Ragam	30
2.9.2	Metode Analisa Riwayat Waktu	31
2.9.3	Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan	32
2.9.4	Program Ruaomoko	34
 <b>BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN</b>		
3.1	Umum	35
3.2	Pemodelan Struktur	36
3.2.1	Data Perencanaan Struktur	36
3.2.2	Konfigurasi Bangunan	37
3.2.3	Dimensi Kolom-Balok	39
3.3	Analisis Struktur	39
3.3.1	Analisis Dinamik Struktur Linier	39
3.3.2	Analisis Dinamik Struktur Nonlinier	39
3.4	Respon Spektrum Desain Gempa	41
3.4.1	Desain Respon Spektrum Banda Aceh	41
3.4.2	Kombinasi Pembebanan	42
3.4.3	Analisis Respon Spektrum Ragam	44
3.4.4	<i>Ground Motion Records</i> (Data Rekaman Gempa)	44
3.4.5	Analisis Respon Riwayat Waktu	49
3.5	Analisis Dinamik Struktur Nonlinier	49
3.5.1	Analisis Respon Riwayat Waktu	50

3.5.2	Momen Leleh ( $M_y$ )	50
3.5.3	Kapasitas Rotasi	50
3.5.4	Rotasi Leleh ( $\theta_y$ )	51
3.5.5	Kurva Kerapuhan	51
<b>BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN</b>		
4.1	Hasil Model Linier Dan Non Linier	52
4.2	Hasil Analisa Linier	52
4.2.1	Respon Spektrum Ragam	52
4.2.2	Koreksi Gempa Dasar Nominal	53
4.2.3	Koreksi Faktor Redudansi	53
4.2.4	Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	54
4.2.5	Nilai Simpangan Gedung	54
4.2.6	Kontrol Ketidak Beraturan Kekakuan Tingkat Lunak ( <i>Soft Story</i> )	54
4.2.7	Pengaruh Efek P-Delta	55
4.3	Hasil Analisa Non Linier	55
4.3.1	<i>Incremental Dynamic Analysis (IDA)</i>	55
4.3.2	<i>Interstory drift</i>	56
4.4	Pengaruh Gempa Tunggal	57
4.5	Pengaruh Gempa Berulang	58
4.6	Pengaruh Gempa Campuran	62
4.7	Kondisi Keruntuhan Struktur	66
4.8	Median Kurva Kerapuhan	67
<b>BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN</b>		
5.1	Kesimpulan	69
5.2	Saran	70
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>		
<b>LAMPIRAN</b>		
<b>DAFTAR RIWAYAT HIDUP</b>		

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.	20
Tabel 2.2	Faktor keutaman gempa (SNI 03-1726-2012).	21
Tabel 2.3	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	21
Tabel 2.4	Koefisien perioda pendek ( $F_a$ ) berdasarkan SNI 1726:2012.	23
Tabel 2.5	Koefisien perioda 1,0 detik ( $F_v$ ) berdasarkan SNI 1726:2012.	23
Tabel 2.6	Faktor R, Cd, dan untuk sistem penahan gaya gempa.	26
Tabel 2.7	Nilai parameter perioda pendekatan $C_t$ dan $x$ berdasarkan SNI 1726:2012.	28
Tabel 2.8	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.	28
Tabel 2.9	Prosedur analisa yang boleh digunakan.	30
Tabel 3.1	Komponen Struktural bangunan	39
Tabel 3.2	Berat material konstruksi berdasarkan PPURG 1987	40
Tabel 3.3	Beban hidup pada lantai dan atap struktur berdasarkan PPURG1987	40
Tabel 3.4	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1$ , $SDS = 0.8094$ .	42
Tabel 3.5	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1$ , $SDS = 0.2096$ .	43
Tabel 3.6	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1.3$ , $SDS = 0.17467$ .	43
Tabel 3.7	<i>Fling Records</i> (PEER NGA, Cosmos, ERD, CSMIP)	45
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 $V_t$	53
Tabel 4.2	nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spectrum ( $V_t$ ) sumbu X	54
Tabel 4.3	Nilai perbandingan <i>interstory drift</i> untuk masing- masing	

	model untuk R=8 dengan acuan gempa tunggal yang mengandung <i>fling</i> .	56
Tabel 4.4	Nilai persentasi perbandingan interstory drift untuk masing-masing model untuk R=5 dengan acuan gempa tunggal yang mengandung <i>fling</i> .	56
Tabel 4.5	Nilai RSA(T1) untuk kondisi keruntuhan	66
Tabel 4.6	Nilai RSA(T1) untuk kondisi mendekati keruntuhan	67
Tabel 4.7	Nilai RSA(T1) untuk nilai median <i>probability of collapse</i>	67

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta zonasi gempa Indonesia	2
Gambar 2.1	Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan <i>divergen</i> ; b) pertemuan <i>konvergen</i> ; c) pertemuan saling bergeser horizontal	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> ), and (c) gempa dekat ( <i>fling-step</i> )	10
Gambar 2.4	Kebutuhan siklik pada kolom akibat a) far-fault TAFT, b) near-fault ( <i>forward directivity</i> ) Olive V., dan c) near-fault	10
Gambar 2.5	( <i>fling-step</i> ) SKR. (Kalkan dan Kunnath, 2006) Kurva IDA tunggal dengan Pushover Statis	11
Gambar 2.6	Rasio <i>drift interstory</i> puncak dengan tingkat lantai	12
Gambar 2.7	Perbandingan kurva kerapuhan Baker, (2015)	13
Gambar 2.8	Histeresis di sendi plastis yang stabil (Pawirodikromo, 2012)	16
Gambar 2.9	Respon gaya-perpindahan struktur kondisi elastis dan inelastis (Zafar, 2009)	18
Gambar 2.10	Hubungan antara faktor modifikasi respon ( $R$ ), faktor kuat lebih struktur ( $\Omega$ ), dan faktor reduksi daktilitas ( $R\mu$ ) (FEMA, 2007)	19
Gambar 2.11	Spektrum respons desain	25
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	35
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	37
Gambar 3.3	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Banda Aceh dengan jenis tanah lunak.	41

Gambar 3.4	Rekaman gempa asli Chi Chi TCU052 yang mengandung fling	46
Gambar 3.5	Rekaman gempa ChiChi TCU052 yang dirubah menjadi spektra desain	46
Gambar 3.6	Respon spektrum Chi-Chi TCU052 sebelum dan sesudah diskalakan terhadap RSA(T1) yang direncanakan	47
Gambar 3.7	Rekaman gempa ChiChi TCU052 sebelum dan sesudah diskalakan	48
Gambar 3.8	Rekaman gempa berulang 2 kali ChiChi TCU052 dan Kocaeli Sakarya	48
Gambar 3.9	Rekaman gempa berulang 3 kali ChiChi TCU052 dan Kocaeli Sakarya	49
Gambar 4.1	Grafik IDA perbandingan gempa tunggal terhadap Model 1, Model 2, dan Model 3 dengan faktor R=8	57
Gambar 4.2	Grafik kurva kerapuhan gempa tunggal terhadap Model 1, Model 2, Model 3 dengan faktor R=8	58
Gambar 4.3	Grafik IDA perbandingan gempa berulang 2 kali terhadap Model 1, Model 2, Model 3 dengan faktor R=8.	59
Gambar 4.4	Grafik kurva kerapuhan gempa berulang 2 kali terhadap model 1, model 2, model 3 dengan faktor R=8	60
Gambar 4.5	Grafik IDA perbandingan gempa berulang 3 kali terhadap model 1, model 2, model 3 dengan faktor R=8	61
Gambar 4.6	Grafik kurva kerapuhan gempa berulang 3 kali terhadap Model 1, Model 2, Model 3 dengan faktor R=8	62
Gambar 4.7	Grafik IDA perbandingan gempa tunggal, berulang 2 kali, berulang 3 kali terhadap Model 1 dengan faktor R=8	63
Gambar 4.8	Grafik kurva kerapuhan gempa tunggal, berulang 2 kali, berulang 3 kali terhadap Model 1 dengan faktor R=8	63
Gambar 4.9	Grafik IDA perbandingan gempa tunggal, berulang 2 kali, berulang 3 kali terhadap Model 2 dengan faktor R=8	64
Gambar 4.10	Grafik kurva kerapuhan gempa tunggal, berulang 2 kali, berulang 3 kali terhadap Model 2 dengan faktor R=8	65

Gambar 4.11	Grafik IDA perbandingan gempa tunggal, berulang 2 kali, berulang 3 kali terhadap Model 3 dengan faktor $R=8$	65
Gambar 4.12	Grafik kurva kerapuhan gempa tunggal, berulang 2 kali, berulang 3 kali terhadap Model 3 dengan faktor $R=8$	66



## 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
$\Omega$	=	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
$\theta_y$	=	Rotasi pada saat leleh
$\epsilon$	=	Total tegangan yang terjadi
$\epsilon_y$	=	Tegangan pada saat leleh
$\mu_p$	=	Lendutan pada titik plastis
$\mu_y$	=	Lendutan pada titik leleh
$\phi_m$	=	Lengkungan maksimum yang akan timbul
$\phi_y$	=	Lengkungan pada saat leleh
$\theta_u$	=	Rotasi pada batas ultimit
$\theta_y$	=	Rotasi pada batas leleh
$\theta_{pc}$	=	Koefisien rotasi <i>post-capping</i>
$\theta_p$	=	Koefisien rotasi plastis
$\Omega_0$	=	Faktor pembesaran defleksi
P	=	Faktor redudansi
$S_{MS}$	=	Parameter <i>spectrum</i> respons percepatan pada perioda pendek
$S_{M1}$	=	Parameter <i>spectrum</i> respons percepatan pada perioda 1 detik

## DAFTAR SINGKATAN

CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
PEER	= <i>Pacific Earthquake Engineering Research</i>
PPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>
IDA	= <i>Incremental Dynamic Analysis</i>
IDR	= <i>Interstory Drift Ratio</i>
RSA(T1)	= Respon Spectrum <i>acceleration</i> (periode)

# BAB 1

## PENDAHULUAN

### 1.1. Latar Belakang

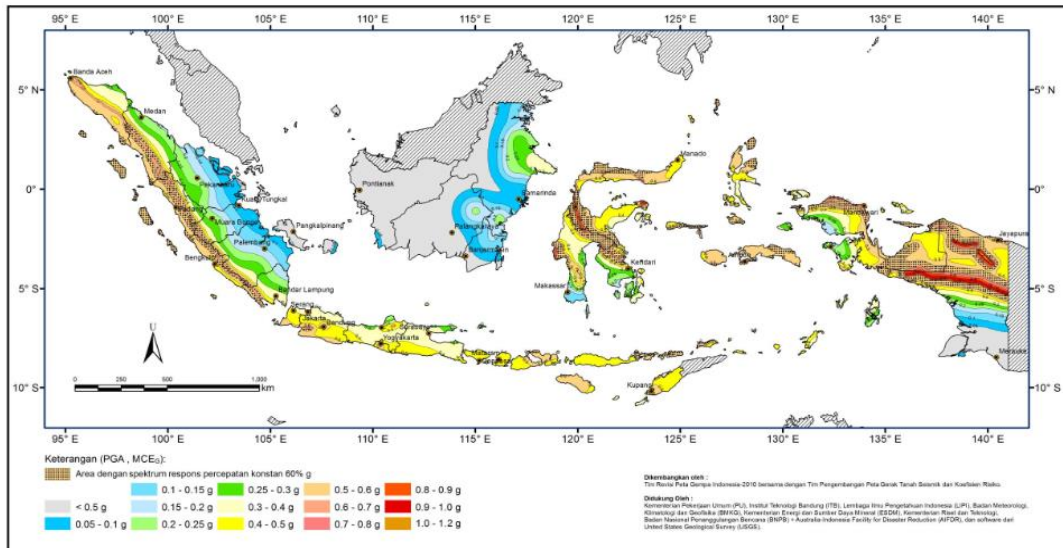
Indonesia merupakan negara yang mempunyai potensi gempa yang besar. Peristiwa gempa dapat menyebabkan semua yang ada di atas bumi termasuk infrastruktur bergerak ke segala arah. Pergerakan ini akan menyebabkan kerusakan bagi struktur dan membahayakan manusia yang berada di dalamnya.

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 Filipina di bagian Timur Kepulauan Maluku dan bagian Utara daerah kepala

burung Papua. Di bagian terakhir ini adalah kawasan pusat pertemuan 4 lempeng besar dunia tersebut. Zonasi gempa yang terdapat di Indonesia ditunjukkan pada Gambar 1.1.



Gambar 1.1: Peta zonasi gempa di Indonesia.

Untuk bangunan yang mengalami gempa tunggal, tentunya kehancuran yang terjadi pada bangunan tersebut akan meningkat seiring dengan berlangsungnya gempa berikutnya dengan periode ulang tertentu. Oleh karena itu, kita perlu untuk mengetahui kinerja struktur yang terjadi pada suatu bangunan yang mengalami gempa tunggal dan gempa berulang 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. Lalu bagaimana jadinya jika bangunan ini terkena gempa lainnya dan merupakan gempa dekat?

## 1.2. Rumusan Masalah

1. Bagaimana perilaku struktur bila terkena gempa dekat yang mengandung *fling* dengan perbandingan gempa tunggal dan gempa berulang?
2. Bagaimana probabilitas keruntuhan struktur bila struktur terkena gempa dekat yang mengandung *fling* dengan perbandingan gempa tunggal dan gempa berulang?

## 2.1. 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 Khusus (SRPMK) pada 5, 10, dan 15 lantai yang difungsikan sebagai perkantoran yang terdapat di daerah Banda Aceh dengan jenis tanah lunak.
  - 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 (Strong Motion) 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 Nonlinear ) yang hanya ditinjau secara 2 dimensi.
4. Parameter yang ditinjau:
  - a. Analisa linear adalah semua aspek yang harus di kontrol sesuai dengan SNI 1726:2012
  - b. Analisa nonlinear adalah Simpangan antar tingkat (*Inter-Storey Drift*)
5. Gempa yang di tinjau hanya gempa yang mengandung *fling*.

