

**TUGAS AKHIR**

***COLLAPSE MARGIN RATIO SRPM BAJA 8 LANTAI AKIBAT  
GEMPA BERULANG***

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

**DISUSUN OLEH:**

**DICKY HENDRAWAN**

**1607210147**



**UMSU**

Unggul | Cerdas | Terpercaya

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

**2020**



**UMSU**  
Unggul | Cerdas | Terpercaya

menjawab surat ini agar disebutkan  
nama dan tanggalnya

**MAJELIS PENDIDIKAN TINGGI PENELITIAN & PENGEMBANGAN**  
**UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA**  
**FAKULTAS TEKNIK**

Jalan Kapten Mukhtar Basri No. 3 Medan 20238 Telp. (061) 6622400 – EXT. 12

Website : <http://fatek.umsu.ac.id> Email : [fatek@umsu.ac.id](mailto:fatek@umsu.ac.id)

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

**LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING**

Tugas Akhir ini diajukan oleh :

Nama : Dicky Hendrawan  
NPM : 1607210147  
Program Studi : Teknik Sipil  
Judul Skripsi : *Collapse Margin Ratio SRPM Baja 8 Lantai Akibat Gempa Berulang*  
Bidang Ilmu : Struktur

DISETUJUI UNTUK DISAMPAIKAN KEPADA  
PANITIA UJIAN SKRIPSI,

Medan, 18 November 2020

Dosen Pembimbing

Unggul | Cerdas | Terpercaya

Dr. Ade Faisal, S.T, MSc, PhD

## HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Dicky Hendrawan  
NPM : 1607210147  
Program Studi : Teknik Sipil  
Judul Skripsi : "Collapse Margin Ratio SRPM Baja 8 Lantai Akibat Gempa Berulang"  
Bidang Ilmu : Struktur

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

Medan, 18 November 2020

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing



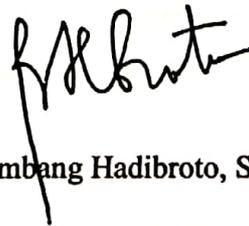
Dr. Ade Faisal, S.T, MSc, PhD

Dosen Pembanding I



Sri Frapanti, S.T, M.T

Dosen Pembanding II



Bambang Hadibroto, S.T, M.T

Ketua Prodi Teknik Sipil



Dr. Fahrizal Zulkarnain

## SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Dicky Hendrawan  
Tempat, Tanggal Lahir : Tanjung Morawa, 23 Desember 1997  
NPM : 1607210147  
Fakultas : Teknik  
Program Studi : Teknik Sipil

Menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa Laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

*“Collapse Margin Ratio SRPM Baja 8 Lantai Akibat Gempa Berulang”*.

Bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena/hubungan material dan non-material serta segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya 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 atau ke-sarjana saya.

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan keadaan sadar dan tidak dalam tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun, demi menegakkan integritas Akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, 18 November 2020  
Saya yang menyatakan,


**Dicky Hendrawan**

## ABSTRAK

# ***COLLAPSE MARGIN RATIO SRPM BAJA 8 LANTAI AKIBAT GEMPA BERULANG (STUDI LITERATUR)***

Dicky Hendrawan

1607210147

Dr. Ade Faisal, ST, MSc, PhD

Gempa bumi merupakan fenomena alam yang disebabkan oleh adanya pelepasan energi regangan elastis batuan pada litosfir. Tidak jarang gempa datang secara berulang (gempa susulan) terkhusus wilayah Indonesia yang merupakan wilayah zona gempa. Oleh karena itu diperlukan struktur bangunan yang mampu meminimalisir resiko kerusakan akibat gempa terkhusus gempa yang datang secara berulang yang memberikan energi lebih besar dibandingkan dengan gempa tunggal. Dalam hal tersebut struktur baja sangat direkomendasikan karena struktur baja lebih elastis dibandingkan dengan struktur beton bertulang. Pada tugas akhir ini direncanakan sebuah struktur dengan 8 lantai yang dimodelkan terhadap 4 jenis penskalaan rekaman gempa yaitu penskalaan DBE dan MCE untuk analisis linier dan analisis non linier. Dari hasil analisis yang didapatkan dari hasil memodelkan struktur baja dengan kondisi tanah lunak (R8) terhadap gempa tunggal dan gempa berulang. Untuk mencegah runtuhnya struktur yang selalu menjadi perhatian. Runtuh berarti bahwa struktur tersebut tidak lagi dapat mentolerir beban gravitasi selama aksi seismik. Untuk alasan ini, kegagalan struktur akibat gempa akan menjadi salah satu tujuan utama kode seismik dan standar desain, dan akan lebih sistematis bila dilihat melalui parameter rasio margin keruntuhan (*Collapse Margin Ratio*). Pada hasil didapatkan nilai *collapse margin ratio* dimana hasil rasio pada gempa berulang lebih besar dibandingkan gempa tunggal dengan penskalaan MCE. Hasil analisis juga didapatkan nilai *collapse margin ratio* dimana nilai rasio yang didapat dari RSA *Collaspse* dibagi dengan RSA MCE. Dengan hasil untuk gempa berulang adalah 1.9836 dan untuk gempa tunggal adalah 1.5576.

Kata kunci: Gempa bumi, gempa berulang, Gempa Tunggal, baja, CMR.

## ABSTRACT

### ***COLLAPSE MARGIN RATIO SRPM STEEL 8 FLOOR DUE TO REPEAT EARTHQUAKES (STUDY OF LITERATURE)***

Dicky Hendrawan  
1607210147  
Dr. Ade Faisal, ST, MSc, PhD

*Earthquakes are a natural phenomenon caused by the release of elastic stretch energy of rocks in the lithosphere. It is not uncommon for earthquakes to come repeatedly (aftershocks), especially in Indonesia, which is an earthquake zone area. Therefore, a building structure is needed that is able to minimize the risk of damage due to earthquakes, especially earthquakes that come repeatedly which provide greater energy than a single earthquake. In this case, steel structures are highly recommended because steel structures are more elastic than reinforced concrete structures. In this final project, a structure with 8 floors is planned which is modeled against 4 types of earthquake recording scaling, namely DBE and MCE scaling for linear analysis and non-linear analysis. From the analysis results obtained from the results of modeling steel structures with soft ground conditions (R8) against single earthquakes and repeated earthquakes. To prevent the collapse of structures that are always a concern. Collapsing means that the structure can no longer tolerate the gravity loads during seismic action. For this reason, structural failure due to earthquakes will be one of the main objectives of seismic codes and design standards, and will be more systematic when viewed through the Collapse Margin Ratio parameter. In the results, the value of the collapse margin ratio is obtained where the ratio results in repeated earthquakes are greater than single earthquakes with MCE scaling. The results of the analysis also showed the value of collapse margin ratio where the ratio value obtained from RSA Collapse was divided by RSA MCE. The result for repeated earthquakes is 1.9836 and for a single earthquake it is 1.5576.*

*Keywords: Earthquake, recurring earthquake, Single Earthquake, steel, CMR.*

## KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Collapse Margi Ratio SRPM Baja 20 Lantai Akibat Gempa Berulang” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

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

1. Bapak Dr. Ade Faisal, ST, MSc, PhD. Selaku Dosen Pembimbing yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Sri Frapanti, ST, MT. selaku Dosen Pembanding 1 dan penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
3. Bapak Bambang Hadibroto, S.T, M.T Selaku Dosen Pembanding 2 dan penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini, sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
4. Ibu Hj Irma Dewi, ST, Msi sebagai Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
5. Terimakasih yang sebesar-besar nya kepada orang tua saya (Ibu Purwanti) yang telah berjuang membesarkan dan memberikan kasih sayangnya yang tidak ternilai kepada penulis.

6. Seluruh civitas akademika Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah memberikan dukungan moril kepada penulis.
7. Terimakasih saya ucapkan kepada Tiara Helmira yang telah banyak mensupport serta mendoakan saya dalam mengerjakan tugas akhir ini.
8. Teman dan rekan seperjuangan Teknik Sipil serta tim *Eartquake Engineering* yang telah banyak membantu dan memberikan saran dan masukan dalam pengerjaan tugas akhir ini.

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, 04 November 2020

Penulis



Dicky Hendrawan

## DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iv
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vi
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR TABEL	vii
DAFTAR GAMBAR	viii
DAFTAR NOTASI	ix
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	4
1.3. Tujuan Penulisan	4
1.4. Ruang Lingkup	4
1.5. Manfaat Penelitian	5
1.6. Sistematika Penulisan	5
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum	7
2.2. Pengertian Gempa Bumi	7
2.3. Respon Spektrum	7
2.4. Jenis-Jenis Gempa	9
2.4.1. Gempa Dekat ( <i>Near Field</i> )	9
2.4.2. Gempa Jauh ( <i>Far Field</i> )	10
2.5. Karakteristik Bangunan Tahan Gempa	12
2.6. Sistem Rangka Pemikul Momen	17
2.7. Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2012	20
2.8.1. Parameter Percepatan Gempa	20

2.8.2.	Simpangan Lantai ( <i>Drift</i> ) Akibat Gempa	20
2.8.3.	Perioda Alami Struktur	21
2.8.4.	Analisa Riwayat Waktu	22
2.8.5.	Pembebanan Struktur	23
2.8.	<i>Incremental Dynamic Analysis</i>	25
2.9.	<i>Collapse Margin Ratio</i>	25
2.10.	Program Ruaumoko	26
<b>BAB 3</b>	<b>METODE PENELITIAN</b>	
3.1.	Umum	28
3.2.	Pemodelan Struktur	30
3.2.1.	Data Perencanaan Struktur	30
3.2.2.	Dimensi Kolom Balok	32
3.3.	Analisis Struktur	32
3.3.1.	Analisis Dinamik Struktur	32
3.3.2.	Pembebanan	32
3.4	Respon Spektrum Desain Gempa	33
3.4.1	Respon Spektrum Desain Gempa Bandar Lampung (Tanah Lunak)	33
3.4.2	Kombinasi Pembebanan	34
3.4.3	<i>Groundmotion Records</i> (Data Rekaman Gempa)	35
3.4.4	Analisis Respon Riwayat Waktu	37
3.5	Analisis Dinamik Struktur Nonlinear	40
3.5.1	Momen Leleh ( <i>My</i> )	41
3.5.2	Kapasitas Rotasi	41
3.5.3	Rotasi Leleh	41
3.5.4	Perencanaan Linear Berdasarkan AISC-2012	42
3.5.4.1	Desain Kolom	42
3.5.4.2	Desain Balok	42
3.5.5	<i>Fragility Curve</i>	43
<b>BAB 4</b>	<b>HASIL DAN PEMBAHASAN</b>	44
4.1.	Hasil Model Linier Dan Non Linier	44
4.2.	Hasil Analisa Linier	44