## **2.2. Tujuan Penelitian**

1. Untuk mengetahui perilaku nonlinier struktur bila struktur terkena gempa dekat yang mengandung *fling* dengan perbandingan gempa tunggal dan gempa berulang.
2. Untuk mengetahui probabilitas keruntuhan struktur bila struktur terkena gempa dekat yang mengandung *fling* dengan perbandingan gempa tunggal dan gempa berulang.

## **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 berulang yang mengandung *fling* di daerah Banda Aceh dengan jenis tanah lunak.

## **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 tiga, antara lain:

1. Gempa Reruntuhan : 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 : gempa yang disebabkan oleh kegiatan gunung berapi baik sebelum maupun pada saat meletusnya gunung berapi tersebut.
3. Gempa Tektonik : 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 *strike* dan *dip*.

### 1. *Dip Slip Movement*

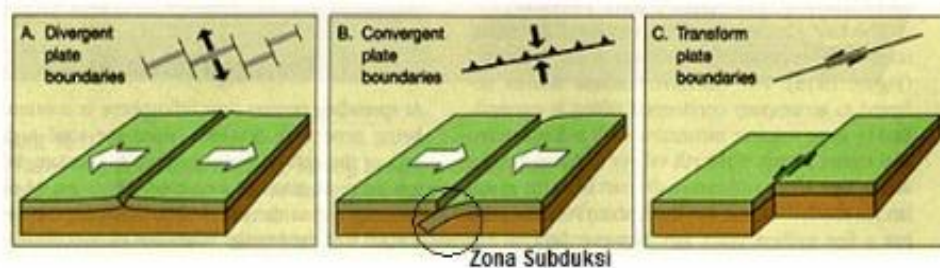
Pergerakan patahan mempunyai arah yang sejajar dengan kemiringan (slope) dip, atau tegak lurus dengan strike. Jenis patahan ini dibagi dua yaitu normal fault dan reverse fault.

### 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 saling bergeser horizontal.

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

### **2.2.2. Ground Motion (Getaran Tanah)**

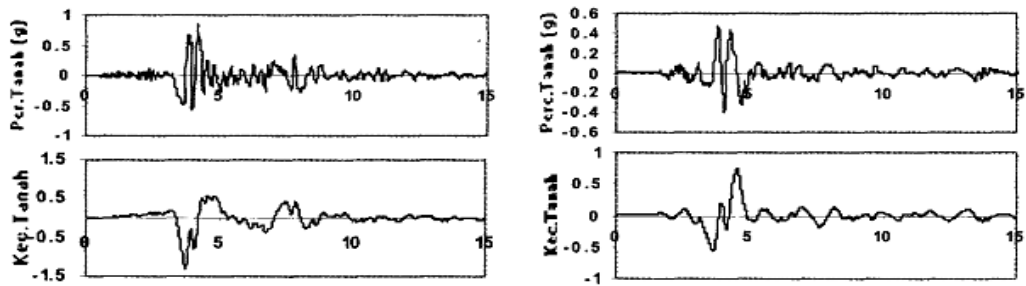
*Ground motion* adalah pergerakan permukaan bumi yang diakibatkan adanya gempa atau ledakan. Di dalam ilmu teknik gempa, *ground motion* juga populer dengan sebutan *strong motion* untuk lebih menekankan pada percepatan tanah akibat gempa daripada respon-respon tanah yang lain. Pada umumnya, pengertian 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, dkk.(2004) memberikan batasan bahwa rekaman gempa *near-fault* adalah gempa yang direkam  $\leq 15$  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.

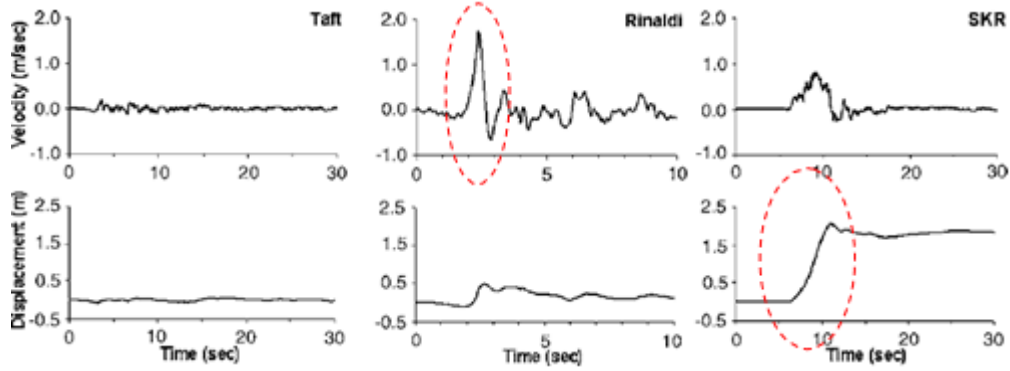
#### 2.2.4. Karakteristik Rekaman Gempa Dekat (Mengandung *fling*)

Dalam bukunya, PawirodikromoA (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.

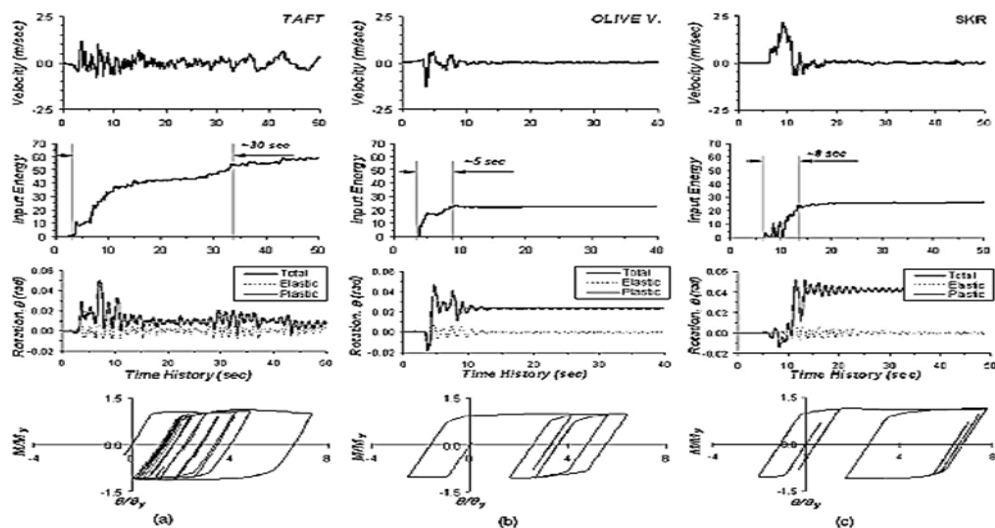
Hal-hal tersebut di atas selanjutnya dikenal oleh pemerhati gempa sebagai “rupture directivity” dan “fling step”.

Menurut Kalkan dan Kunnath (2006), 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 2.7. 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), and (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), and gempa dekat (fling-step) dapat dilihat pada Gambar 2.4.

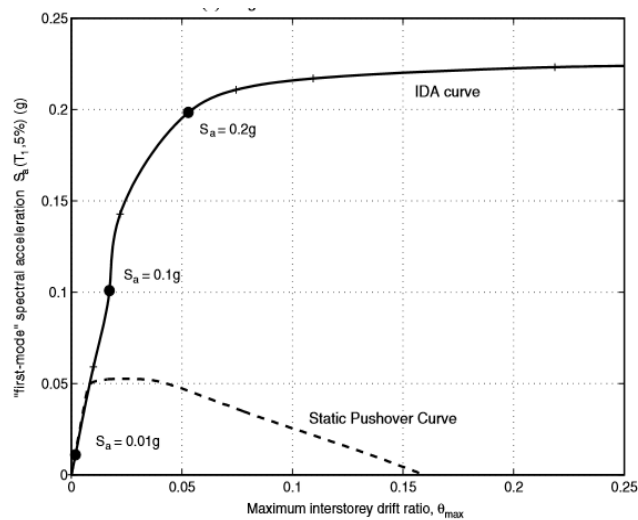


Gambar 2.4. Kebutuhan siklik pada kolom akibat a) far-fault TAFT, b) near-fault (forward directivity) Olive V., dan c) near-fault (fling-step) SKR. (Kalkan dan Kunnath, 2006)

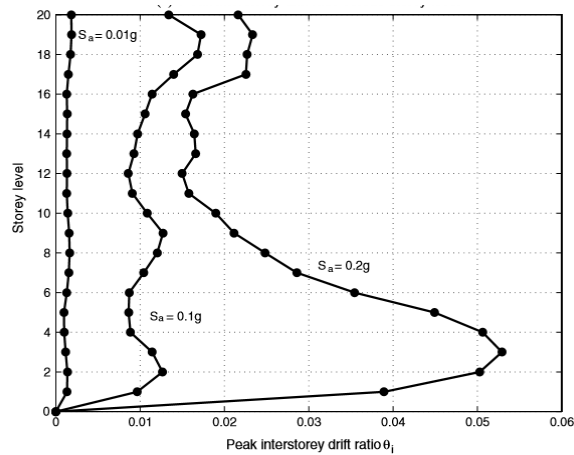
Dalam penelitiannya, Kalkan dan Kunnath (2006) membuat pemodelan struktur yang terbuat dari kolom baja mendapatkan hasil model histerisis dan kurva rotasi kolom seperti pada Gambar 2.4 di atas. Gambar 2.4 menunjukkan hasil perilaku siklik yang berbeda akibat jenis getaran gempa yang berbeda juga. Perilaku siklik yang ditunjukkan pada Gambar 2.4a merupakan akibat gempa jauh dengan pola perpindahan yang teratur, namun akibat gempa forward directivity dan gempa dekat (Gambar 2.4b & Gambar 2.4c) menunjukkan perilaku siklik yang sangat signifikan lonjakan perpindahannya. Hal ini dapat berakibat fatal bagi struktur. Dalam penelitian ini penulis menggunakan *acceleration* (percepatan) dikarenakan percepatan mewakili suatu *groundmotion* yang mana ground motion memiliki kecepatan dan waktu.

### 2.3. Incremental Dynamic Analysis

*Incremental Dynamic Analysis* (IDA) adalah metode analisis parametrik yang dikembangkan oleh Vamvatsikos dan Cornell (2000) muncul dalam beberapa bentuk berbeda untuk memperkirakan kinerja struktural yang lebih menyeluruh di bawah beban seismik Baker, (2015).



Gambar 2.5: Kurva IDA tunggal dengan Pushover Statis



Gambar 2.6: Rasio *drift interstory* puncak dengan tingkat lantai

Contoh informasi yang diekstraksi dari studi IDA *single-record* dari  $T_1 = 4s$ , kerangka penahan momen baja 20-lantai dengan anggota elastis dan sambungan, termasuk global non-linear geometris ( $P - \Delta$ ) yang menjadi sasaran El Centro, rekaman 1940 (komponen paralel).

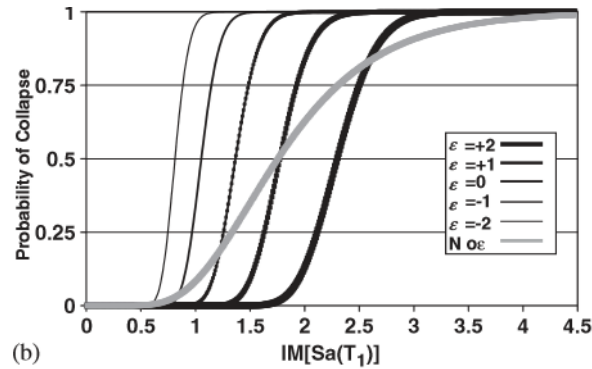
#### 2.4. Fragility Curves

*Fragility Curves* atau kurva kerentanan adalah analisis kerapuhan menggunakan analisis struktural dinamis. Analisis struktural dinamis adalah proses analisis dalam sejumlah prosedur penilaian seismik. penerapan konsep inferensi statistik untuk estimasi fungsi kerapuhan, menjelaskan pendekatan pemasangan yang tepat untuk digunakan dengan berbagai struktur Baker, (2015).

Dalam menganalisis dan menyesuaikan fungsi kerapuhan sambil meminimalkan diperlukan sejumlah analisis struktural. banyak hal dalam analisis garis menghasilkan estimasi kerapuhan yang lebih efisien daripada inkremental analisis dinamis untuk sejumlah analisis struktural tertentu, asalkan beberapa pengetahuan tentang kapasitas bangunan tersedia sebelum analisis dilakukan bahwa bagian-bagian yang relevan dari kurva kerapuhan dapat kira-kira diidentifikasi.

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

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



Gambar 2.7: Perbandingan kurva kerapuhan Baker, (2015)

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

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

Dimana:

$P(C|IM - x)$  adalah kemungkinan getaran tanah dengan IM-x akan menyebabkan kehancuran struktur  $\Phi$  adalah fungsi standar distribusi kumulatif,  $\theta$  adalah median dari fungsi kerentanan ( nilai intensitas memiliki tingkatan 50% dari kemungkinan keruntuhan), dan  $\beta$  adalah nilai standart deviasi.



## 2.5. 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 structural 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, karena 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 (*serviceability*)

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 control 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 jiwa manusia.

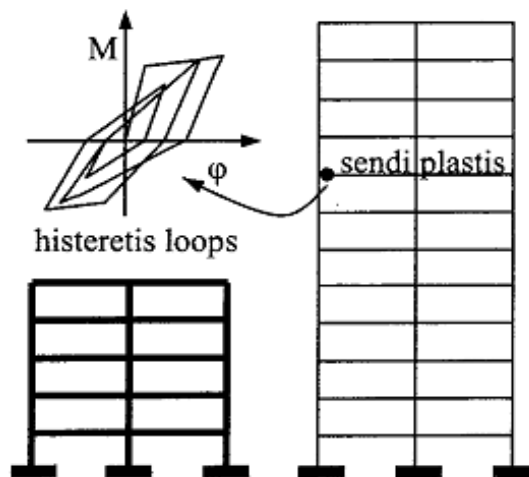
## **2.6. Sistem Rangka Pemikul Momen**

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 2.4 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 2.8: 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.

#### **2.6.1. SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)**

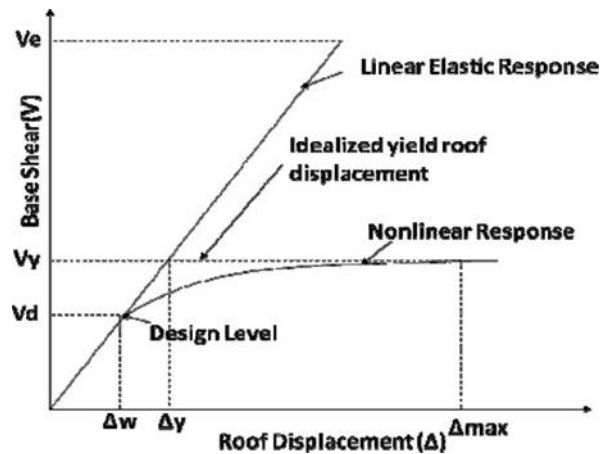
Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus adalah komponen struktur yang mampu memikul gaya akibat beban gempa dan direncanakan untuk memikul lentur. Komponen struktur tersebut juga harus memenuhi syarat-syarat di bawah ini :

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. Lebar nya 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.

#### **2.7. 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 2.9 di bawah untuk respon elastis dan inelastis pada struktur dengan kondisi linier elastis dan nonlinier.

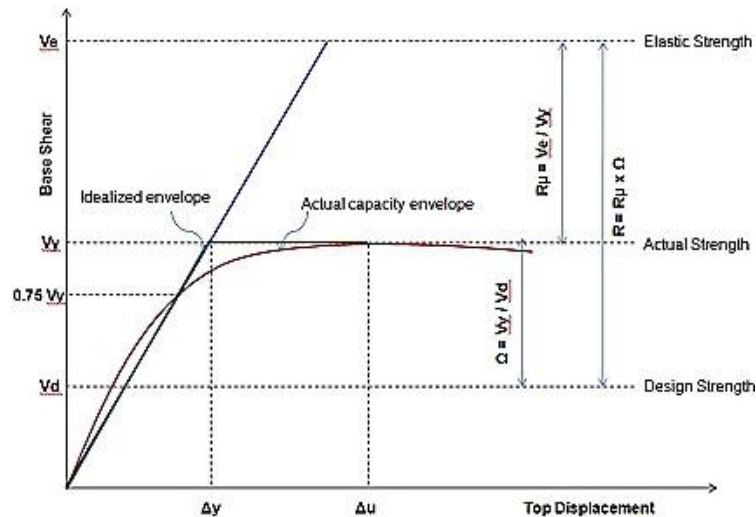


Gambar 2.9. Respon gaya-perpindahan struktur kondisi elastis dan inelastis (Zafar, 2009)

### 2.7.1. Definisi Faktor Modifikasi Respon (R)

Faktor R merupakan parameter desain seismik yang penting dalam mendefinisikan tingkat kekakuan struktur selama terjadi gempa. Faktor R merupakan 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 ( $\Omega$ ), dan faktor reduksi daktilitas ( $R\mu$ ) dapat dilihat pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10 :Hubungan antara faktor modifikasi respon (R), faktor kuat lebih struktur ( $\Omega$ ), dan faktor reduksi daktalitas ( $R\mu$ ) (FEMA, 2007)

Reduksi yang besar ini terutama disebabkan oleh dua faktor utama (Gambar 2.10), yaitu:

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

## 2.8. 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 spectral percepatan gempa pada periode pendek) dan nilai  $S_1$  (parameter respons spectral 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.

### 2.8.1. 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 risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"><li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li><li>- Fasilitas sementara</li><li>- Gudang penyimpanan</li><li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li></ul>	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"><li>- Perumahan</li><li>- Rumah toko dan rumah kantor</li><li>- Pasar</li><li>- Gedung perkantoran</li><li>- Gedung apartemen/ Rumah susun</li><li>- Pusat perbelanjaan/ Mall</li><li>- Bangunan industri</li><li>- Fasilitas manufaktur</li><li>- Pabrik</li></ul>	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 risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

### 2.8.2. 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	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $W \geq 40 \%$ , dan 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa.		



Tabel 2.3: lanjutan

<p>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</p>	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah.</li> <li>- Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3</math> m</li> <li>- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5</math> dengan Indeks Plastisitas <math>PI &gt; 7,5</math>)</li> </ul>
---	---

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

### 2.8.3. Parameter Percepatan Gempa

Parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan  $S_I$  (percepatan batuandasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spectral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismic 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 spectral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismic pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek ( $F_a$ ) dan factor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik ( $F_v$ ). Parameter *spectrum* respons 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

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

#### 2.8.4. Parameter Percepatan Spektral 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 horisontal 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 horisontal yang bekerja pada tiap-tiap massa. Spektrum respons dapat dipakai untuk menentukan gaya horisontal 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 perioda 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, apakah 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).

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

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  $SDS$ .
3. Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , dihitung berdasarkan Pers. (2.4).

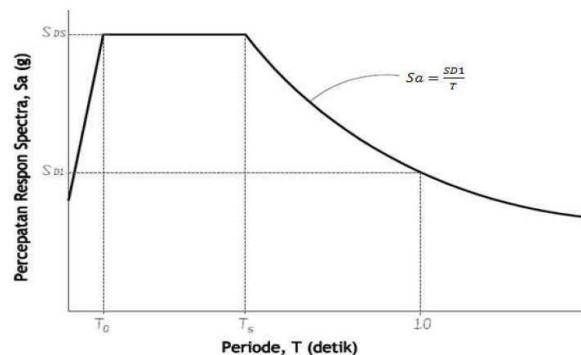
$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (2.4)$$

dimana:

$SDS$  = parameter respons spectral percepatan desain pada periode pendek

$SD1$  = parameter respons spectral percepatan desain pada periode 1 detik

$T$  = periode getar fundamental struktur



Gambar 2.11: Spektrum respons desain.

### 2.8.5. 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 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:

- Faktor koefisien modifikasi respon ( $R$ )
- Faktor kuat lebih sistem ( $C_d$ )
- Faktor pembesaran defleksi ( $\Omega_0$ )
- Faktor batasan tinggi sistem struktur

Hal tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.6.

Tabel 2.6: Faktor  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya gempa.

Sistem penahan gaya gempa seismik	Koef. Modifikasi respon, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
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

### 2.8.6. 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. 2.3 dan Pers. 2.4.

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

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

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

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.6)$$

dimana:

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

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

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

$x$  = Ditentukan dari Tabel 2.7

$C_t$  = Ditentukan dari Tabel 2.7

$C_u$  = Ditentukan dari Tabel 2.8

Tabel 2.7: Nilai parameter perioda pendekatan  $C_t$  dan  $x$  berdasarkan SNI 1726:2012.

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

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

Parameter Percepatan Respon Spektrum Desain pada 1 Detik $S_{D1}$	Koefisien (CU)
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

### 2.8.7. 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.

Simpangan antar tingkat dari suatu titik pada suatu lantai harus ditentukan sebagai simpangan horizontal titik itu, 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). Menurut SK SNI-1726-2002 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung pasal 8.1.2 bahwa untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut Pasal 8.1.1 tidak boleh melampaui  $0,03/R$  kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil. Sementara Berdasarkan UBC 1997 bahwa batasan *story drift* atau simpangan antar tingkat adalah sebagai berikut:

Untuk periode bangunan yang pendek  $T < 0,7$  detik, maka simpangan antar tingkat  $\cdot m \cdot 0,0025I_h$  atau 2,5% dari tinggi bangunan. Untuk periode bangunan yang pendek  $T > 0,7$  detik, maka simpangan antar tingkat  $\cdot m \cdot 0,002I_h$  atau 2,0% dari tinggi bangunan.

## 2.9. Metode Analisa

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



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: Dijinkan, TI: Tidak diijinkan

### 2.9.1. Metode Analisa Respon Spektrum Ragam

Parameter respon terkomposisi respon masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respon rencana gempa merupakan respon maksimum. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respon menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

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

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

$$V_t \geq 0,85 V_1 \quad (2.14)$$

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. 2.33.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85V_1}{V_t} \geq 1 \quad (2.15)$$

dimana:

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

$V_1$  = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen

### **2.9.2. Metode Analisa Riwayat Waktu**

Analisa riwayat waktu terbagi menjadi 2 jenis metode, yaitu:

1. Analisa respon dinamik riwayat waktu linear

Adalah suatu cara analisa untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai

data maksimum, dimana respon dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi langsung atau dapat juga dengan metode analisa ragam.

2. Analisa respon dinamik riwayat waktu nonlinear

Adalah suatu cara analisa untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh (linear) maupun 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.

### **2.9.3. Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan**

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

1. Beban mati, yaitu berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu seperti pipa-pipa, saluran listrik, AC, lampu-lampu, penutup lantai/atap, plafon, dan sebagainya.
2. Beban hidup, yaitu semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut.
3. Beban angin, yaitu semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.
4. Beban gempa, yaitu semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu.

5. Beban khusus, yaitu semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang terjadi akibat selisih suhu, pengangkatan dan pemasangan, penurunan pondasi, susut, gaya-gaya tambahan yang berasal dari beban hidup seperti gaya rem yang berasal dari keran, gaya sentrifugal dan gaya dinamis yang berasal dari mesin-mesin, serta pengaruh-pengaruh khusus lainnya.

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

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

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

dimana:

DL = Beban mati, termasuk SIDL

LL = Beban hidup

Ex = Beban gempa arah-x

Ey = Beban gempa arah-y

$\rho$  = 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 redudansi ( $\rho$ ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik masing-masing dalam kedua arah orthogonal untuk semua struktur.

#### **2.9.4. 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:

- a. Analisis statis.
- b. 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.
- c. Analisis gempa dinamis dengan input gempa horizontal dan /atau vertikal serta beban statis awal.
- d. Respon dinamis dengan riwayat gaya dinamis serta beban statis awal.
- e. Analisis secara elastis.
- f. Analisis secara inelastis atau nonlinear analisis.
- g. Analisis elastis respon spectra 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:

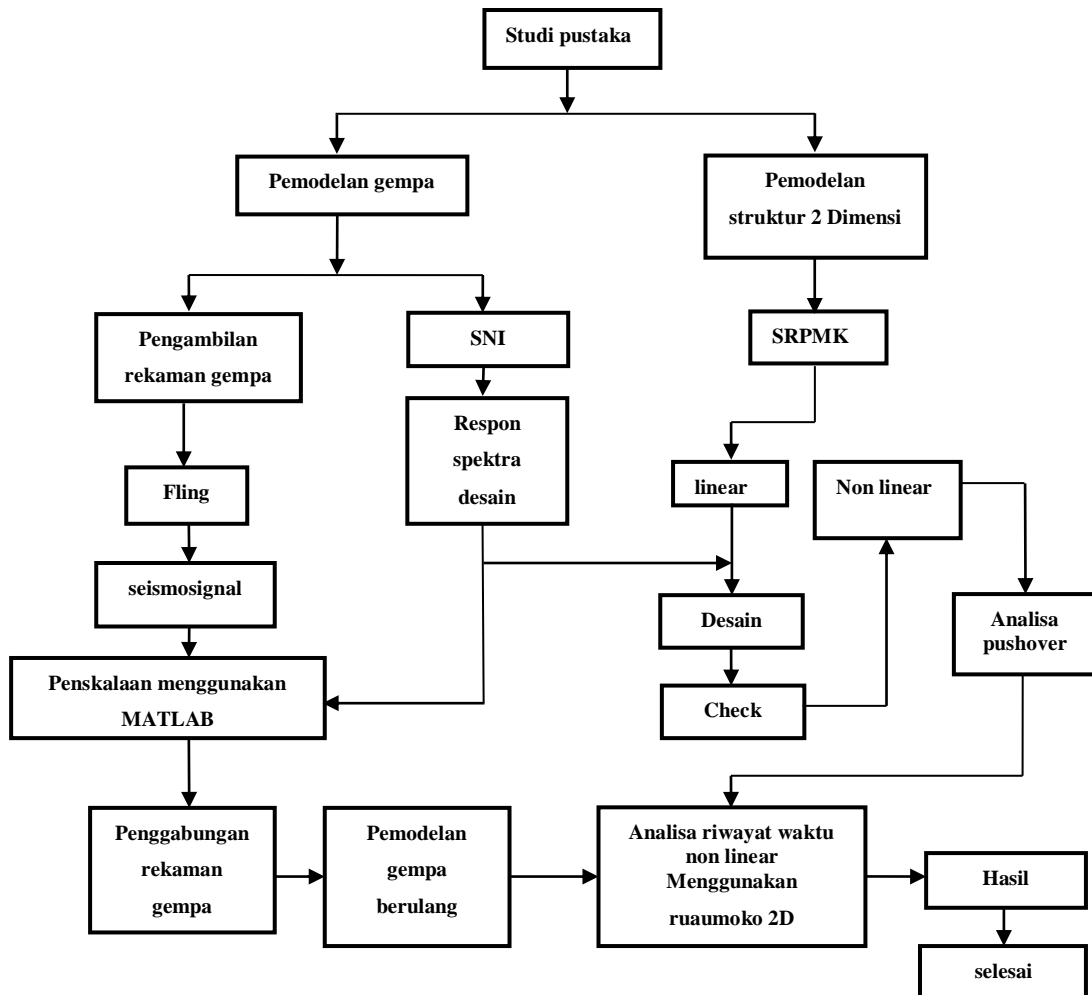
- a. Pemodelan komponen untuk memungkinkan efek geser elastis pada balok dan kolom.
- b. Model histeresis untuk menstimulasikan non-linear geser balok untuk koneksi kolom di struktur baja.
- c. Model histeresis pemodelan kontrol menggabungkan semi-aktif.
- d. Aturan degradasi kekuatan baru untuk pengurangan kekuatan beton bertulang pada sambungan balok-kolom.