4.2.1	Respom Spektrum Ragam	44
4.2.2	Koreksi Gempa Dasar Nominal	45
4.2.3	Koreksi Faktor Redundansi	45
4.2.4	Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	46
4.2.5	Nilai Simpangan Gedung	46
4.3	Hasil Analisa Non Linier	46
4.3.1	<i>Incremental Dynamic Analysis (IDA)</i>	46
4.3.2	<i>Analisis Probability of Collapse</i>	49
4.3.3	<i>Collapse Margin Ratio</i>	50
BAB 5	KESIMPULAN DAN SARAN	53
5.1	Kesimpulan	53
5.2	Saran	54
DAFTAR PUSTAKA		
LAMPIRAN		
DAFTAR RIWAYAT HIDUP		

## DAFTAR TABEL

Tabel 1.1	Contoh kejadian gempa yang berulang terjadi pada satu lokasi	2
Tabel 3.1	Komponen Struktural Bangunan	32
Tabel 3.2	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1.3$ , $S_{DS} = 1$ .	35
Tabel 3.3	Data gempa berulang	36
Tabel 4.1	Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekivalen ( $V_1$ ) dan Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum <i>output</i> Program Analisa Struktur $V_t$ .	45
Tabel 4.2	Nilai $V_t$ sb. x	46
Tabel 4.3	Nilai perbandingan rasio <i>collapse margin ratio</i> pada gempa berulang dan gempa tunggal.	52

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Spektrum respon percepatan rekaman gempa Chi-Chi pada stasiun Chy 088 yang terjadi berulang kali dalam rentang waktu dari 20-25 September 1999	2
Gambar 1.2	Respon spektrum perpindahan 20 lantai metode PBPD terhadap gempa TCU113N stasiun TCU113	3
Gambar 1.3	Respon spectrum perpindahan 20 lantai metode ED terhadap gempa TCU113N stasiun TCU113	3
Gambar 2.1	Respon spektrum percepatan gempa berulang pada rekaman gempa <i>Whittier Narrows</i> (LA-116 St.School Station)	8
Gambar 2.2	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 2.3	Perilaku struktur akibat pembebanan horisontal berulang	14
Gambar 2.4	Diagram tegangan ( $fc$ ) – regangan ( $\epsilon$ ) baja tertarik	16
Gambar 2.5	Histeresis di sendi plastis yang stabil	18
Gambar 2.6	Kurva <i>Pushover</i>	22
Gambar 2.7	Contoh perilaku bangunan baja selama aksi seismic	26
Gambar 2.8	Lanjutan	26
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	28
Gambar 3.2	Denah struktur Model Lantai 8	31
Gambar 3.3	Gambar proyeksi struktur model lantai 8	31
Gambar 3.4	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Bandar Lampung dengan jenis tanah lunak.	34
Gambar 3.5	Rekaman gempa Northridge-01 sebelum diubah menjadi respon spectrum.	37
Gambar 3.6	Rekaman gempa Northridge-01 setelah diubah menjadi respon spectrum.	38
Gambar 3.7	Respon Spektrum dengan 20 daerah gempa	38

Gambar 3.8	Rekaman gempa Northridge-01 dan Northridge -06 setelah digabungkan, ini merupakan gempa berulang.	39
Gambar 3.9	Rekaman gempa Northridge-01 sebelum (gambar atas) dan setelah diskalakan (gambar bawah), ini merupakan gempa tunggal.	39
Gambar 4.1	Nilai rata-rata IDA ( <i>Incremental Dynamic Analysis</i> ) Berulang	47
Gambar 4.2	Nilai rata-rata IDA ( <i>Incremental Dynamic Analysis</i> ) Tunggal	47
Gambar 4.3	Grafik kurva Kerapuhan gempa berulang	48
Gambar 4.4	Grafik kurva Kerapuhan gempa tunggal	48
Gambar 4.5	Grafik probabilitas keruntuhan terhadap gempa berulang untuk struktur SRPM baja lantai 8.	49
Gambar 4.6	Grafik probabilitas keruntuhan terhadap gempa tunggal untuk struktur SRPM baja lantai 8.	50
Gambar 4.7	Grafik nilai <i>Collapse Margin Ratio</i> perbandingan tingkat keruntuhan pada gempa berulang dan gempa tunggal	51
Gambar 4.8	Diagram batang <i>Collapse Margin Ratio</i> nilai perbandingan pada gempa berulang dan gempa tunggal	51

## DAFTAR NOTASI

A	= Percepatan
V	= Kecepatan
IDA	= <i>Incremental Dynamic Ratio</i>
SDOF	= <i>Single Degree Of Freedom</i>
MDOF	= <i>Multi Degree Of Freedom</i>
$f_y$	= Tegangan leleh
$f_u$	= Tegangan ultimate
SRPM	= Sistem Rangka Pemikul Momen
$S_1$	= Percepatan batuan dasar pada perioda pendek
$S_s$	= Percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik
$MCE_R$	= <i>Maximum Considered Eartquake Ratio</i>
$F_a$	= Faktor amplikasi getaran pada perioda pendek
$F_v$	= Faktor amplikasi getaran pada perioda 1 detik
$S_{MS}$	= Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek
$S_{M1}$	= Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik
$T_e$	= Waktu getar efektif
$K_e$	= Kekakuan lateral efektif
$V_y$	= Kuat leleh bangunan
$\rho$	= Faktor redudansi

PGA	= <i>Peak Ground Acceleration</i>
DBE	= <i>Desain Basis Earthquake</i>
MCE	= <i>Maximum Considered Earthquake</i>
DL	= <i>Dead load</i>
LL	= <i>Live load</i>
EX	= <i>Earthquake-X</i>
EY	= <i>Earthquake-Y</i>
CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>

# **BAB 1**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Indonesia termasuk negara yang sering tertimpa bencana gempa bumi. Gempa bumi baik yang skala kecil maupun skala besar pernah terjadi di Indonesia. Letak geografis Indonesia yang berada di pertemuan perbatasan 3 (tiga) lempeng tektonik yaitu lempeng Australia, lempeng Pacific dan lempeng Euroasia yang mengakibatkan Indonesia menjadi daerah yang rawan gempa. Akibat daripada itu diperlukan bangunan-bangunan gedung yang fleksibel sangat dibutuhkan di wilayah area rawan gempa dan juga struktur dengan Sistem Rangka Pemikul Momen guna memaksimalkan kinerja daripada balok, kolom dan sambungan. Penggunaan Sistem Rangka Pemikul Momen agar meminimalisir momen yang terjadi pada elemen akibat gaya gempa. Dengan kondisi geografis yang seperti itu letak suatu gedung bisa saja berada tepat dilokasi patahan dan bisa saja berjauhan dari lokasi patahan yang mengakibatkan berbedanya respon gempa yang diterima oleh suatu gedung. Disamping itu gedung tersebut bisa saja mengalami kegempaan yang lebih dari sekali (gempa berulang) pada rentang umur layannya (50 tahun). Dengan kondisi seperti ini bangunan gedung dengan material baja lebih sesuai dibandingkan dengan material beton.

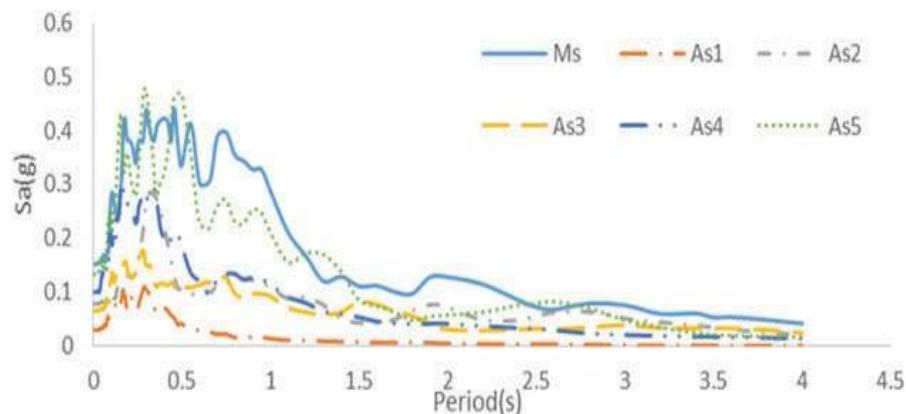
Gempa berulang bisa saja terjadi tidak lama setelah gempa awal berlangsung yang dapat memberikan kerusakan lebih lanjut bahkan dapat mengakibatkan keruntuhan pada struktur bangunan. Pada beberapa kasus intensitas gempa berulang sering kali lebih besar daripada gempa awal yang mengakibatkan kemungkinan runtuhnya suatu struktur semakin besar.

Tabel 1.1 menunjukkan sejumlah kejadian-kejadian gempa yang berulang pada 1 lokasi. Tampak bahwa magnituda antara dua (atau lebih) gempa tidak terlalu jauh perbedaannya.

Tabel 1.1: Contoh kejadian gempa yang berulang terjadi pada satu lokasi (Abdollahzadeh dkk. 2017).

Earthquake name	Date	Time	$M_w$	Number of selected records
Hollister	4/9/61	7:23	5.6	1
	4/9/61	7:25	5.5	
Whittier Narrows	10/01/87	14:42	6.0	2
	10/04/87	10:59	5.3	
Irpinia, Italy	11/23/80	19:34	6.9	1
	11/23/80	19:35	6.2	
Livermore	1/27/80	19:00	5.8	1
	1/29/80	02:33	5.4	
Chi-Chi, Taiwan	9/20/99	9:20	7.6	28
	9/20/99	17:57	5.9	
	9/20/99	18:03	6.2	
	9/22/99	00:14	6.2	
	9/25/99	23:52	6.3	

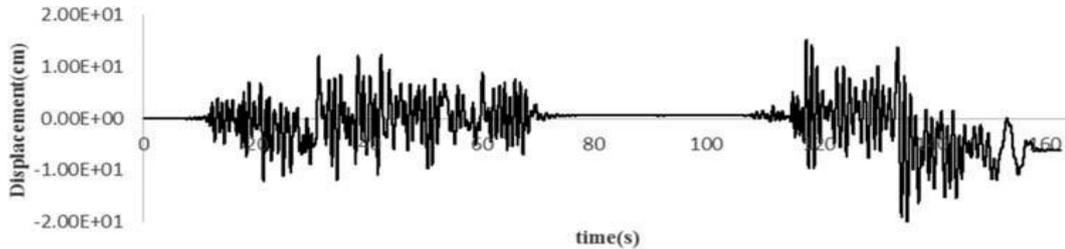
Gambar 1.1 menjelaskan respon spektrum rekaman percepatan gempa yang terjadi berulang kali pada satu lokasi, yaitu Gempa Chi-Chi (Taiwan) yang terekam pada stasiun Chy088.



Gambar 1.1: Spektrum respon percepatan rekaman gempa Chi-Chi pada stasiun Chy088 yang terjadi berulang kali dalam rentang waktu dari 20-25 September 1999 (Abdollahzadeh dkk. 2017).

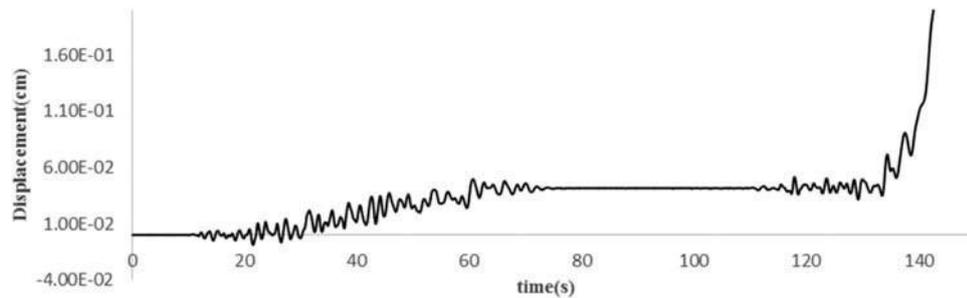
Gambar 1.2 menjelaskan respon struktur baja 20 lantai terhadap dua gempa yang terjadi berulang pada kasus Gempa Chi-Chi pada tahun 1999. Tampak bahwa pada getaran simpangan mengalami perubahan garis baseline akibat

gempa yang kedua. Hal ini menunjukkan struktur baja tersebut mengalami sendi plastis yang cukup signifikan akibat getaran gempa yang kedua.



Gambar 1.2: Respon spektrum perpindahan 20 lantai metode PBPD terhadap gempa TCU113N stasiun TCU113 (Abdollahzadeh dkk. 2017).

Pada Gambar 1.3 tampak jelas struktur baja 20 lantai mengalami keruntuhan akibat gempa yang kedua. Hal ini ditunjukkan oleh grafik simpangan yang secara drastis naik ke atas dan terputus.



Gambar 1.3: Respon spektrum perpindahan 20 lantai metode ED terhadap gempa TCU113N stasiun TCU113 (Abdollahzadeh dkk. 2017).

Untuk mencegah runtuhnya struktur yang selalu menjadi perhatian. Runtuh berarti bahwa struktur tersebut tidak lagi dapat mentolerir beban gravitasi selama aksi seismik. Untuk alasan ini, kegagalan struktur akibat gempa akan lebih sistematis bila dilihat melalui parameter rasio margin keruntuhan (Collapse Margin Ratio).

## 1.2 Rumusan Masalah

1. Apakah pengaruh gempa berulang akan memberikan Kurva IDA (*Incremental Dynamic Analysis*) yang berbeda pada Sistem Rangka Pemikul Momen baja 8 Lantai?
2. Apakah pengaruh gempa berulang akan memberikan hasil nilai CMR (*Collapse Margin Ratio*) yang berbeda pada Sistem Rangka Pemikul Momen baja 8 Lantai?

## 1.3 Tujuan Penulisan

1. Untuk mengetahui perbedaan Kurva IDA pada Sistem Rangka Pemikul Momen Baja 8 Lantai akibat gempa berulang.
2. Untuk mengetahui perbedaan nilai Collapse Margin Ratio (CMR) pada Sistem Rangka Pemikul Momen Baja 8 Lantai akibat gempa berulang.

## 1.4 Ruang Lingkup

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

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan:
  - Struktur baja dengan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) 2 Dimensi pada 8 lantai yang difungsikan sebagai perkantoran yang terdapat di daerah Banda Aceh dengan jenis tanah lunak.
  - Struktur dengan dimensi kolom dan balok yang hanya dianalisa pada batas aman saja, tidak dianalisa sampai ekonomis.
2. Perencanaan struktur baja, pembebanan serta gedung direncanakan berdasarkan:
  - Tata cara perencanaan struktur baja menggunakan Persyaratan Baja Struktural untuk bangunan Gedung SNI 1729:2015.
  - Beban gravitasi menggunakan SNI 1727:2013 dan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPURG) 1987.

- Beban gempa dan gedung direncanakan menggunakan Standar Perencanaan Tahan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 1726:2012.
3. Analisis menggunakan alat bantu berupa program yaitu:
- Program Analisa Struktur, untuk menganalisa tahap desain (Analisa Respon Spektrum Linear ).
  - PEER NGA, COSMOS untuk mendapatkan rekaman gempa.
  - RUAOMOKO2D versi 04, untuk menganalisa tahap evaluasi (Analisa Riwayat Waktu Nonlinear ) yang hanya ditinjau secara 2 dimensi.
4. Parameter yang ditinjau:
- Linear adalah semua aspek yang harus di kontrol sesuai dengan SNI 1726:2012
  - Nonlinear : - CMR (*Collapse Margin Ratio*) dan kurva IDA (*Incremental Dynamic Analysis*)

### **1.5 Manfaat Penelitian**

Dari hasil perencanaan pada pemodelan Struktur Baja dengan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) maka diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat untuk mengetahui bagaimana cara merencanakan struktur gedung baja dengan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) bila mengalami gempa berulang.

### **1.6 Sistematika Penulisan**

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

## **BAB 1 PENDAHULUAN**

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

## **BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA**

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

## **BAB 3 PEMODELAN STRUKTUR**

Bab ini akan menampilkan bagaimana metode penelitian yang digunakan dari awal sampai akhir penelitian dan penjelasan mengenai cara memodelkan dan mendesain struktur bangunan baja dengan sistem rangka pemikul momen (SRPM) terhadap gempa yang terjadi dengan menggunakan Program Analisa Struktur dan RUAOMOKO2D versi 04.

## **BAB 4 ANALISIS DAN PEMBAHASAN**

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

## **BAB 5 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 baja, 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.

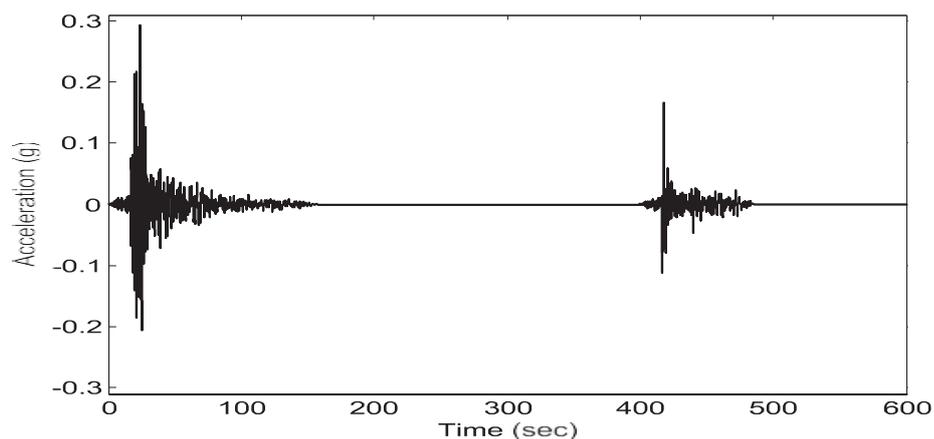
#### **2.2 Pengertian Gempa Bumi**

Gempa bumi (*earth quake*) adalah suatu gejala fisik yang ditandai dengan bergetarnya bumi dengan berbagai intensitas (Siswanto dan Afif, 2018). Gerakan atau getaran tanah yang terjadi akibat gempa disebabkan oleh terlepasnya timbunan energi yang tersimpan di dalam bumi secara tiba-tiba. Energi yang terlepas ini dapat berbentuk energi potensial, energi kinetik, energi kimia, atau energi regangan elastis. Pada umumnya gempa-gempa yang merusak lebih banyak diakibat oleh terlepasnya energi regangan elastis di dalam batuan (*rock*) di bawah permukaan bumi. Energi gempa ini merambat ke segala arah. dan juga kepermukaan tanah sebagai gelombang gempa (*seismic wave*), sehingga akan menyebabkan permukaan bumi bergetar.

#### **2.3 Respon Spektrum**

Menurut teori dinamika struktur (*structural dynamics*) salah satu cara untuk menentukan/menghitung simpangan, gaya-gaya dinamik pada struktur derajat kebebasan banyak (*Multi Degree of Freedom*, MDOF) adalah dengan menggunakan metode respons spektrum. Respon spektrum adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur  $T$ , lawan

respons-respons maksimumnya untuk suatu rasio redaman dan beban gempa tertentu (Pawirodikromo, 2012). Respons maksimum dapat berupa simpangan maksimum (*Spectral Displacement, SD*), kecepatan maksimum (*Spectral Velocity, SV*) atau percepatan maksimum (*Spectral Acceleration, SA*) suatu massa struktur dengan derajat kebebasan tunggal (*Single Degree of Freedom, SDOF*). Terdapat 2 macam respon spektrum yang ada yaitu Respon Spektrum elastik dan Respon Spektrum inelastik. Respons spektrum elastik adalah suatu spektrum yang didasarkan atas respons elastik struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF) berdasarkan rasio redaman dan beban gempa tertentu. Inelastik Respons Spektrum juga disebut desain Respons Spektrum, yaitu spektrum yang diturunkan berdasarkan *elastic respons spectrum* dengan tingkat daktilitas tertentu.



Gambar 2.1: Respon spektrum percepatan gempa berulang pada rekaman gempa *Whittier Narrows* (LA-116 St.School Station) (Amiri dan Bojórquez ,2019).

Gambar 2.1 merupakan respon spektrum percepatan (*Respons Spectrum Acceleration*) pada rekaman gempa *Whittier Narrows* yang direkam oleh stasiun LA-116 St.School Station. Data tersebut merupakan data asli dari gempa tersebut sebelum di olah menjadi respon spektrum desain untuk melakukan desain perencanaan suatu bangunan (Amiri dan Bojórquez ,2019).

## 2.4 Jenis-Jenis Gempa

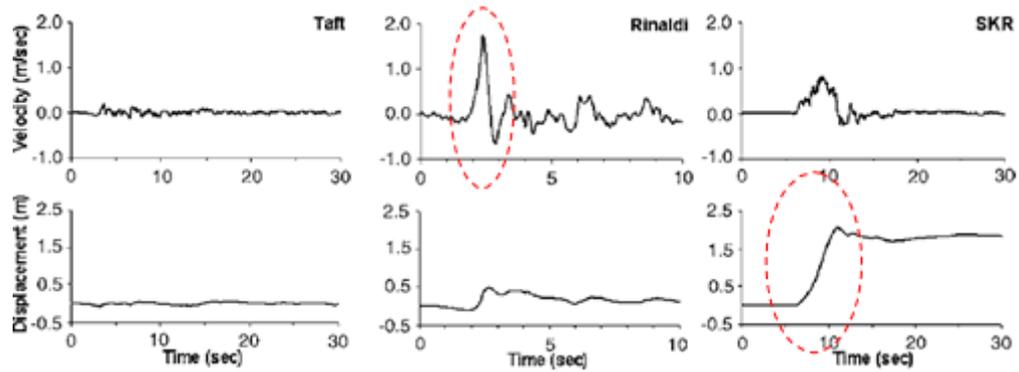
### 2.4.1 Gempa Dekat (*Near-field*)

Gempa dekat adalah suatu respon tanah akibat dari aktivitas gempa pada suatu daerah yang tercatat dan dihitung pada stasiun gempa yang dekat dengan *epicenter*/pusat gempa tersebut (Pawirodikromo, 2012). Pawirodikromo menyatakan bahwa Kalkan dkk. (2004) memberikan batasan bahwa rekaman gempa *near-fault* adalah gempa yang direkam  $\leq 15$  km dari patahan (*fault rupture*), Stewart dkk. (2001) membuat defenisi bahwa gempa *near-fault* umumnya adalah gempa-gempa antara 20-60 km dari pusat gempa, Wang dkk. (2006) memaknai *near fault earthquake* adalah gempa-gempa yang direkam pada jarak  $\leq 90$  km, Martinez-Pereira dan Bomber (1998) dalam Meniatakis dkk (2008) mengatakan bahwa *near fault* dimaknai sebagai suatu daerah dari pusat gempa sampai daerah yang intensitas gempa  $I_{MM} \geq VIII$ . Untuk daerah yang intensitas  $I_{MM} < VIII$  maka gempa *near fault* kurang memberikan efek yang signifikan.