## 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 sistem rangka pemikul momen yaitu sistem rangka pemikul momen khusus. Ketiga model bangunan tersebut dianalisis secara Linear dan Non-Linear 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 dan berulang (gabungan). Kemudian hasil nilai simpangan tersebut akan dibandingkan antara hasil nilai simpangan gempa tunggal dan hasil nilai simpangan gempa berulang.

## **3.2. Pemodelan Struktur**

### **3.2.1. Data Perencanaan Struktur**

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

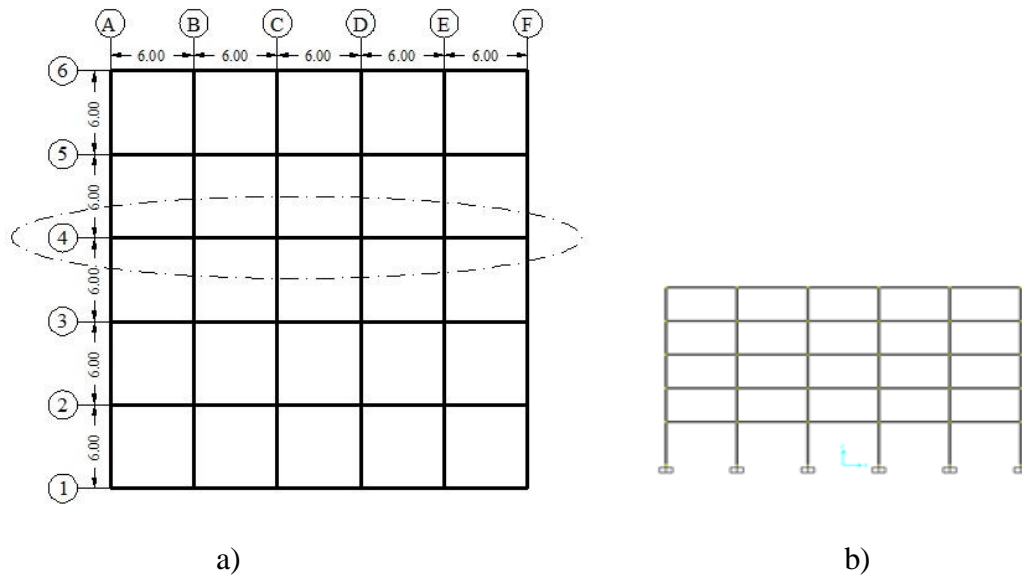
1. Jenis pemanfaatan gedung perkantoran.
2. Gedung terletak di Banda Aceh.
3. Klasifikasi situs tanah lunak (SE).
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
5. Jenis portal struktur gedung adalah beton bertulang.
6. Kuat tekan beton ( $f'c$ ) yang digunakan:
  - Kolom : 50 MPa
  - Balok : 40 MPa
7. Mutu baja tulangan yang digunakan adalah BJTS 41:
  - Kuat leleh minimum ( $f_y$ ) : 410 MPa
  - 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.

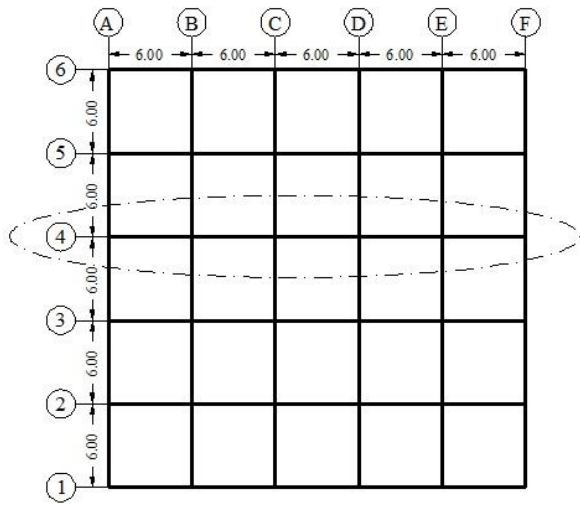
Adapun jenis pemodelan struktur yang digunakan pada Tugas Akhir ini adalah:

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

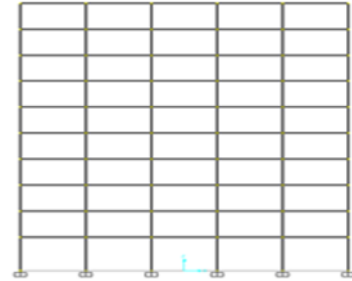


Gambar 3.2: a) Denah struktur Model 1, b) Proyeksi bangunan Model 1, c) Denah struktur Model 2, d) Proyeksi bangunan Model 2, e) Denah struktur Model 3, f) Proyeksi bangunan Model 3.

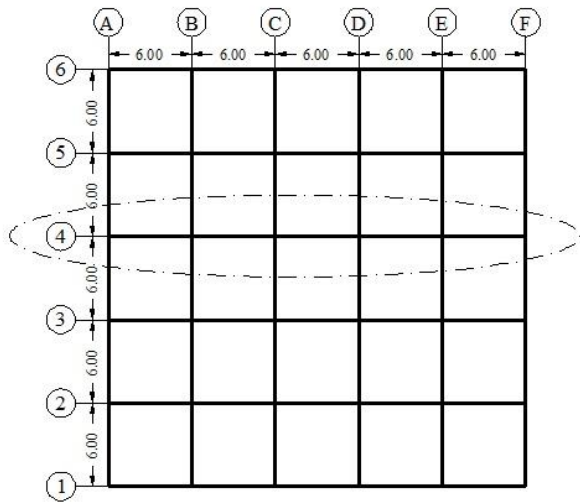




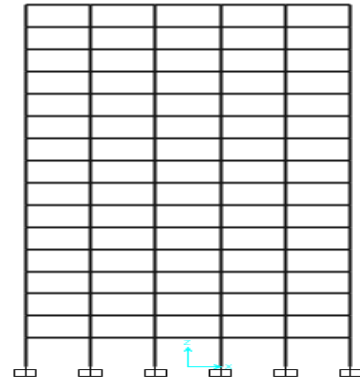
c)



d)



e)



f)

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 Linear

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

### 3.3.2. 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 <sup>3</sup>
Plafon dan penggantung	18 kg/m <sup>2</sup>
Adukan /cm dari semen	21 kg/m <sup>2</sup>
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m <sup>2</sup>
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m <sup>2</sup>

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 <sup>2</sup>
Beban hidup pada atap gedung	100 kg/m <sup>2</sup>

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.

### 3.4. Respon Spektrum Desain Gempa

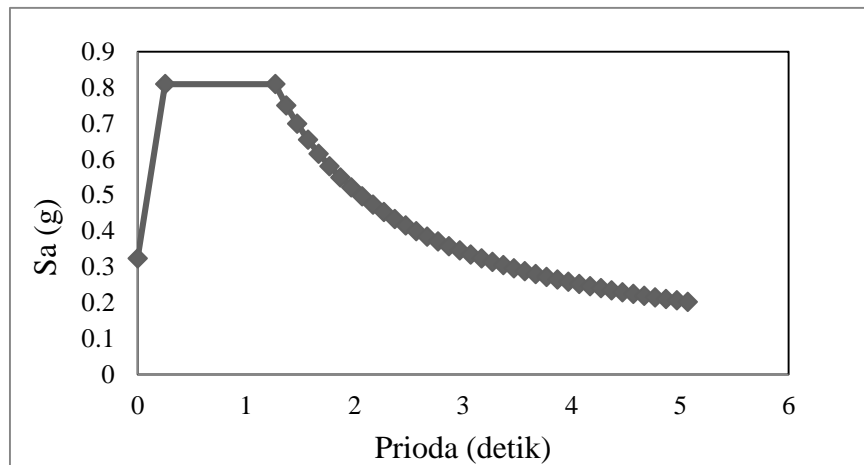
#### 3.4.1. Desain Respon Spektrum Banda Aceh

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 g, S<sub>s</sub> = 1.349 g dan S<sub>1</sub> = 0.642 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  $F_v = 2,4$
- $S_{MS} = 1,2141$
- $S_{M1} = 1,5408$
- $S_{DS} = 0,8094$
- $S_{D1} = 1,0272$
- $T_0 = 0,25382$
- $T_s = 1,26909$
- 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.

### 3.4.2. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2012 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa. Berdasarkan sub Bab 2.9.3, 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  $\rho = 1.3$  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  $\rho = 1$  dan  $S_{DS} = 0,8094$ .

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  $\rho = 1$  dan  $S_{DS} = 0,2096$ .

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

Tabel 3.5: Lanjutan.

Kombinasi 6	1,1581	1	-1	0
Kombinasi 7	0,8874	0	0,3	0
Kombinasi 8	0,9125	0	-0,3	0
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  $\rho = 1,3$  dan  $S_{DS} = 0,17467$ .

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).

### 3.4.3. Analisis Respon Spektrum Ragam

Analisis ini merupakan tahap desain yang harus memenuhi syarat-syarat batas berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis telah memenuhi syarat jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi yaitu sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Nilai untuk masing-masing parameter terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar lantai tingkat, gaya dukung, dan gaya elemen struktur individu untuk masing-masing respon ragam telah dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan respon spektrum dibagi dengan kuantitas ( $R/I_e$ ). Nilai untuk perpindahan dan kuantitas simpangan antar lantai harus dikalikan dengan kuantitas ( $C_d/I_e$ ) yang nilainya telah tertera pada Tabel 2.6 untuk nilai  $I_e$  dan Tabel 2.2 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, *CQC* pada Model 3 dan *SRSS* pada Model 4

### 3.4.4. Ground Motion 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 yaitu gempa yang mengandung *Fling*. Untuk tipe gempa *Fling* data rekaman gempa diperoleh dari PEER NGA, Cosmos, ERD dan CSMIP .

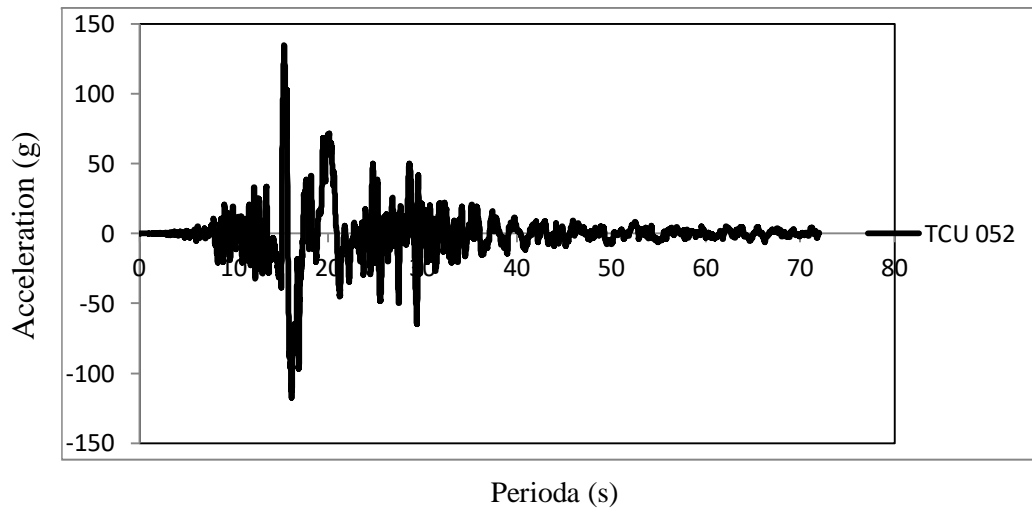
Tabel 3.7: *Fling Records* (PEER NGA, Cosmos, ERD, CSMIP).

Gempa	Nama Gempa	Tahun	Nama Stasiun Gempa	Mag
1	CHI CHI TCU052	1999	TCU052	7,6
2	CHI CHI TCU065	1999	TCU065	7,6
3	CHI CHI TCU068	1999	TCU068	7,6
4	CHI CHI TCU071	1999	TCU071	7,6
5	CHI CHI TCU072	1999	TCU072	7,6
6	CHI CHI TCU074	1999	TCU074	7,6
7	CHI CHI TCU084	1999	TCU084	7,6
8	Kocaeli Izmit	1999	Izmit	7,4
9	Kocaeli Sakarya	1999	Sakarya	7,4
10	Kocaeli Yarimca	1999	Yamrica	7,4

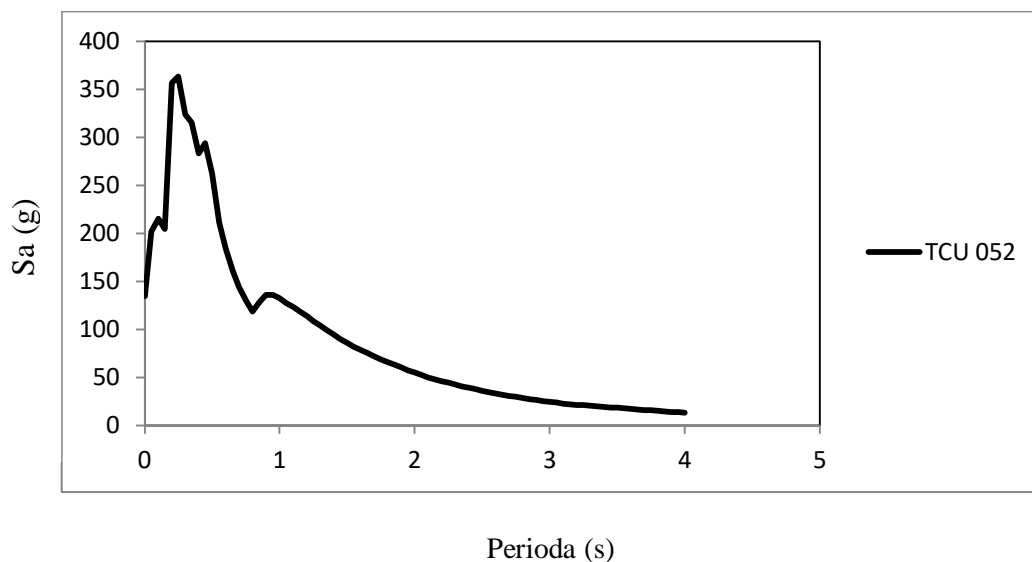
Setiap data rekaman gempa terdiri dari 2 data gempa horizontal (arah X dan Y) dan 1 data gempa vertikal (arah Z), namun dalam Tugas Akhir ini data rekaman gempa yang digunakan hanya gempa horizontal arah X, sementara gempa horizontal arah Y tidak digunakan karena bangunan yang direncanakan dalam bentuk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

Selanjutnya data rekaman gempa yang diperoleh diubah menjadi spektra desain menggunakan aplikasi pada komputer seperti yang terlihat pada gambar 3.4 dan 3.5.