Pawirdikromo (2012) menyatakan juga bahwa Stewart dkk. (2001) mengatakan bahwa gerakan tanah (*grounds motion*) akibat gempa *near fault* utamanya akan dipengaruhi 3 hal pokok yaitu :

- a. Mekanisme gempa (gempa titik, gempa garis/*fault*).
- b. Arah rambatan patahan (*rupture direction*) relative terhadap *site*/pencatat.
- c. Kemungkinan terjadinya *permanent displacement* akibat patahan.

Gempa *near fault* dapat dibedakan berdasarkan data rekamannya yaitu gempa *pulse* dan gempa *fling*. Efek *pulse* ialah salah satu jenis efek pada getaran yang dimiliki oleh getaran gempa dekat (*near-fault*), yang ditandai dengan adanya efek lonjakan yang bersifat monotonik. Efek lainnya yang dimiliki oleh getaran gempa dekat adalah efek *fling step*, dimana simpangan yang terjadi jauh dari titik nol setelah terjadinya sebuah lonjakan simpangan yang besar (Faisal dkk. 2015).



Gambar 2.2: Ciri khas riwayat waktu kecepatan dan perpindahan dari gerakan tanah (a) gempa jauh, (b) gempa dekat (*forward-directivity*), and (c) gempa dekat (*fling-step*) (Kalkan dan Kunnath, 2006).

Di sisi lain, *fling step* menjadi hasil dari evolusi perpindahan sisa tanah akibat deformasi tektonik yang berkaitan dengan mekanisme kehancuran, umumnya ditandai dengan pulse kecepatan dengan amplitudo besar searah dan langkah monoton dalam perpindahan riwayat waktu. Bentuk riwayat waktu dari gempa jauh, gempa dekat (*forward-directivity*), dan gempa dekat (*fling-step*) dapat dilihat pada Gambar 2.2.

Bhagat dkk. (2018) menyatakan bahwa secara umum gempa dengan karakteristik *fling-step* memiliki grafik kecepatan yang hanya dominan pada 1 sisi yang berefek pada grafik perpindahan berdasarkan *time history* sedangkan gempa dengan karakteristik *forward-directivity* memiliki grafik kecepatan yang relatif seimbang untuk kedua sisi. Akibat daripada ini sebuah bangunan diperlukan alat disipasi energi guna meredam getaran tersebut. Gempa dekat dapat menyebabkan daktilitas yang besar pada bangunan yang menggunakan alat isolasi dasar terutama pada lantai bagian bawah yang menunjukkan bahwa perioda gerakan tanah mempengaruhi respon bangunan (Mazza dan Vulcano, 2014).

#### 2.4.2 Gempa Jauh (*Far-field*)

Rekaman gempa pada *far-field* pada prinsipnya berbeda dengan gempa *near-field* dikarenakan energi gempa yang merambat pada jarak yang jauh maka terdapat waktu yang cukup bagi media tanah untuk menyerap sebagian energi gempa. Semakin jauh gelombang merambat maka semakin besar energi gelombang gempa

yang diserap oleh media tanah. Perubahan respon tanah (percepatan, kecepatan dan perpindahan) setelah gelombang gempa merambat pada jarak atau durasi tertentu disebut atenuasi.

Pada umumnya gempa jauh (*far-field*) memiliki percepatan yang lebih kecil, frekuensi yang lebih rendah, impulsif, fluktuatif, respons tanah/batuan dan redaman yang kecil. Karena *ground motion acceleration history*,  $A$  mempunyai frekuensi getaran yang lebih tinggi daripada *velocity* maka *ground acceleration* beraturan lebih cepat daripada *ground velocity*,  $V$ . Dengan kondisi seperti ini maka gempa jarak jauh mempunyai  $A/V$  rasio yang lebih rendah daripada gempa jarak-jarak dekat.

Menurut Song dkk. (2016) kegiatan kegempaan tidak jarang terjadi gempa susulan, pada umumnya intensitas gempa susulan tidak sebesar gempa awal namun dapat merusak struktural yang tampak tidak rusak akibat guncangan pertama. Gempa susulan (*after shock*) memiliki kemungkinan percepatan tanah puncak (*Peak Ground Acceleration*) yang lebih tinggi, durasi yang lebih lama dan pelepasan energi yang berbeda dengan gempa awal (*main shock*).

Kapasitas struktur untuk tetap kokoh ketika menghadapi gempa susulan ialah bergantung pada kekuatan residual dan kapasitas perpindahan (Di Trapani dan Malavisi, 2018). Metode *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) telah banyak digunakan sebagai referensi untuk penilaian probabilistik kinerja seismik pada struktur bangunan. IDA bekerja untuk menghitung perpindahan pada struktur bangunan ketika diberi *ground motion* dengan spektrum desain yang dianalisis sampai batas nonlinier atau runtuh. Pada pemodelannya gempa berulang terhadap struktur nilai *ground motion* tunggal diulangi menjadi 2 kali namun rekaman tersebut diberi waktu peluruhan agar struktur dapat ke kondisi statis kembali.

Jarak waktu gempa susulan (*after shock*) dengan gempa utama (*main shock*) tidak dapat diprediksi datangnya, interval waktu antara *main shock* dengan *after shock* dapat dalam hitungan jam bahkan tahun. Gempa berulang tidak hanya berakibat dari aktivitas patahan saja namun juga dapat berasal dari penggabungan antara gempa dekat (*near field*) dan gempa jauh (*far field*) (Faisal dkk. 2013).

Ruiz Garcia dan Aguilar (2017) mengatakan keterkaitan meningkatnya gempa berulang dalam beberapa tahun terakhir model analisis SDOF dan MDOF banyak

digunakan secara luas. Sistem SDOF sendiri memberikan wawasan tentang efek gempa susulan pada respons nonlinier untuk berbagai parameter struktural (misalnya periode alami getaran, kapasitas daktilitas perpindahan, kapasitas kekuatan lateral, dll), sistem MDOF dapat mencakup pengaruh tertentu dari desain bangunan dalam respons nonlinier yang dapat dimasukkan oleh sistem SDOF secara umum. Para penulis memberikan suatu kesimpulan dengan mengamati bahwa variabilitas dalam respons gempa susulan dari sistem SDOF nonlinear yang setara mengalami 30 gerakan tanah gempa utama (*mainshock*) yang berbeda yang mengarah pada keadaan kerusakan yang parah dan kemudian menerapkan analisis dinamis tambahan menggunakan gerakan tanah gempa susulan yang lebih kecil dari variabilitas yang diamati dalam model bangunan beton bertulang yang dianalisis dengan prosedur yang sama. Nilai simpangan antar lantai dan simpangan atap sangat menentukan suatu bangunan dapat diperbaiki atau tidak. Probabilitas perbaikan bangunan diperoleh dari kurva kerapuhan perbaikan bangunan yang mengikuti distribusi lognormal dengan rasio drift residual median 1,0% dan parameter dispersi 0,3, di mana rasio drift residual 2% menyiratkan demo bangunan yang akan segera terjadi.

Eftekhar dan Nouri (2018) menyatakan bahwa Wen dkk. (2002) berpendapat kerentanan kerusakan bangunan bertingkat tinggi berdasarkan jenis situs terhadap beban gempa didapati bahwa bangunan bertingkat tinggi dengan jenis situs bertanah lunak akan lebih parah kerusakannya ketika terkena gempa jauh dibandingkan dengan bangunan bertingkat tinggi dengan jenis situs tanah batuan ketika terkena efek gempa dekat. Sharif dan Behnamfar menyatakan bahwa efek gempa dekat pada sistem rangka pemikul momen sangat sensitif terhadap perioda alami struktur terhadap perioda getaran tanah, akibat daripada itu perlu ditingkatkan rasio perkuatan pada struktur.

## **2.5 Karakteristik 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 menurut Budiono dan Supriatna (2011) adalah:

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

Sulit untuk menghindari kerusakan bangunan akibat gempa, bila digunakan perencanaan konvensional, 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.

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. Menurut Budiono dan Supriatna (2011) 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

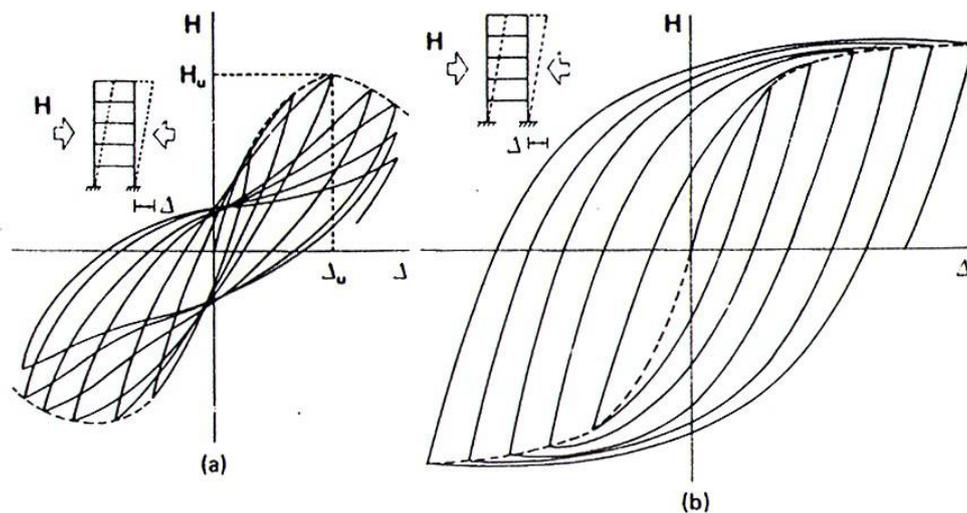
yang ada. Artinya tidak dibenarkan terjadi kerusakan pada struktur baik pada komponen struktur maupun elemen non-struktur yang ada. Dalam perencanaan harus diperhatikan kontrol dan batas simpangan yang dapat terjadi semasa gempa, serta menjamin kekuatan yang cukup bagi komponen struktur untuk menahan gaya gempa yang terjadi dan diharapkan struktur masih berperilaku elastis.

## 2. Kontrol kerusakan (*damage control*)

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

## 3. Ketahanan (*survival*)

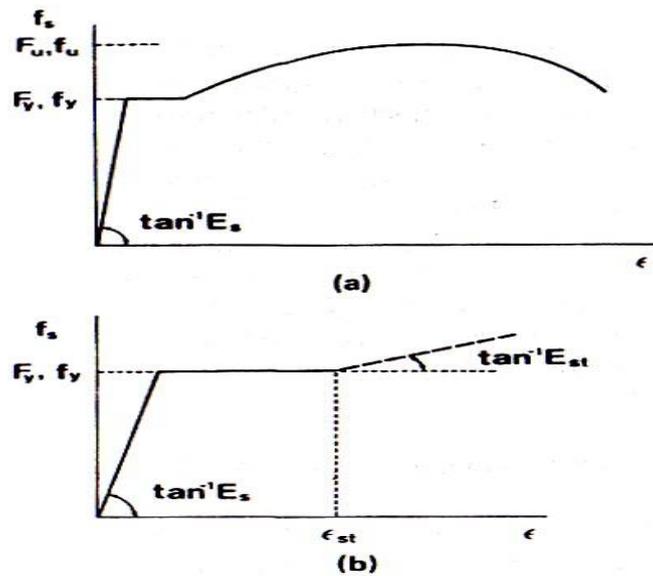
Jika gempa kuat yang mungkin terjadi pada umur (masa) bangunan yang direncanakan membebani struktur, maka struktur direncanakan untuk dapat bertahan dengan tingkat kerusakan yang besar tanpa mengalami keruntuhan (*collapse*). Tujuan utama dari keadaan batas ini adalah untuk menyelamatkan jiwa manusia.



Gambar 2.3: Perilaku struktur akibat pembebanan horisontal berulang, (a). Perilaku struktur yang buruk, (b). Perilaku struktur yang baik. (Siswanto dan Afif, 2018).

Dari Gambar 2.3.a dapat dilihat bahwasannya perilaku struktur tersebut setelah tercapainya batas *ultimate* dari pada struktur maka struktur kehilangan kekuatan yang signifikan dengan efek semakin besarnya deformasi yang mengakibatkan keruntuhan akibat dari beban gempa. Struktur tersebut memiliki disipasi energi yang kecil dan terbatas sehingga struktur tersebut bersifat getas (*brittle*) yang tidak memiliki daya dukung yang baik dalam menahan beban gempa. Pada Gambar 2.3.b merupakan perilaku struktur yang baik dimana pada saat beban gempa bekerja struktur mampu menahannya dengan baik dan struktur tersebut bersifat daktil.

Sifat daktil sangat identik dengan material baja yang dapat ditunjukkan oleh besarnya perbandingan atau rasio antara tegangan leleh ( $f_y$ ) dengan tegangan batasnya ( $f_u$ ). Semakin besar nilai rasio antara ( $f_y$ ) dan ( $f_u$ ) maka akan semakin tinggi sifat daktilitas dari suatu material. Salah satu perencanaan terbaru untuk bangunan tahan gempa adalah Perencanaan Berbasis Kinerja (*Performance Based Design*). Tujuan dari perencanaan bangunan berbasis kinerja adalah agar perencana dapat menetapkan kondisi apa yang terjadi pada bangunan saat gempa maksimum terjadi (Dewobroto, 2016). Perencanaan tahan gempa berbasis kinerja (*Performance Based Seismic Design*) merupakan proses yang dapat digunakan untuk perencanaan bangunan baru maupun perkuatan (*upgrade*) bangunan yang sudah ada dengan pemahaman yang realistis terhadap keselamatan resiko keselamatan (*life*), kesiapan pakai (*occupancy*) dan kerugian harta benda (*economic loss*) yang mungkin terjadi akibat gempa yang akan datang.



Gambar 2.4: Diagram tegangan ( $f_c$ ) – regangan ( $\epsilon$ ) baja tertarik : (a) Diagram  $f_c$ - $\epsilon$  baja sebenarnya.(b) Diagram  $f_c$ - $\epsilon$  baja yang diidealisasikan. (Siswanto dan Afif, 2018).

Dari Gambar 2.4 dapat dilihat bahwasannya pada saat baja ditarik setelah sampai batas *ultimate* baja akan mengalami fase *hardening* yaitu masa baja akan berhenti meleleh hingga akhirnya putus. Pada Gambar 2.4.a merupakan hasil uji tarik material baja murni tanpa pengolahan data. Pada Gambar 2.4.b merupakan hasil diagram yang sudah disempurnakan hasilnya.

Analisa statik nonlinier merupakan prosedur analisa untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa yang dikenal dengan analisa *pushover* yaitu analisa beban dorong dorong statik. Pada proses analisa *pushover* struktur didorong sampai mengalami leleh disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut. Kurva kapasitas akan memperlihatkan suatu kondisi linier sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku non linier. Kurva *pushover* dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong. Tujuan dari analisa *pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis (Dewobroto, 2005). Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya. Analisis *pushover* dapat digunakan sebagai alat bantu perencanaan

tahan gempa, asalkan menyesuaikan dengan keterbatasan yang ada misalnya hasil analisis *pushover* masih berupa suatu pendekatan karena bagaimanapun perilaku gempa yang sebenarnya adalah bersifat bolak-balik melalui siklus tertentu, sedangkan sifat pembebanan pada analisis *pushover* adalah statik monotonik. Tahapan utama dalam analisa *pushover* adalah :

1. Menentukan titik kontrol untuk memonitor besarnya perpindahan struktur. Rekaman besarnya perpindahan titik kontrol dan gaya geser digunakan untuk menyusun kurva *pushover*.
2. Membuat kurva *pushover* berdasarkan berbagai macam pola distribusi gaya lateral terutama yang ekuivalen dengan distribusi gaya inersia, sehingga deformasi yang terjadi hampir sama atau mendekati deformasi yang terjadi akibat gempa. Oleh karena sifat gempa adalah tidak pasti, maka perlu dibuat beberapa pola pembebanan lateral yang berbeda untuk mendapatkan kondisi yang paling menentukan.
3. Estimasi besarnya perpindahan lateral saat gempa rencana (target perpindahan). Titik kontrol didorong sampai taraf perpindahan tersebut, yang mencerminkan perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa rencana yang ditentukan
4. Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan merupakan hal utama dari perencanaan berbasis kinerja. Komponen struktur dan aksi perilakunya dapat dianggap memuaskan jika memenuhi kriteria yang dari awal sudah ditetapkan, baik terhadap persyaratan deformasi maupun kekuatan. Karena yang dievaluasi adalah komponen maka jumlahnya relative sangat banyak, oleh karena itu proses ini sepenuhnya harus dikerjakan oleh komputer.

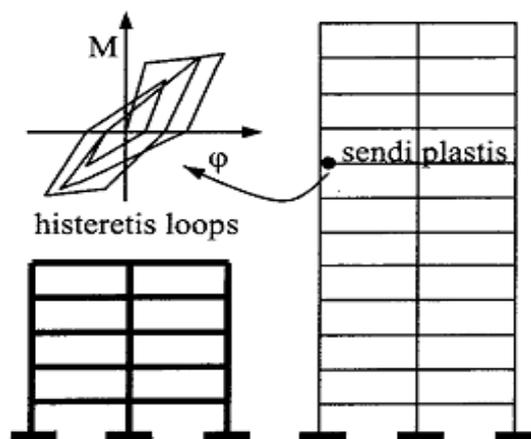
## **2.6 Sistem Rangka Pemikul Momen**

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 2.5 dan dapat memberikan sistem pengekangan/kekakuan yang cukup.
2. Karena fleksibilitasnya tinggi, SRPM akan mempunyai perioda getar  $T$  yang relatif besar.
3. Secara arsitektural SRPM memberi keleluasaan untuk menata ruangan yang diinginkan.

Pada struktur gedung ada juga istilah sistem rangka pemikul gravitasi, Elkadi dan lignos (2014) menyatakan bahwa penggunaan sistem rangka pemikul gravitasi yang dibungkus oleh sistem rangka pemikul momen khusus merupakan pemodelan analitik yang sesuai untuk struktur baja di karenakan kekakuan dan kekuatan struktur terhadap beban lateral meningkat dan juga simpangan antar lantai dapat dikurangi. Flores dkk. (2014) juga menyatakan bahwasanya struktur dengan sistem rangka pemikul gravitasi dapat menjadi cadangan ketika terjadinya kegagalan koneksi pada sambungan balok kolom ketika beban gempa bekerja.



Gambar 2.5: Histeresis di sendi plastis yang stabil (Pawirodikromo, 2012).

Adapun kekurangan dari SRPM adalah

1. Kerusakan secara total pada *frame* dapat saja terjadi terutama apabila tidak adanya penerapan pola mekanisme yang jelas.
2. Desain tulangan lateral tidak layak baik pada lokasi sendi plastis maupun pada *joint*.
3. Distribusi kekakuan struktur portal yang secara vertikal yang tidak merata akan menyebabkan timbulnya tingkat yang relatif lemah (*soft storey*).
4. Struktur portal yang terlalu fleksibel dapat menyebabkan simpangan antar tingkat yang relatif besar terutama pada tingkat-tingkat bawah.

Ini adalah jenis struktur rangka yang didesain untuk bekerja secara inelastis penuh. Oleh karena itu pada bagian yang akan mengalami sendi-plastis perlu disiapkan secara khusus. Sistem ini cocok dipakai untuk perencanaan gedung tinggi yang masih memungkinkan dengan sistem portal. Umumnya ketinggian bangunan akan dibatasi oleh persyaratan deformasi lateral.

Hal paling penting, struktur rangka harus didesain berperilaku *strong-column-weak-beam* untuk memastikan tidak terjadi sendi plastis di kolom, yang dapat menyebabkan *story mechanism*. Jenis sambungan kolom-balok yang dapat dipakai di rangka SMF harus didukung data empiris hasil uji laboratorium, yang membuktikan bahwa jenis sambungan tadi mempunyai kemampuan daktilitas yang cukup, yaitu dapat bertahan sampai perputaran *sudut interstory-drift* minimum sebesar 0.04 radian (AISC 2005).

Variasi jenis sambungan, umumnya berkaitan dengan metode pelaksanaan, misalnya sambungan jenis *reduced beam* perlu pekerjaan las di lapangan. Persyaratan tentu terkait dengan harus tersedia sumber daya manusia (SDM) yang kompeten disertai pengawasan ketat. Berbeda jika digunakan jenis *Extended End-Plate* dengan baut mutu tinggi. Hanya pada jenis sambungan itu memerlukan tingkat presisi pekerjaan pabrikasi yang tinggi, jika didukung mesin CNC tentu bukan masalah.