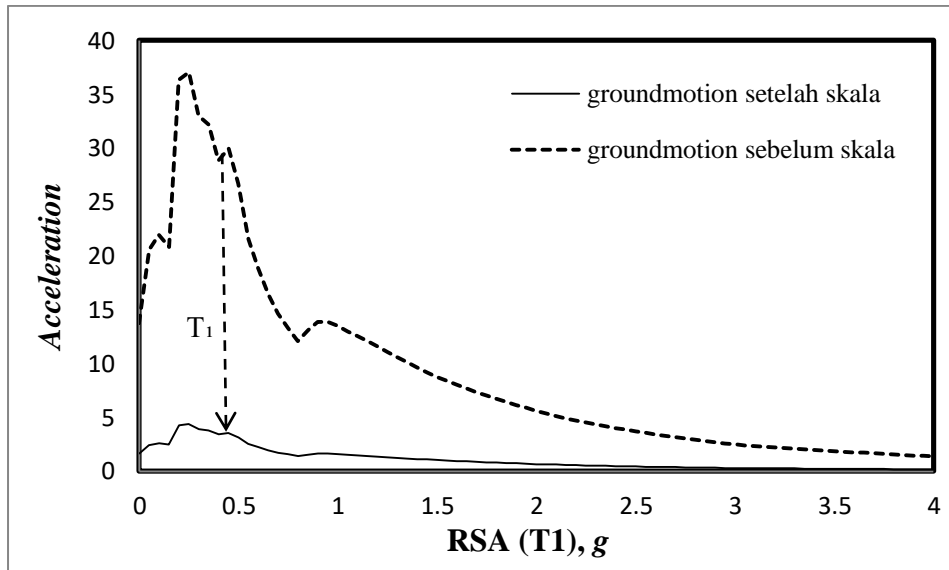


Gambar 3.4: Rekaman gempa asli Chi Chi TCU052 yang mengandung fling.



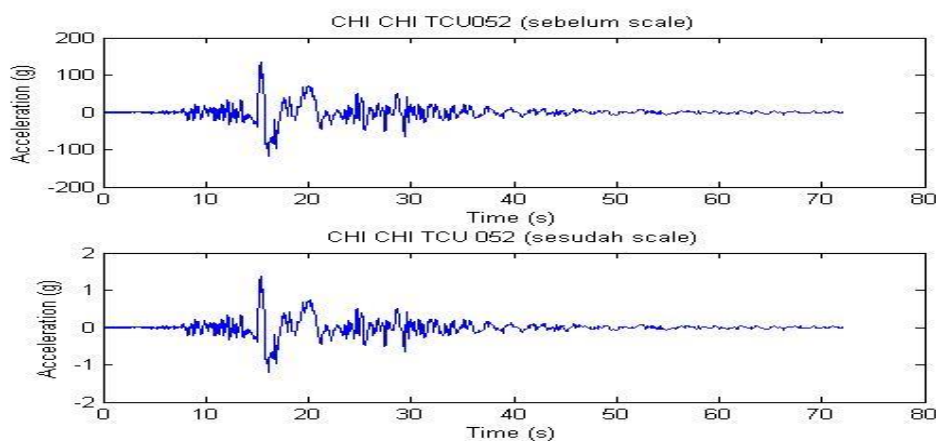
Gambar 3.5: Rekaman gempa ChiChi TCU052 yang dirubah menjadi spektra desain.

Selanjutnya data rekaman gempa yang sudah dirubah menjadi spektra desain diskalakan terhadap respon spektrum desain rencana. Yaitu dari  $RSA(T1) = 0,1$  hingga  $RSA(T1) = 1,5$  dengan kenaikan skala = 0,1, lalu dari  $RSA(T1) = 1,5$  dinaikkan sekala rencana menjadi 0,2 sehingga  $RSA(T1) = 1,7$  sampai  $RSA(T1) = 2,5$ , lalu dinaikkan lagi sekala rencana menjadi 0.3 sehingga  $RSA(T1) = 2,8$  sampai  $RSA(T1) = 3,4$ . Lihat gambar 3.6.



Gambar 3.6: Respon spektrum Chi-Chi TCU052 sebelum dan sesudah diskalakan terhadap RSA(T1) yang direncanakan.

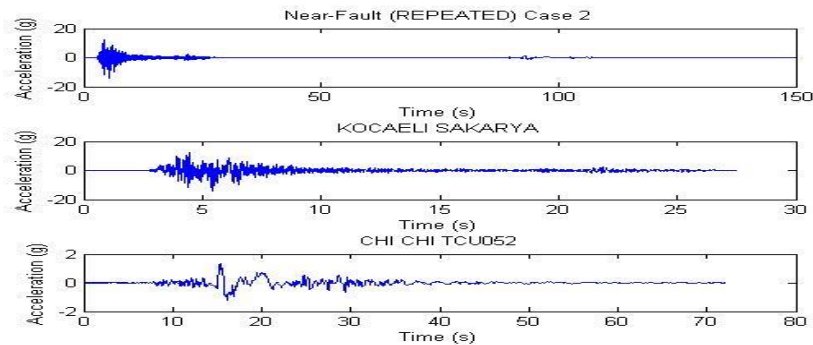
Setelah gempa diskalakan terhadap RSA(T1) yang direncanakan, kemudian nilai skala 0,1 sehingga 3,4 digunakan untuk menskalakan kesepuluh rekaman gempa asli menggunakan aplikasi komputer. Lihat gambar 3.7.



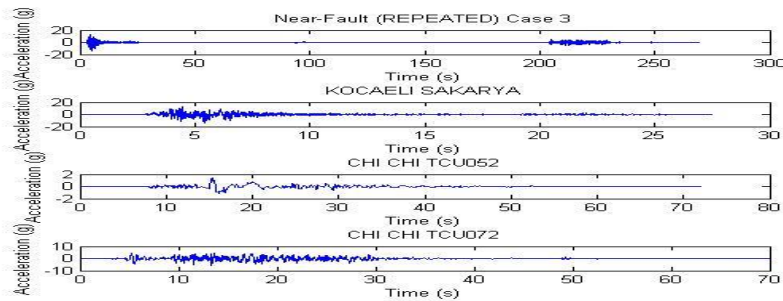
Gambar 3.7: Rekaman gempa ChiChi TCU052 sebelum dan sesudah diskalakan.

Selanjutnya rekaman gempa yang sudah diskalakan digunakan sebagai gempa tunggal untuk *input* pada *software* RUAUMOKO versi 04, sedangkan

untuk gempa berulang, gempa tunggal yang sudah diskalakan kemudian digabungkan secara acak menggunakan aplikasi komputer. Penggabungan gempa dilakukan dengan 2 jenis gempa dan 3 jenis gempa dengan penambahan *free vibration* (50 detik) disetiap penggabungan gempa.



Gambar 3.8: Rekaman gempa berulang 2 kali ChiChi TCU052 dan Kocaeli Sakarya.



Gambar 3.9. Rekaman gempa berulang 3 kali ChiChi TCU052 dan Kocaeli Sakarya.

Kemudian data rekaman gempa yang telah digabung digunakan sebagai *input* pada *software* RUAUMOKO versi 04. untuk Analisis Dinamik NonLinear Inelastis dengan Metode Analisa Riwayat Waktu. Untuk langkah langkah pengerjaannya lihat Lampiran A11.

### 3.4.5. 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 linear sebelumnya yaitu dengan Metode Respon Spektrum.

### 3.5. 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.

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

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

#### 3.5.1. Analisis Respon Riwayat Waktu

Data-data yang dibutuhkan dalam analisis respon riwayat waktu nonlinear 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
- $\theta_p$  : Koefisien rotasi plastis
- $\theta_y$  : Koefisien rotasi leleh
- $\theta_c$  : Koefisien rotasi kapasitas plastis

- $\theta_{pc}$  : Koefisien rotasi *post-capping*
- $\theta_u$  : Koefisien rotasi ultimit
- $\mu\theta_c$  : Daktilitas rotasi kapasitas plastis
- $r$  : Rasio kekakuan *post-yield*

### 3.5.2. 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 linear respon riwayat waktu menggunakan Program Analisa Struktur. Nilai tersebut sebelumnya diambil dari Program Analisa Struktur dan di sesuaikan dengan sistem bangunan yang direncanakan.

### 3.5.3. Kapasitas Rotasi

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

### 3.5.4. Rotasi Leleh ( $\theta_y$ )

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  $\theta_y$  untuk semua *frame* dapat dilihat pada pembahasan selanjutnya.

### 3.5.5. Kurva kerapuhan

*Fragility Curves* atau kurva kerapuhan 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*. Untuk Perhitungan lengkapnya lihat Lampiran A13.

## BAB 4

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1. Hasil Model Linier Dan Non Linier

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

#### 4.2. Hasil Analisa Linier

##### 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 :

- a. Model didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak dibawah 15 %.
- b. Model 2 didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak diatas 15 %.
- c. Model didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak dibawah 15 %.

#### 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 yaitu:

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

dimana:

$V_1$  = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

$V_t$  = Gaya geser dasar kombinasi ragam

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
Model 2	Gempa X (R=8)	642,37	985,667
Model 3	Gempa X (R=8)	940,438	1325,466

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

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

#### 4.2.3. Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan sub Bab 2.7, nilai gaya geser dengan redundansi 1 per lantainya harus dikoreksi dengan 35 persen 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 persen gaya geser dasar.



#### 4.2.4. Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

Nilai  $V_1$  dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum ( $V_t$ ) dapat dilihat pada Tabel 4.2. Kontrol Koreksi skala simpangan antar tingkat, yaitu:

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

Berdasarkan Tabel 4.1 nilai  $V_t$  sb. x diperoleh :

Tabel 4.2: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum ( $V_t$ ) sumbu X.

Struktur	Arah Gempa	$V_t$ (KN)	$0,85 C_s W$	Cek
Model 1	Gempa X (R=8)	415,389	304,59	Ok
Model 2	Gempa X (R=8)	985,667	546,016	Ok
Model 3	Gempa X (R=8)	1325,466	799,372	Ok

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

#### 4.2.5. 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.

#### 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 diatas batas yang ditentukan atau struktur yang direncanakan tidak mengalami *Soft Story*.

#### **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..

### **4.3. Hasil Analisa Non Linier**

Pada tahap ini merupakan bagian dari evaluasi struktur beton bertulang yang telah didesain terhadap beban gempa yang telah direncanakan, dalam hal ini respon struktur akan ditinjau terhadap perbedaan jenis gempa, faktor R pada gedung, dan perioda struktur bangunan. Jenis gempa yang akan diberikan pada struktur beton bertulang yaitu gempa Tanpa *fling* (gempa biasa), gempa *fling* tunggal, gempa *fling* berulang 2 kali, dan gempa *fling* berulang 3 kali. Faktor R pada gedung merupakan faktor reduksi gedung yang telah didesain dengan perbedaan sistem struktur beton bertulang. Perbedaan nilai perioda didapat dari ketiga jenis model yang telah didesain. Setiap model struktur akan diambil data *interstory drift* dan dianalisa.

#### **4.3.1. Incremental Dynamic Analysis (IDA)**

*Incremental Dynamic Analysis* yang di lakukan pada ketiga model struktur menghasilkan gambaran respon dan kapasitas dari struktur yang selanjutnya dapat digunakan untuk membentuk kurva kerapuhan struktur sebagai metode dalam asmen kerapuhan seismik. Hasil IDA menggunakan 10 set rekaman gempa untuk masing-masing model lantai 5, lantai 10, dan lantai 15. Grafik IDA adalah hasil dari *interstory drift Ratio*.

### 4.3.2 *interstory drift*

Jika masing-masing *node* mengalami perpindahan akibat gaya gempa, maka perpindahan tersebut dapat menghasilkan simpangan antar tingkat. Besarnya simpangan antar tingkat dipengaruhi oleh kekakuan dari struktur tersebut. Tabel 4.3, 4.4, dan 4.5 menunjukkan perbedaan nilai simpangan antar tingkat gempa mengandung *fling* dan gempa berulang mengandung *fling* untuk tiap-tiap model. Secara keseluruhan, nilai simpangan antar tingkat pada gempa tanpa *fling* lebih kecil dari nilai simpangan antar tingkat yang terjadi pada gempa dengan *fling*. Hal ini dapat kita pahami dikarenakan gempa *fling* mengandung percepatan yang lebih besar dari pada gempa yang tidak mengandung *fling*. Dan untuk gempa berulang akan memberikan dampak yang lebih terhadap struktur dibandingkan gempa yang mengandung *fling* tunggal.

Tabel 4.3 : Nilai perbandingan *interstory drift* untuk masing- masing model untuk R=8 dengan acuan gempa tunggal yang mengandung *fling*.