## 2.7. Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2012

### 2.7.1 Parameter Percepatan Gempa

Parameter  $S_S$  (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spectral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada pasal 14 SNI 1726:2012 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun ( $MCE_R$ , 2% dalam 50 tahun) dan dinyatakan dalam bilangan decimal terhadap percepatan gravitasi. Bila  $S_1 \leq 0,04g$  dan  $S_S \leq 0,15g$ , maka struktur bangunan boleh dimasukkan ke dalam kategori desain seismik A dan cukup memenuhi persyaratan.

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplikasi meliputi faktor amplikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek ( $F_a$ ) dan factor amplikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik ( $F_v$ ). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek ( $S_{MS}$ ) dan perioda 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs.

### 2.7.2. Simpangan Lantai (*Drift*) Akibat 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 :

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

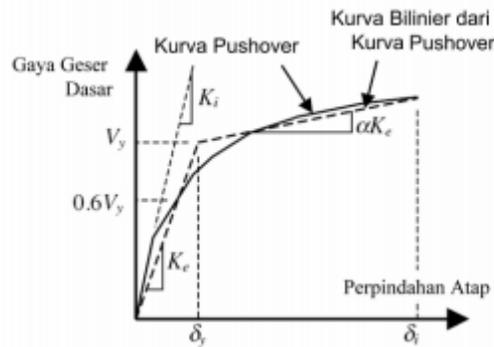
Sementara itu White dan Salmon (1987) berpendapat bahwa dalam perencanaan bangunan tinggi selalu dipengaruhi oleh pertimbangan lenturan (*deflection*), bukannya oleh kekuatan (*strength*). Simpangan antar tingkat dari suatu

titik pada suatu lantai harus ditentukan sebagai simpangan horizontal titik 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).

### **2.7.3 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).

Analisa *eigen-value* pada umumnya digunakan untuk mengetahui waktu getar alami bangunan, dimana informasi tersebut sangat penting untuk mendapatkan estimasi besarnya gaya gempa yang akan diterima oleh bangunan tersebut. Analisa *eigen-value* dilaksanakan menggunakan data-data yang masih dalam kondisi elastis linier, padahal pada saat gempa kondisi bangunan mengalami keadaan yang berbeda, yaitu berperilaku in-elastis. Oleh karena itu waktu getar alami bangunan pada saat gempa maksimum berbeda dengan hasil analisa *eigen-value*. Waktu getar alami yang memperhitungkan kondisi in-elastis atau waktu getar efektif,  $T_e$ , dapat diperoleh dengan bantuan kurva hasil analisa *pushover*.



Gambar 2.6: Kurva *Pushover* (Dewobroto, 2005).

Untuk itu, kurva *pushover* diubah menjadi kurva bilinear untuk mengestimasi kekakuan lateral efektif bangunan,  $K_e$ , dan kuat leleh bangunan,  $V_y$ , kekuatan lateral efektif dapat diambil dari kekakuan secant yang dihitung dari gaya geser dasar sebesar 60% dari kuat leleh. Karena kuat leleh diperoleh dari titik potong kekakuan lateral efektif pada kondisi elastis ( $K_e$ ) dan kondisi in-elastis ( $\alpha K_e$ ), maka prosesnya dilakukan secara *trial-error*. Selanjutnya waktu getar alami efektif,  $T_e$  dihitung sebagai:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{k_e}}$$

Dimana  $T_i$  dan  $K_i$  adalah perioda alami awal elastis (dalam detik) dan kekakuan awal bangunan pada arah yang ditinjau.

#### 2.7.4 Analisa Riwayat Waktu

Kalkan (2006) mengatakan bahwasanya 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 (non linear) 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.

### **2.7.5 Pembebanan Struktur**

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.

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

- Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C
- Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural
- Desain struktural non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung
- Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 pada SNI 1726:2012 yang digunakan
- Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain
- Struktur bagian sistem peredaman
- Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkutnya

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

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

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

tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat untuk konstruksi rangka ringan.

## **2.8 Incremental Dynamic Analysis**

*Incremental Dynamic Analysis* (IDA) merupakan metode analisis komputasi beban gempa untuk melakukan penilaian menyeluruh terhadap perilaku struktur dibawah beban gempa. Metode ini digunakan untuk membangun hasil analisis bahaya seismik probabilistik untuk memperkirakan resiko seismik yang dihadapi oleh struktur (Faisal,2019).

IDA melibatkan beberapa analisis riwayat waktu nonlinier terhadap model struktural di bawah rangkaian catatan gerak tanah berdasarkan tingkat intensitas seismik yang berbeda. Tingkat penskalaan dipilih untuk memaksa struktur melewati keseluruhan kerentanan rentang perilaku dari elastis hingga inelastic dan akhirnya sampai ke kondisi ketidakstabilan global, dimana struktur mengalami keruntuhan.

## **2.9 Collapse Margin Ratio (CMR)**

*Collapse Margin Ratio* (CMR) diperkenalkan pada ATC-63 laporan (2010), yang didasarkan pada *Incremental Dynamic Analysis* (IDA), adalah indeks yang wajar untuk mengevaluasi ketahanan anti-runtuhnya seismik global struktur. Namun, beberapa isu yang terkait dengan penentuan CMR masih ada, misalnya pemilihan gerakan tanah, kriteria keruntuhan, parameter seismik, beberapa Eksitasi dukungan, dll.

Sebagai salah satu komponen inti dibahas dalam ATC-63 laporan, CMR didefinisikan sebagai rasio dari intensitas gerakan tanah tingkat runtuh, yaitu  $IM_{Collapse}$ , dengan intensitas maksimum dianggap gempa (MCE) gerakan tanah,  $IM_{MCE}$ . Saat ini, analisis runtuhnya kerapuhan struktur berdasarkan analisis dinamis kenaikan, telah menjadi fokus penelitian dari desain seismik berbasis kinerja (Zareian & Krawinkler, 2007). Dengan menggunakan data runtuh dari hasil IDA, kurva runtuhnya kerapuhan dapat didefinisikan melalui fungsi distribusi kumulatif (CDF), yang berkaitan gerakan tanah Intensitas dengan probabilitas

keruntuhan. Dalam makalah ini, *Collapse Margin Ratio* (CMR), dapat dihitung dari kurva runtuhnya kerapuhan, yang bisa dianggap sebagai jumlah  $IM_{MCE}$  harus ditingkatkan untuk mencapai runtuhnya bangunan dari gerakan tanah (ATC-63), dan dapat dihitung sebagai berikut:

$$CMR = \frac{IM_{Collapse}}{IM_{MCE}}$$



Gambar 2.7: Contoh perilaku bangunan baja selama aksi seismik.



Gambar 2.8: Lanjutan.

## 2.10 Program Ruaumoko

Program Ruaumoko dirancang oleh Prof. Athol J Carr, yang berasal dari University of Canterbury, New Zealand. Program ini dirancang untuk melakukan

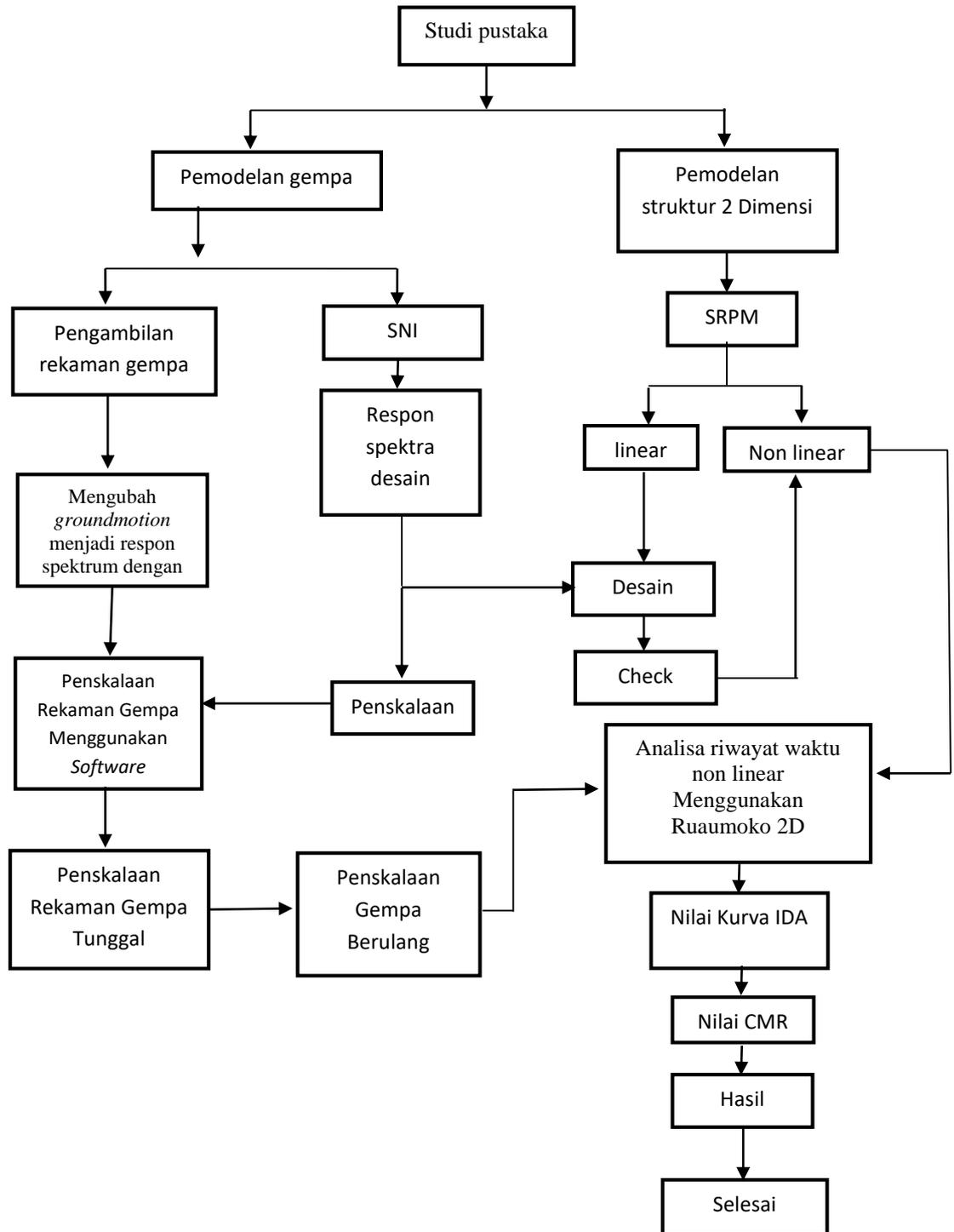
analisa struktur, seperti bangunan dan/atau jembatan, yang mengalami gempa dan eksitasi dinamis lainnya. Program ini digunakan untuk studi eksitasi gempa termasuk pemodelan sistem *base-isolation*. Program ini juga dapat digunakan untuk menganalisa *pushover*, baik statis maupun dinamis.

## **BAB 3**

### **METODE 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.

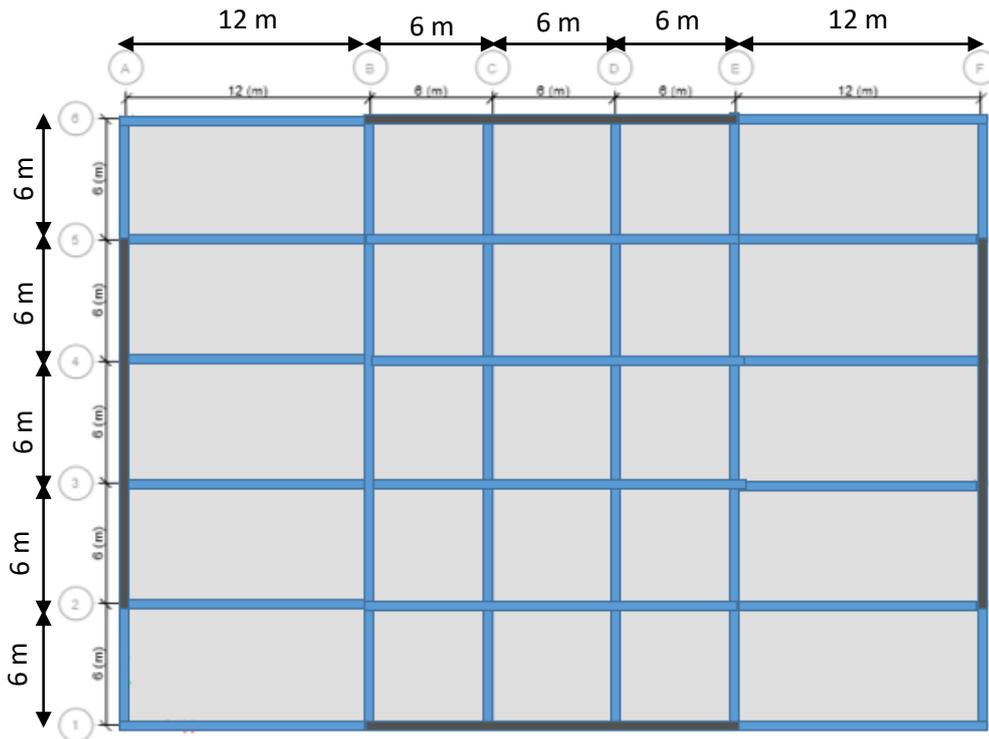
Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis dilakukan terhadap model dengan sistem rangka pemikul momen khusus pada bagian luar dan sistem rangka pemikul gravitasi pada bagian dalam. Model bangunan tersebut dianalisis secara Linear dan Non-Linear dengan menggunakan Metode 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. Kemudian nilai simpangan tersebut akan dibandingkan untuk setiap modelnya.

## **3.2 Pemodelan Struktur**

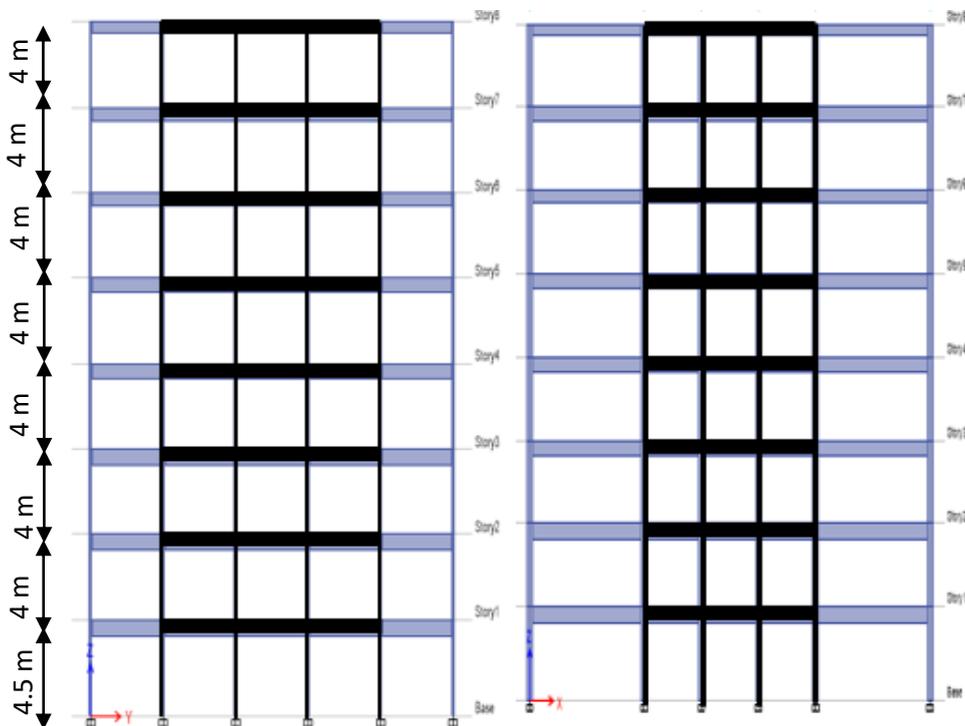
### **3.2.1 Data Perencanaan Struktur**

Adapun data perencanaan struktur yang digunakan pada keempat 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 struktur baja.
6. Mutu baja yang digunakan adalah ASTM A992
  - Kuat leleh minimum ( $f_y$ ) : 50 ksi (345 Mpa)
  - Kuat tarik minimum ( $f_u$ ) : 65 ksi (450 Mpa)



Gambar 3.2: Denah Struktur Model Lantai 8



Gambar 3.3: Gambar Proyeksi Struktur Model Lantai 8

### 3.2.2. 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

Tabel 3.1 Komponen Struktural Bangunan

Model Bangunan	Lantai	Kolom Interior	Kolom Eksterior	Balok
Lantai 8	1	W24X162	W24X131	W30X108
	2	W24X162	W24X131	W30X116
	3	W24X162	W24X131	W30X116
	4	W24X162	W24X131	W27X94
	5	W24X131	W24X131	W27X94
	6	W24X131	W24X131	W24X84
	7	W24X94	W24X94	W24X84
	8	W24X94	W24X94	W21X68

### 3.3. Analisis Struktur

#### 3.3.1. Analisis Dinamik Struktur Linier

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

#### 3.3.2 Pembebanan

Nilai beban gravitasi yang bekerja pada struktur bangunan adalah sebagai berikut :

- Beban Mati = 90 psf untuk semua lantai.
- Beban Hidup = 50 psf untuk lantai tipikal.
- Beban Hidup = 20 psf untuk atap

Beban Mati Tambahan = 25 psf untuk semua lantai.

### 3.4 Respon Spektrum Desain Gempa

#### 3.4.1 Respon Spektrum Desain Gempa Banda Aceh (Tanah Lunak)

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah lunak yang terletak di Kota Banda Aceh, kemudian dianalisis dengan 4 model yaitu Linear MCE dan DBE serta Non Linear MCE dan DBE.

Data-data respon spektrum linear yaitu

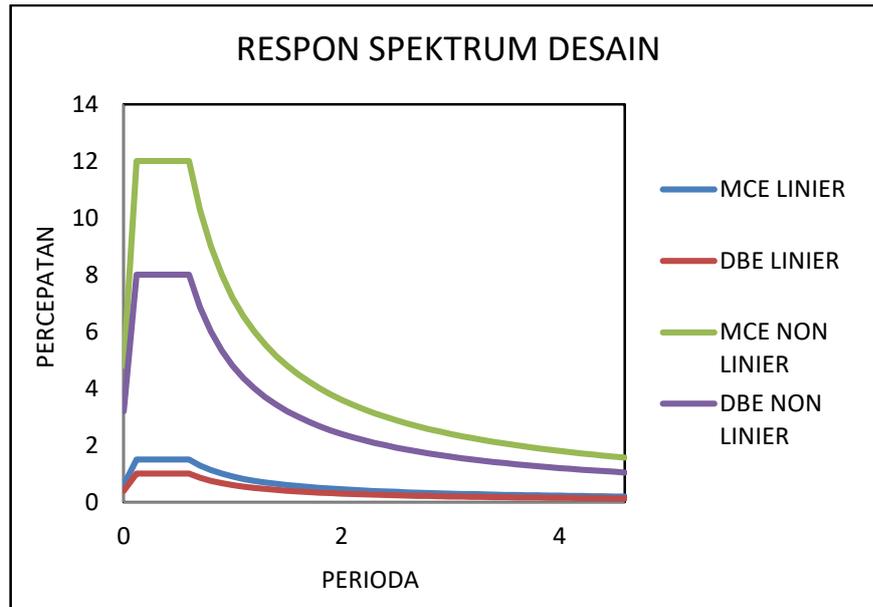
$$PGA = 0.6 \text{ g}, 0.4\text{g}(\text{Linear MCE\&DBE})$$

$$PGA = 4.8 \text{ g}, 3.2\text{g}(\text{Non Linear MCE\&DBE})$$

$S_s = 1.5 \text{ g}$  dan  $S_l = 0.6 \text{ g}$ . Adapun nilai-nilai tersebut yaitu:

- Nilai $F_a$	= 1.174
- Nilai $F_v$	= 2.689
- $S_{MS}$	= 1.761
- $S_{MI}$	= 1.6134
- $S_{DS}$ (MCE)	= 1.5
- $S_{DS}$ (DCE)	= 1
- $S_{DI}$ (MCE)	= 0.9
- $S_{DI}$ (DCE)	= 0.6
- $T_0$	= 0.12
- $T_s$	= 0.6
Nilai $S_a$	= 0.6

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



Gambar 3.4: 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, maka didapatkan untuk Faktor  $R=8$  nilai  $\rho = 1.3$  yang diperoleh dari kategori desain seismik D dan nilai  $S_{DS} = 1$ , maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.2 untuk faktor  $R=8$ .

Tabel 3.2: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai  $\rho = 1.3$ ,  $S_{DS} = 1$ .

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			

### 3.4.3 Groundmotion Records (Data Rekaman Gempa)

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

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 60 rekaman gempa diantaranya rekaman gempa tanpa *Pulse* (gempa biasa) dengan jarak *epicentral* diatas 20 km diambil sebanyak 20 data rekaman gempa dan rekaman gempa yang mengandung *Pulse* diambil sebanyak 40 rekaman. Untuk tipe tanpa *Pulse* (gempa biasa) dan

untuk tipe *pulse* data rekaman gempa diperoleh dari PEER NGA dan COSMOS seperti terlihat pada Tabel.