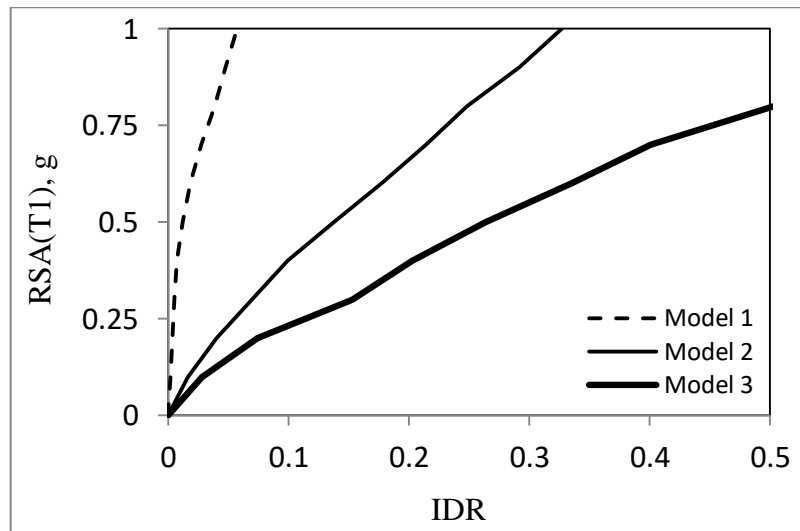
Struktur	T (s)	<i>Fling</i> (m)	<i>Fling</i> berulang 2 kali (m)	<i>Fling</i> berulang 3 kali (m)
Model 1	0,41	0,404	0,459	0,504
Model 2	0,8	1,541	2,092	2,181
Model 3	1,16	2,782	3,902	4,070

Tabel 4.4 : Nilai persentasi perbandingan *interstory drift* untuk masing- masing model untuk R=8 dengan acuan gempa tunggal yang mengandung *fling*.

Struktur	T (s)	<i>Fling</i> (%)	<i>Fling</i> berulang 2 kali (%)	<i>Fling</i> berulang 3 kali (%)
Model 1	0,41	100	113,58	124,88
Model 2	0,8	100	135,76	141,53
Model 3	1,16	100	140,25	146,28

#### 4.4. Pengaruh Gempa Tunggal

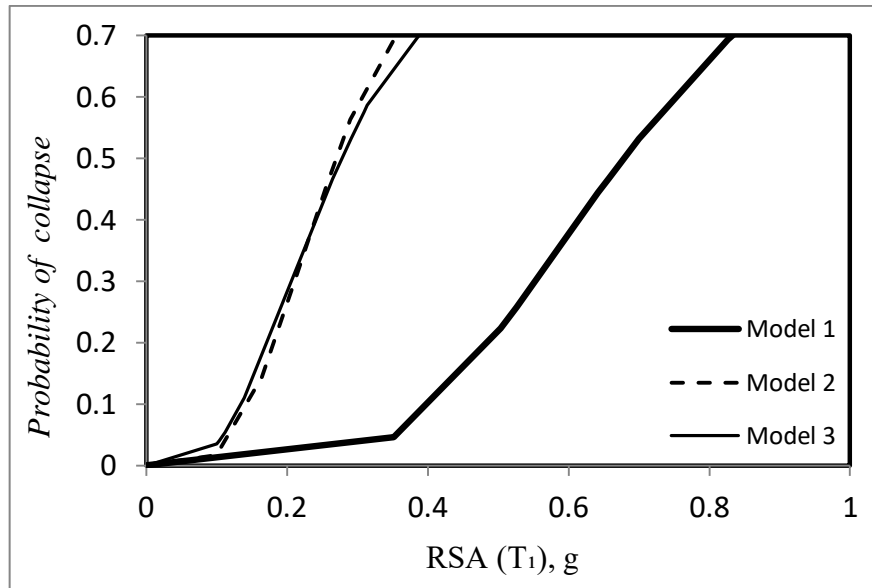
Nilai rata-rata grafik IDA pada gempa tunggal mengandung *fling* terhadap Model 1, Model 2, Model 3. Nilai IDR dari Model 3 lebih besar dari pada Model 2 dan Model 1 tetapi pada Model 1 memiliki nilai RSA(T1) lebih besar dari pada Model 2 dan Model 3, pada Model 1 pada saat nilai RSA(T1) = 1 mendapatkan nilai IDR = 0,057, pada Model 2 pada saat nilai RSA(T1) = 1 mendapatkan nilai IDR = 0,33, pada Model 3 pada saat nilai RSA(T1) = 0,8 mendapatkan nilai IDR = 0,5. Lihat gambar 4.1.



Gambar 4.1: Grafik IDA perbandingan gempa tunggal terhadap Model 1, Model 2, dan Model 3 dengan faktor R=8.

Dari gambar 4.1 dapat dilihat Model 3 memiliki nilai RSA(T1) lebih kecil dari pada Model 2 dan Model 1 tetapi Model 3 memiliki nilai IDR lebih besar dari pada nilai IDR Model 2 dan Model 1, hal ini diakibatkan oleh perbedaan nilai prioda alami struktur dari setiap Model dimana prioda alami struktur mempengaruhi lamanya waktu gempa yang bekerja terhadap struktur.

Kurva kerapuhan dari gempa tunggal terhadap ketiga Model menunjukkan bahwa semakin tinggi struktur yang ditinjau semakin kecil nilai RSA(T1) yang di butuhkan untuk mencapai nilai *Probability of collapse* = 0,7. Lihat Gambar 4.2.

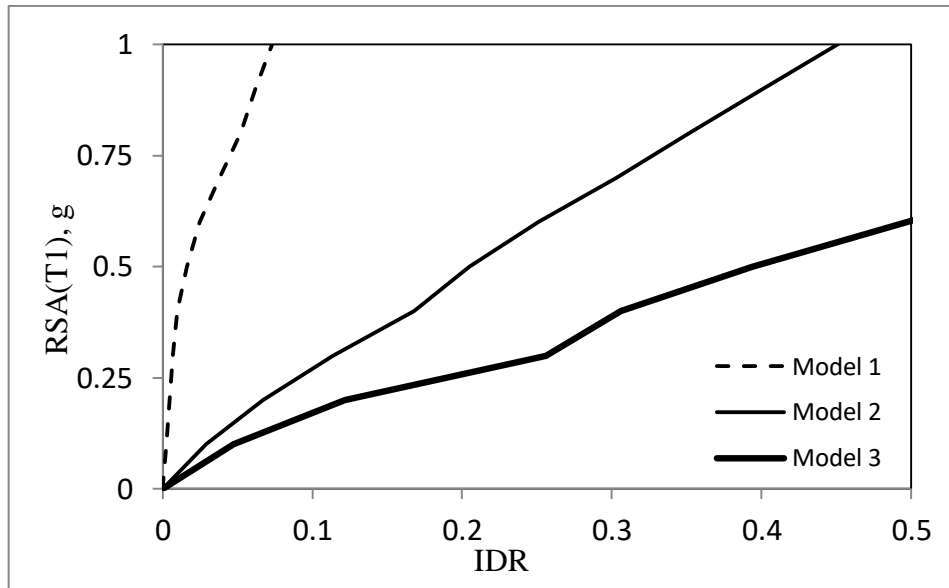


Gambar 4.2: Grafik kurva kerapuhan gempa tunggal terhadap Model 1, Model 2, Model 3 dengan faktor  $R=8$ .

Dari grafik 4.2 dapat dilihat pada Model 1 membutuhkan nilai  $RSA(T_1)$  yang lebih besar dari Model 2 dan Model 3 untuk mencapai nilai *Probability of collapse* = 0,7 atau 70 %, demikian dapat dilihat dengan nilai  $RSA(T_1)$  dibawah 1 terhadap gempa tunggal sudah mendapatkan hasil nilai *Probability of collapse* yang sudah mampu membuat struktur mengalami keruntuhan.

#### 4.5. Pengaruh Gempa Berulang

Nilai rata-rata grafik IDA pada gempa berulang 2 kali mengandung *fling* terhadap Model 1, Model 2, Model 3. Pada gempa berulang 2 kali dapat dilihat kenaikan nilai IDR dari gempa tunggal di masing-masing Model. Lihat Gambar 4.3.

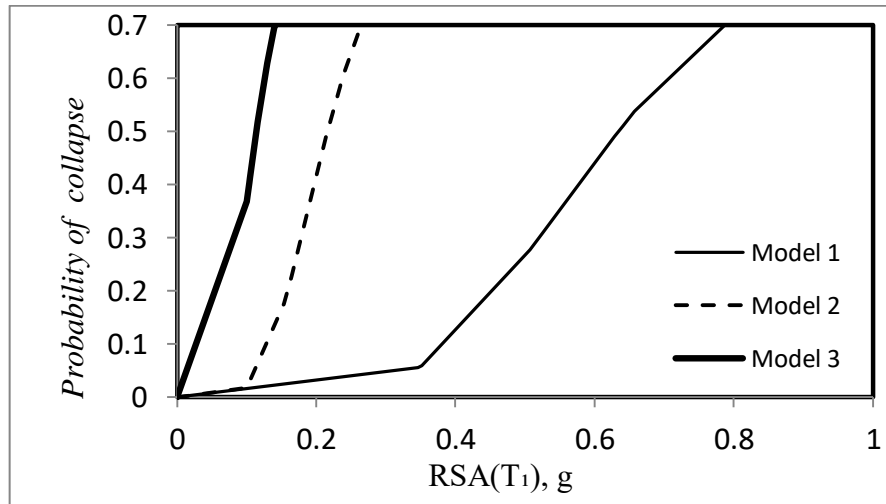


Gambar 4.3: Grafik IDA perbandingan gempa berulang 2 kali terhadap Model 1, Model 2, Model 3 dengan faktor  $R=8$ .

Dari Gambar 4.1 dan Gambar 4.3 dapat dilihat kenaikan nilai IDR dari masing-masing model, hal ini dikarenakan gaya gempa yang diberikan kepada struktur memiliki perbedaan dari gempa tunggal pada Gambar 4.1, pada Model 1 pada saat nilai  $RSA(T1) = 1$  mendapatkan nilai  $IDR = 0,073$ , pada Model 2 pada saat nilai  $RSA(T1) = 1$  mendapatkan nilai  $IDR = 0,45$ , pada Model 3 pada saat nilai  $RSA(T1) = 0,6$  mendapatkan nilai  $IDR = 0,5$ , pada Model 3 nilai IDR tetap tetapi terjadi penurunan nilai  $RSA(T1)$  dari 0,8 menjadi 0,6 yang artinya pada gambar 4.1 pada model 3 membutuhkan nilai  $RSA(T1) = 0,8$  untuk mencapai nilai  $IDR = 0,5$ , sedangkan pada gambar 4.3 Model 3 hanya membutuhkan  $RSA(T1) = 0,6$  untuk mencapai nilai  $IDR = 0,5$ . Hal ini dikarenakan pada Gambar 4,3 gempa yang diberikan adalah gempa berulang 2 kali dimana dalam satu rekaman gempa terdapat 2 gempa tunggal yang digabung menjadi 1 rekaman gempa seperti pada Gambar 3.9, akibat dari penggabungan 2 rekaman gempa menjadi 1 rekaman gempa menghasilkan waktu dan besarnya kekuatan gempa meningkat hal ini yang menyebabkan penurunan nilai IDR pada Gambar 4.3.

Nilai rata-rata grafik kurva kerapuhan pada gempa berulang 2 kali mengandung *fling* terhadap Model 1, Model 2, Model 3 juga memiliki kenaikan

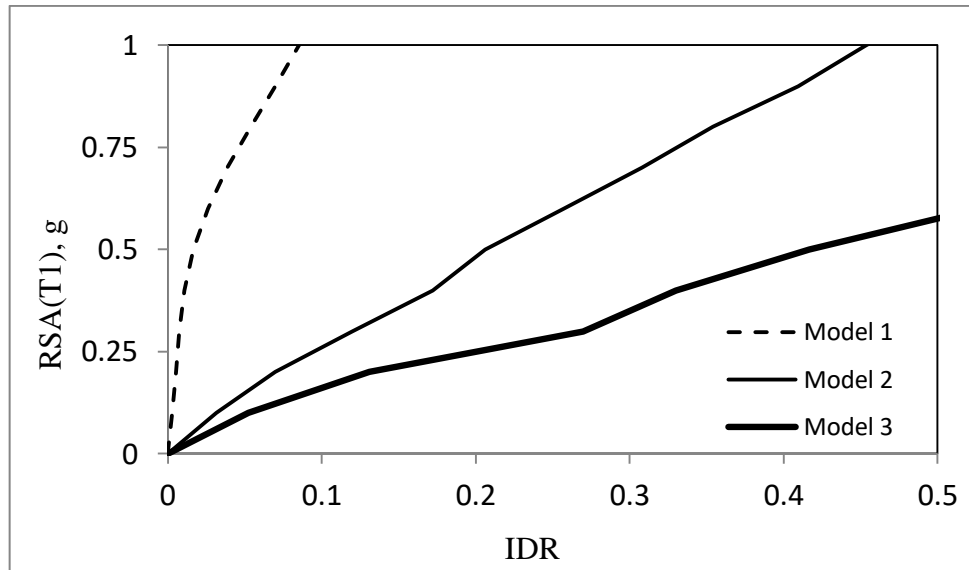
dari nilai  $RSA(T_1)$  dan juga nilai *Probability of collapse* dari masing-masing Model di Gambar 4.2. Lihat gambar 4.4.



Gambar 4.4: Grafik kurva kerapuhan gempa berulang 2 kali terhadap model 1, model 2, model 3 dengan faktor  $R=8$ .

Dari grafik 4.4 dapat dilihat nilai dari  $RSA(T_1)$  yang dibutuhkan untuk mencapai nilai *Probability of collapse* = 0,7 mengalami penurunan yang sangat jelas pada Model 2 dan Model 3 hal ini diakibatkan oleh jenis gempa yang berbeda yaitu gabungan 2 rekaman gempa yang di satukan dalam 1 rekaman *grounmotion* hal ini.

Nilai rata-rata grafik IDA pada gempa berulang 3 kali mengandung *fling* terhadap Model 1, Model 2, dan Model 3 menalami kenaikan yang tidak terlalu besar dari gambar 4.3, lihat gambar 4.5.

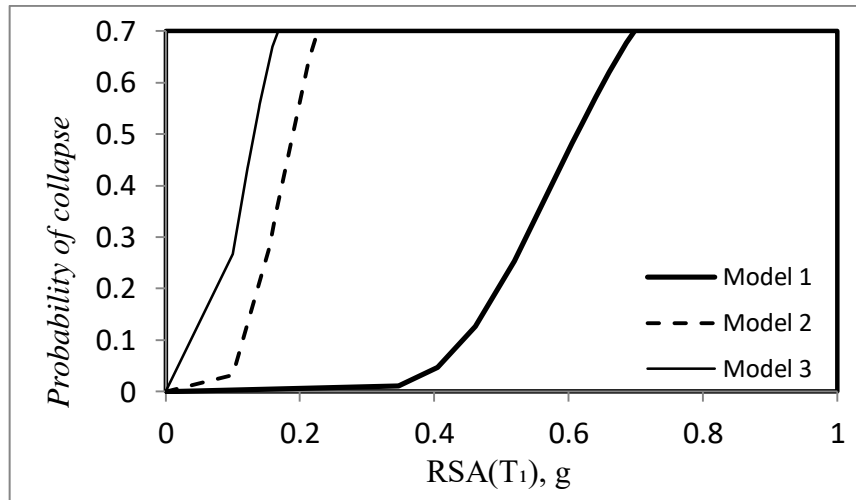


Gambar 4.5: Grafik IDA perbandingan gempa berulang 3 kali terhadap model 1, model 2, model 3 dengan faktor  $R=8$ .

Dari gambar 4.5 dapat dilihat mengalami kenaikan yang tidak terlalu besar dari gambar 4.3, pada Model 1 pada saat nilai  $RSA(T1) = 1$  mendapatkan nilai  $IDR = 0,085$ , pada Model 2 pada saat nilai  $RSA(T1) = 1$  mendapatkan nilai  $IDR = 0,46$ , pada Model 3 pada saat nilai  $RSA(T1) = 0,53$  mendapatkan nilai  $IDR = 0,6$ . Seperti pengaruh gempa berulang 2 kali dengan pengaruh gempa tunggal, pada pengaruh gempa berulang 3 kali juga mengalami penurunan nilai  $RSA(T1)$  dari 0,6 menjadi 0,53 dan nilai  $IDR$  mengalami kenaikan dari 0,5 menjadi 0,6.

Nilai rata-rata grafik kurva kerapuhan pada gempa berulang 3 kali mengandung *fling* terhadap Model 1, Model 2, Model 3 mengalami kenaikan yang tidak terlalu besar dari nilai  $RSA(T1)$  dan juga nilai *Probability of collapse* dari masing-masing Model di Gambar 4.4. Lihat gambar 4.6.





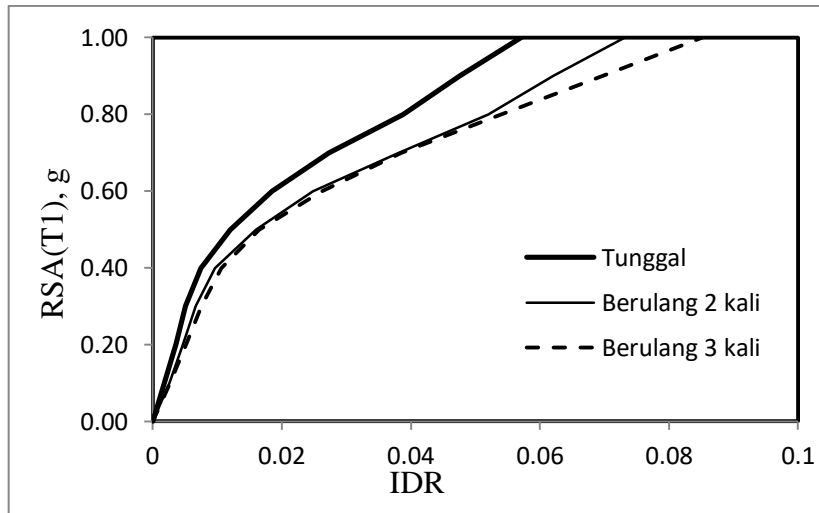
Gambar 4.6: Grafik kurva kerapuhan gempa berulang 3 kali terhadap Model 1, Model 2, Model 3 dengan faktor R=8.

Dari grafik 4.5 dapat dilihat gempa tunggal model 3 mengalami *interstory drift* lebih besar dari gempa berulang 2 kali dan gempa tunggal apabila di tinjau dari  $RSA(T_1) = 2$ , hal ini di sebabkan oleh perbedaan prioda alami struktur dari masing-masing model yang digunakan.

Dari grafik 4.6 dapat dilihat *Probability of collapse* struktur pada Model 1 membutuhkan nilai  $RSA(T_1)$  yang lebih besar dari gempa berulang 2 kali dan berulang 3 kali untuk mendapatkan nilai *Probability of collapse* = 0,7, hal ini diakibatkan oleh perbedaan tingkatan dan kekakuan struktur dari setiap model.

#### 4.6. Pengaruh Gempa Campuran

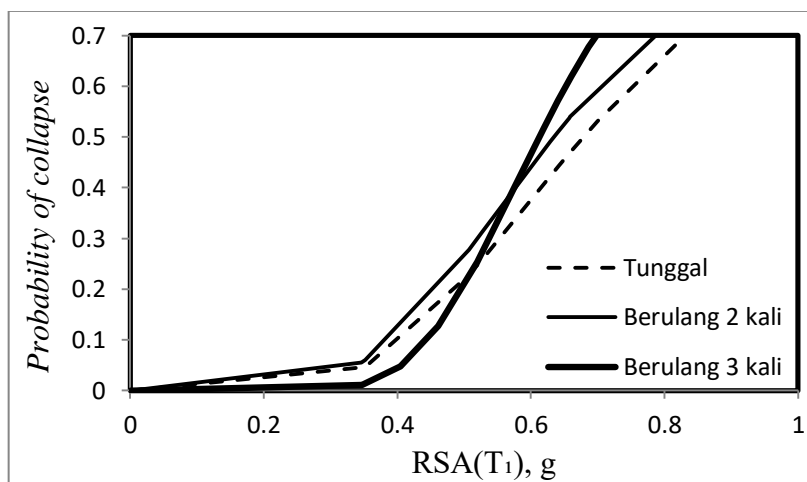
Pada Model 1 gempa tunggal memiliki nilai IDR yang lebih kecil dari nilai IDR gempa berulang 2 kali dan berulang 3 kali pada saat nilai  $RSA(T_1)$  mencapai nilai 1, lihat gambar 4.7.



Gambar 4.7: Grafik IDA perbandingan gempa tunggal, berulang 2 kali, berulang 3 kali terhadap Model 1 dengan faktor  $R=8$ .

Pada gambar 4.7 dapat dilihat gempa berulang memiliki nilai IDR yang paling besar hal ini diakibatkan oleh perbedaan nilai percepatan gempa akibat jumlah dari rekaman gempa berulang 3 kali adalah penggabungan 3 gempa tunggal menjadi satu dalam satu rekaman begitu juga dengan gempa berulang 2 kali.

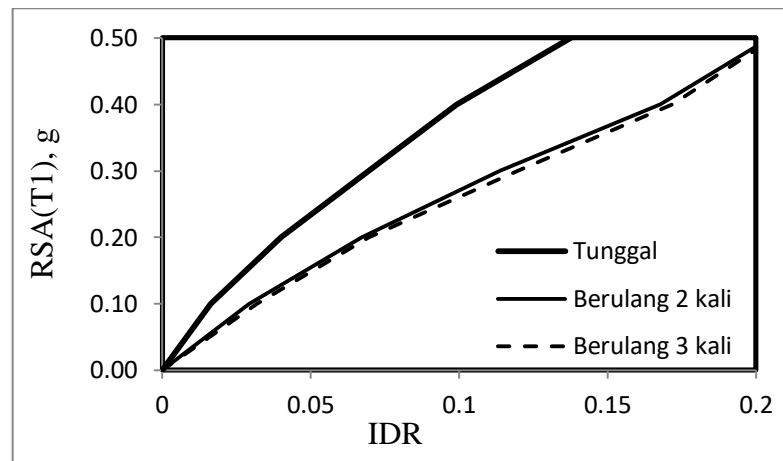
Nilai rata-rata grafik kurva kerapuhan gempa tunggal, berulang 2 kali, dan berulang 3 kali terhadap Model 1 untuk mencapai nilai *Probability of collapse* = 0,7. Lihat gambar 4.8.



Gambar 4.8: Grafik kurva kerapuhan gempa tunggal, berulang 2 kali, berulang 3 kali terhadap Model 1 dengan faktor  $R=8$

Pada gambar 4.8 dapat dilihat ketiga gempa yaitu gempa tunggal, gempa berulang 2 kali, dan gempa berulang 3 kali mengalami tingkat kerapuhan atau *Probability of collapse* = 0,7 dengan nilai RSA(T1) yang berbeda beda yang mana nilai RSA(T1) pada gempa berulang 3 kali lebih kecil dari pada gempa berulang 2 kali dan gempa tunggal, artinya pada gempa berulang 3 kali membutuhkan nilai RSA(T1) yang lebih kecil untuk mencapai nilai *Probability of collapse* = 0,7.

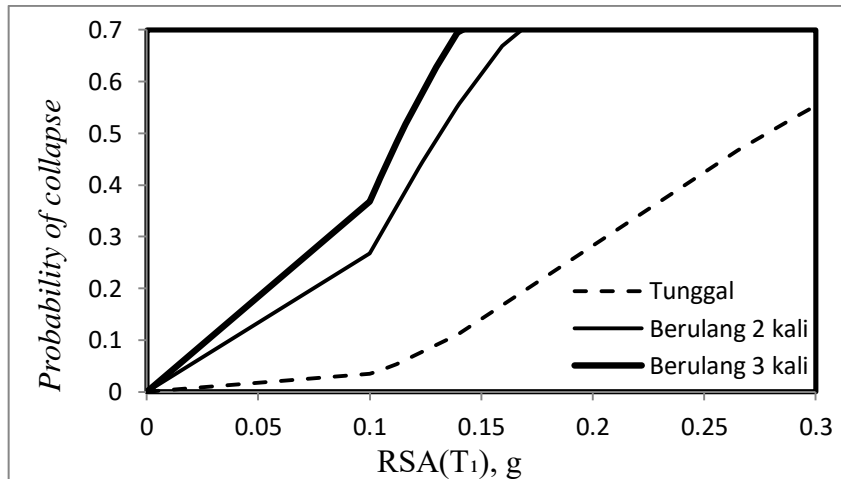
Nilai rata-rata grafik IDA gempa tunggal, berulang 2 kali, dan berulang 3 kali terhadap Model 2. Lihat gambar 4.9.



Gambar 4.9: Grafik IDA perbandingan gempa tunggal, berulang 2 kali, berulang 3 kali terhadap Model 2 dengan faktor R=8.

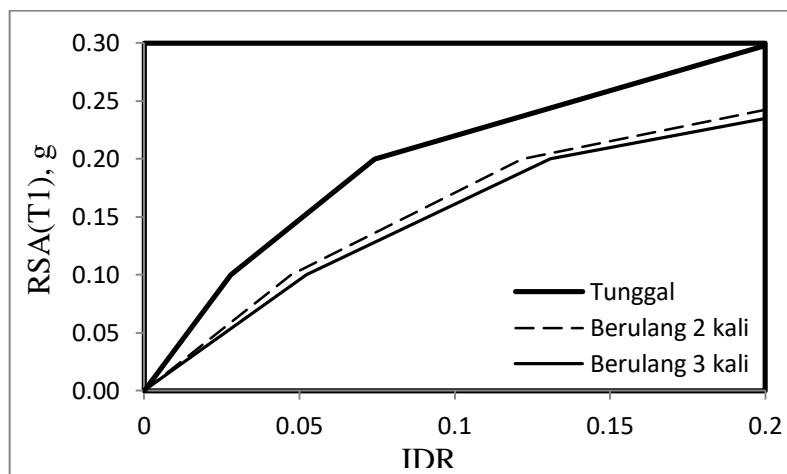
Dari gambar 4.9 dapat dilihat gempa berulang 2 kali dan gempa berulang 3 kali memiliki nilai IDR yang hampir sama dengan nilai RSA(T1) yang hampir sama juga dan gempa tunggal memiliki nilai IDR yang lebih kecil dari nilai gempa berulang 2 dan gempa berulang 3 kali.

Nilai rata-rata grafik kurva kerapuhan gempa tunggal tidak mampu mencapai nilai *Probability of collapse* = 0,7, tetapi gempa berulang 2 kali, dan berulang 3 kali sudah mencapai nilai *Probability of collapse* = 0,7 terhadap Model 2. Lihat gambar 4.10.;



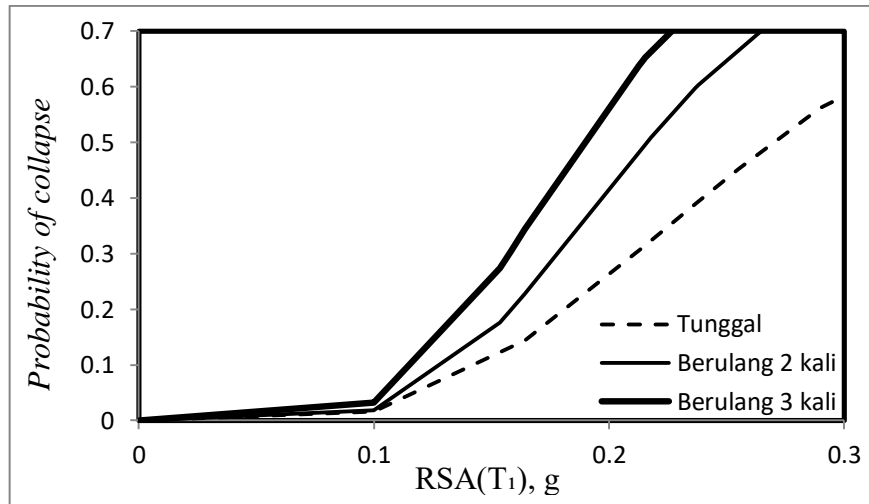
Gambar 4.10: Grafik kurva kerapuhan gempa tunggal, berulang 2 kali, berulang 3 kali terhadap Model 2 dengan faktor R=8.

Nilai rata-rata grafik IDA gempa tunggal, berulang 2 kali, dan berulang 3 kali terhadap Model 3. Lihat gambar 4.11.



Gambar 4.11: Grafik IDA perbandingan gempa tunggal, berulang 2 kali, berulang 3 kali terhadap Model 3 dengan faktor R=8.

Nilai rata-rata grafik kurva kerapuhan gempa tunggal, berulang 2 kali, dan berulang 3 kali terhadap Model 3. Lihat gambar 4.12.



Gambar 4.12: Grafik kurva kerapuhan gempa tunggal, berulang 2 kali, berulang 3 kali terhadap Model 3 dengan faktor R=8.

#### 4.7. Kondisi Keruntuhan Struktur

Nilai keruntuhan struktur menurut SNI (1726 : 2012) untuk kategori resiko I dan II adalah 10 %, dan kondisi mendekati keruntuhan adalah 2 %. Lihat tabel 4.5 dan tabel 4.6.

Tabel 4.5: Nilai RSA(T1) untuk kondisi keruntuhan (10%).

Model Bangunan	TUNGGAL	BERULANG 2 KALI	BERULANG 3 KALI
	RSA(T1)	RSA(T1)	RSA(T1)
Model 1	0,442	0,398	0,380
Model 2	0,142	0,128	0,115
Model 3	0,134	0,037	0,027

Dari tabel 4.5 dapat dilihat nilai keruntuhan untuk kategori resiko I dan II dengan nilai keruntuhan = 10 % pada Model 1 memiliki nilai RSA(T1) yang paling besar dari pada Model 2 dan Model 3. Gempa tunggal memiliki nilai RSA(T1) yang paling besar dari pada gempa berulang. Gempa tunggal dan

berulang pada Model 1 memiliki nilai RSA(T1) yang lebih besar terhadap gempa tunggal dan berulang pada Model 2 dan Model 3.

Tabel 4.6: Nilai RSA(T1) untuk kondisi mendekati keruntuhan (2%).

Model Bangunan	TUNGGAL	BERULANG 2 KALI	BERULANG 3 KALI
	RSA(T1)	RSA(T1)	RSA(T1)
Model 1	0,361	0,151	0,125
Model 2	0,102	0,101	0,063
Model 3	0,057	0,0075	0,0054

Dari tabel 4.6 dapat dilihat untuk nilai mendekati keruntuhan menurut SNI dengan nilai keruntuhan = 2 % pada Model 1 memiliki nilai RSA(T1) yang paling besar dari pada Model 2 dan Model 3. Gempa tunggal memiliki nilai RSA(T1) yang paling besar dari pada gempa berulang. Pada gempa tunggal di Model 1 mengalami penurunan yang sangat besar terhadap gempa berulang, tetapi gempa berulang 2 kali dan gempa berulang 3 kali memiliki nilai RSA(T1) yang tidak terlalu jauh berbeda.

#### 4.8. Median Kurva Kerapuhan

Nilai median yang telah diperoleh dari analisis kurva kerapuhan Model 1, Model 2, dan Model 3. Lihat tabel 4.7:

Tabel 4.7: Nilai RSA(T1) untuk nilai median *Probability of collapse* (50%).

Model Bangunan	TUNGGAL	BERULANG 2 KALI	BERULANG 3 KALI
	RSA(T1)	RSA(T1)	RSA(T1)
Model 1	0,679	0,634	0,612
Model 2	0,278	0,216	0,188
Model 3	0,270	0,132	0,114

Dari table 4.7 dapat dilihat pada nilai median gempa tunggal setiap model memiliki nilai  $RSA(T_1)$  yang paling besar dari pada nilai  $RSA(T_1)$  pada gempa berulang untuk mencapai nilai *Probability of collapse* = 0,5. Pada Model 1 membutuhkan Nilai  $RSA(T_1)$  lebih dari 0,6 untuk mencapai nilai *Probability of collapse* = 0,5, sedangkan pada Model 2 dan 3 membutuhkan nilai  $RSA(T_1)$  lebih kecil dari 0,3 untuk mencapai nilai *Probability of collapse* = 0,5.

Pada grafik IDA penulis membatasi nilai  $RSA(T_1)$  agar terlihat bentuk dari grafik  $RSA(T_1)$  terhadap IDR, dikarenakan nilai IDR untuk  $RSA(T_1) = 1$  sudah melewati nilai Keruntuhan 10% menurut SNI (1726 : 2012), untuk grafik kurva kerapuhan di atas penulis membatasi nilai *Probability of collapse* = 0,7 terhadap  $RSA(T_1)$  dikarenakan pada Model 1 dan Model 2 struktur tidak mampu mencapai *Probability of collapse* = 0,9 terhadap nilai  $RSA(T_1)$ , sedangkan pada Model 3 Struktur dapat mencapai nilai *Probability of collapse* = 0,99 atau keruntuhan 99% terhadap nilai  $RSA(T_1)$ .

## BAB 5

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1. Kesimpulan

Dari studi ini diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Menurut hasil analisis *Incremental Dynamic Analysis* perilaku struktur bila terkena gempa dekat mengandung *fling* sebagai berikut:
  - a. Gempa berulang 3 kali selalu memberikan nilai IDR yang lebih besar dari pada gempa berulang 2 kali dan gempa tunggal.
  - b. Nilai  $RSA(T_1)$  pada Model 3 lebih kecil dari pada Nilai  $RSA(T_1)$  pada Model 2 dan Nilai  $RSA(T_1)$  pada Model 2 lebih kecil dari pada Nilai  $RSA(T_1)$  pada Model 1 disetiap gempa tunggal dan gempa berulang, tetapi nilai IDR pada Model 3 lebih besar dari pada nilai IDR pada Model 2 dan nilai IDR pada Model 2 lebih besar dari pada nilai IDR pada Model 1 disetiap gempa tunggal dan gempa berulang.
2. Menurut hasil analisis, diperoleh probabilitas keruntuhan struktur gedung SRPMK beton bertulang bila terkena gempa dekat mengandung efek *fling* sebagai berikut:
  - a. Probabilitas keruntuhan struktur gedung SRPMK beton bertulang menunjukkan bahwa semakin tinggi bangunan dan semakin banyak perulangan gempa, maka semakin kecil nilai  $RSA(T_1)$  yang diperlukan untuk mencapai kondisi keruntuhan tersebut
  - b. Untuk kondisi keruntuhan ( $IDR = 10\%$ ) menurut kategori resiko I dan II SNI (1726 : 2012), nilai  $RSA(T_1)$  yang didapat pada Model 1 selalu lebih besar dari pada Model 2 dan Model 3. Sedangkan gempa tunggal selalu memerlukan nilai  $RSA(T_1)$  yang lebih besar dari pada gempa berulang untuk mencapai kondisi keruntuhan.
  - c. Untuk kondisi mendekati keruntuhan ( $IDR = 2\%$ ) SNI (1726 : 2012), nilai  $RSA(T_1)$  yang didapat pada Model 1 selalu lebih besar dari pada Model 2 dan Model 3. Sedangkan gempa tunggal selalu memerlukan nilai  $RSA(T_1)$



yang lebih besar dari pada gempa berulang untuk mencapai kondisi mendekati keruntuhan.

## **5.1 Saran**

1. Dalam Tugas Akhir ini, dimensi balok kolom yang ekonomis diabaikan. Disarankan untuk penganalisaan selanjutnya komponen tersebut direncanakan agar data yang dihasilkan lebih akurat dan sesuai data kondisi yang ada dilapangan.
2. Dalam Tugas Akhir ini, analisa riwayat waktu non linier 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 structural 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>
- Chairina, E. (2014). *Modul Praktikum Beton*. Medan: Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
- 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.
- Murty, C. V. R. dkk. (2008). *Perilaku Bangunan Struktur Rangka Beton Bertulang dengan Dinding Pengisi dari Bata terhadap Gempa*. Jakarta: Universitas Trisakti.
- 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>.
- 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>
- 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 <sup>2</sup>
- <i>Waterproof</i>	=	18	kg/m <sup>2</sup>
- Plafon + Penggantung	=	18	kg/m <sup>2</sup>
- Instalasi M.E.	=	25	kg/m <sup>2</sup>
<hr/>			
Total Beban Mati Tambahan	=	100	kg/m <sup>2</sup>

2. Beban Hidup	=	100	kg/m <sup>2</sup>
----------------	---	-----	-------------------

##### B. Lantai Tipikal

###### 1. Beban Mati Tambahan:

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

2. Beban Hidup	=	240	kg/m <sup>2</sup>
----------------	---	-----	-------------------

### C. Berat Dinding

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

Data struktur: Bs. Dinding ½ bata	=	250	kg/m <sup>2</sup>
Tinggi Lantai <i>Basement</i>	=	4,5	m
Tinggi Lantai Tipikal	=	3,5	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 : 18,5 m
- 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
- $H_n$  : 53,5 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.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
<b>TOTAL</b>	<b>12231.5605</b>

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

## DAFTAR RIWAYAT HIDUP



### DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Alfi Syahrin  
Panggilan : Alfi/Fi  
Tempat, Tanggal Lahir : Medan, 26 Desember 1997  
Jenis Kelamin : Laki-laki  
Alamat Sekarang : Jl. Bajak 4 Timur Ujung No 5A  
Agama : Islam  
Nama Orang Tua  
Ayah : Syakbandi  
Ibu : Teguh Wati  
HP/ Telp.Seluler : 0813-7504-9286  
E-Mail : alfi89go@gmail.com

### RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Induk Mahasiswa : 1507210093  
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	Sekolah Dasar	SD SWASTA TAMAN PENDIDIKAN ISLAM MEDAN	2009
2	SMP	SMP SWASTA AL WASHLIYAH 8 MEDAN	2012
3	SMA	SMA NEGERI 13 MEDAN	2015
4	Melanjutkan kuliah di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara pada tahun 2015		

## 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:

$$- S_{D1} \quad : \quad 1.0272$$

$$- S_{DS} \quad : \quad 0.8094$$

$$- R \quad : \quad 8.00$$

$$- I_e \quad : \quad 1.00$$

$$- S1 \quad : \quad 0.642$$

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

$$\begin{aligned}
 - \text{Cs Minimum} &= 0,044.SDs.Ie \\
 &= 0,044.(0,8094).(1,00) = 0.0401
 \end{aligned}$$

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

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 (hx)	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	Story Shear ( $F_x$ )
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

–  $I_e$  : 1,00

– S1 : 0,164

$$\begin{aligned} \text{– Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,2096}{\left(\frac{5,0}{1}\right)} = 0,0419 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{– Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,178}{0,64 \left(\frac{5,0}{1,0}\right)} = 0,0558 \end{aligned}$$

### **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

$$\begin{aligned}
- \text{Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
&= \frac{0,8094}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,101 \\
- \text{Cs Minimum} &= 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \\
&= 0,044 \cdot (0,8094) \cdot (1,00) = 0,0401 \\
- \text{Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
&= \frac{1,0272}{1,17 \left(\frac{8,0}{1,0}\right)} = 0,109
\end{aligned}$$

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

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X	0,101	0,109	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

$$\begin{aligned}
V &= C_s \times W_t \\
V &= 0.101 \times 5853.391 \\
V &= 642.37 \text{ KN}
\end{aligned}$$

- 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 ( $h_x$ )	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> ( $F_x$ )
10	355.86	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
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
- $S_1$  : 0,164

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

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

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

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

1. Untuk faktor R=8, data struktur:

$$- S_{D1} : 1,0272$$

$$- S_{DS} : 0,8094$$

$$- R : 8,00$$

$$- I_e : 1,00$$

$$- S1 : 0,642$$

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

$$\begin{aligned}
- \text{Cs Minimum} &= 0,044 \cdot S_{Ds} \cdot I_e \\
&= 0,044 \cdot (0,8094) \cdot (1,00) = 0,0401 \\
- \text{Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \\
&= \frac{1,0272}{1,67 \left( \frac{8,0}{1,0} \right)} = 0,0768
\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
V &= C_s \times W_t \\
V &= 0,0768 \times 12231.56 \\
V &= 940,438 \text{ KN}
\end{aligned}$$

– 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 <sub>x</sub> )	Tinggi Lantai (h <sub>x</sub> )	W <sub>x</sub> .h <sub>x</sub> <sup>k</sup>	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	Story Shear (F <sub>x</sub> )
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
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<sub>D1</sub> : 0,178
- S<sub>DS</sub> : 0,2096
- R : 5,00
- I<sub>e</sub> : 1,00
- S<sub>1</sub> : 0,164

$$\begin{aligned}
- \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
&= \frac{0,2096}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,0419 \\
- \text{ Cs Minimum} &= 0,044.SDs.Ie \\
&= 0,044.(0,2096).(1,00) = 0,0092 \\
- \text{ Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
&= \frac{0,178}{1,67\left(\frac{5,0}{1,0}\right)} = 0,0213
\end{aligned}$$

## 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 <sub>x</sub>	35% V <sub>x</sub> <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

### 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 <sub>x</sub>	35% V <sub>x</sub> <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



### 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 <sub>x</sub>	35% V <sub>x</sub> <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

## 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 ( $\Delta a$ ) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < $\Delta a$
		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  $\Delta a$  (simpangan antar tingkat izin).

### A.7.3 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 ( $\Delta a$ ) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < $\Delta a$
		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

Lanjutan tabel L.43

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  $\Delta a$  (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 (( $\delta \cdot Cd$ )/ $I_e$ )	Syarat ( $\Delta a$ ) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < $\Delta a$
		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
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  $\Delta a$  (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	-

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%
12	14740.74	104%	14786.03	92%
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

### 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

### 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