Tabel 3.3: Data gempa berulang

Nama <i>Groundmotion</i>	Stasiun	Magnitude
Northridge-01, Northridge-06	Cedar Hill	6.7, 5.3
Northwestchina-02, Northwestchina-01	Jiashi	6.1, 5.8
Northwestchina-02, Northwestchina-03	Jiashi	6.1, 5.9
Northwestchina-02, Northwestchina-04	Jiashi	6.1, 5.9
Coalinga-05, Coalinga-07	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.8, 5.2
Coalinga-05, Coalinga-06	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.8, 5.8
Coalinga-05, Coalinga-09	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.8, 5.3
Coalinga-08, Coalinga-09	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.2, 5.3
Umbria Marche, Umbria Marche-01	Nocera Umbra	5.7, 6
Umbria Marche, Umbria Marche (aftershock)	Nocera Umbra	5.7, 5.6
Umbria Marche-01, Umbria Marche (aftershock)	Nocera Umbra	6, 5.6
Livermore-01, Livermore-02	APEEL 3E Hayward CSUH	5.8, 5.42
Mammoth Lakes-01, Mammoth Lakes-03	Convict Creek	6.06, 5.91
Mammoth Lakes-01, Mammoth Lakes-04	Convict Creek	6.06, 5.7
Mammoth Lakes-01, Mammoth Lakes-05	Convict Creek	6.06, 5.7
Mammoth Lakes-01, Mammoth Lakes-06	Convict Creek	6.06, 5.94
Mammoth Lakes-04, Mammoth Lakes-05	Convict Creek	5.7, 5.7
Mammoth Lakes-01, Mammoth Lakes-02	Convict Creek	6.06, 5.69
Coalinga-08, Coalinga-07	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.2, 5.2
Kalamata Greece-01, Kalamata Greece-02	Kalamata	6.2, 5.4

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).

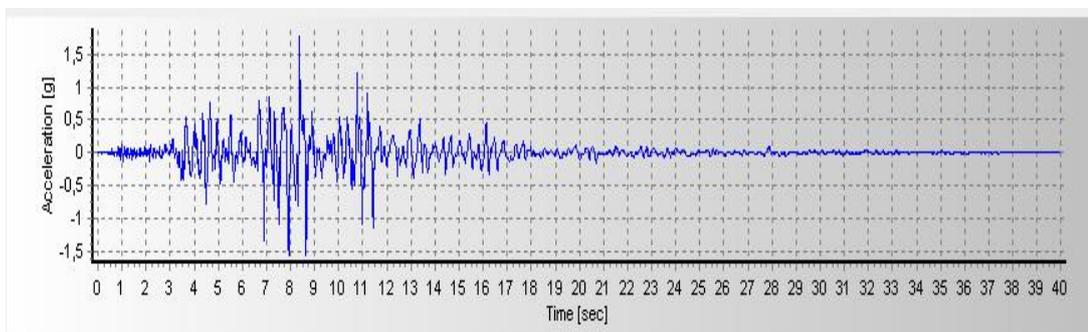
Selanjutnya data rekaman gempa yang diperoleh tersebut diskalakan terhadap respon spektrum desain. Pada proses penskalaan dibutuhkan data respon spektrum desain agar data rekaman gempa original disesuaikan dengan kondisi geologis pada Kota Banda Aceh (tanah lunak). Selain itu, rentang perioda alami ( $T$ ) juga dibutuhkan dalam proses penskalaan agar hasil skala lebih detail.

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

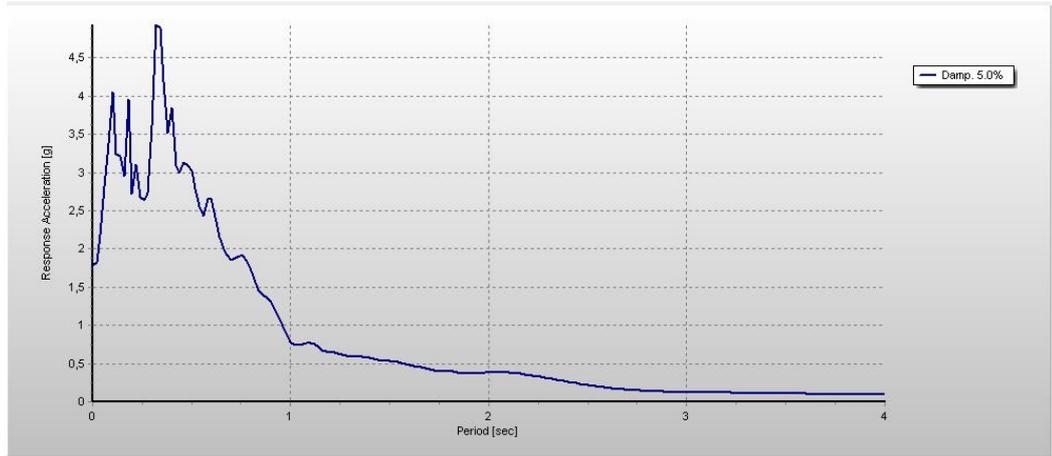
### 3.4.4 Analisis Respon Riwayat Waktu

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

- a. Pengambilan rekaman gempa dari PEER NGA dan COSMOS. Daerah- daerah rekaman yang diambil tertera pada tabel 3.3.
- b. Mengubah rekaman gempa menjadi respon spektrum dengan bantuan *software* *Seismosignal*. Hal ini dilakukan untuk memudahkan proses penskalaan.

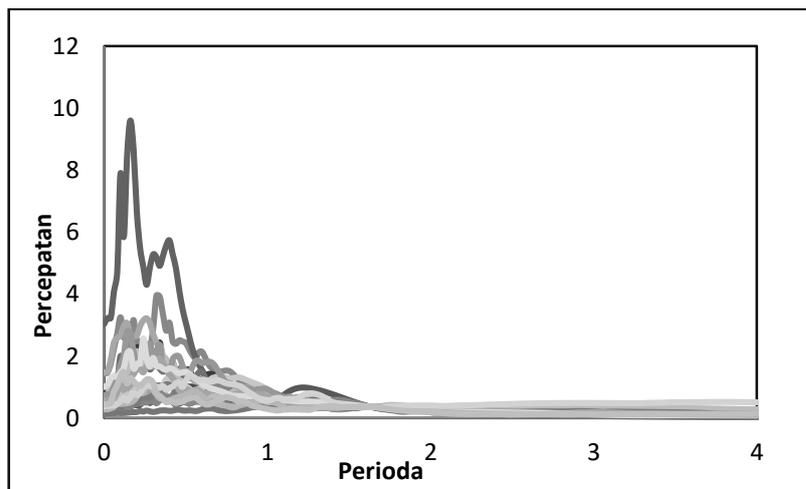


Gambar 3.5: Rekaman gempa Northridge-01 sebelum diubah menjadi respon spectrum.



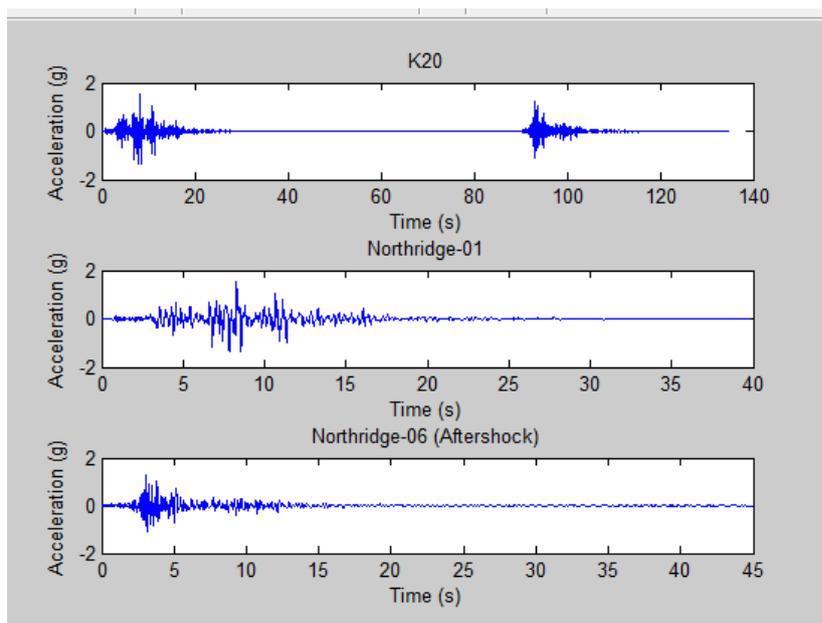
Gambar 3.6: Rekaman gempa Northridge-01 setelah diubah menjadi respon spectrum.

c. Mengubah rekaman gempa menjadi respon spektrum dengan bantuan *software Seismosignal*. Hal ini dilakukan untuk memudahkan proses penskalaan.

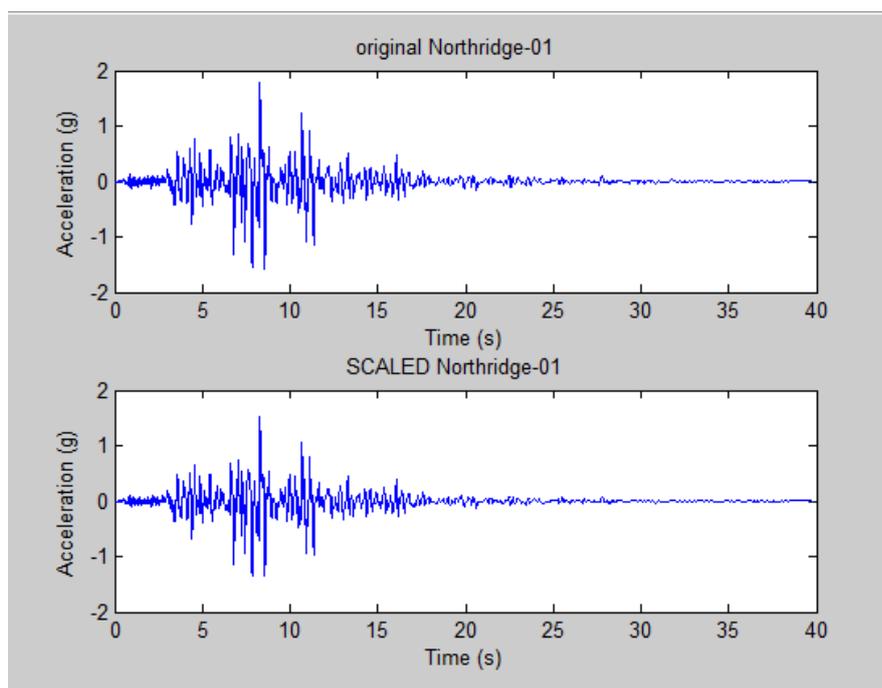


Gambar 3.7: Respon spektrum dengan 20 daerah gempa setelah diskalakan terhadap respon spektrum diindonesia (Banda Aceh).

d. Menskalakan rekaman gempa dengan menggunakan aplikasi komputer, rekaman gempa akan dijadikan gempa tunggal dan gempa berulang.



Gambar 3.8: Rekaman gempa Northridge-01 dan Northridge -06 setelah digabungkan, ini merupakan gempa berulang.



Gambar 3.9: Rekaman gempa Northridge-01 sebelum (gambar atas) dan setelah diskalakan (gambar bawah), ini merupakan gempa tunggal.

Data- data rekaman yang telah diskalakan dan digabungkan menggunakan aplikasi komputer akan digunakan sebagai input data pada analisis menggunakan RUAUMOKO2D.

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

- $I$  : Momen inersia penampang
- $E$  : Modulus elastisitas penampang
- $M_y$  : Momen leleh
- $M_c$  : Momen puncak
- $K_o$  : 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 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 Momen leleh ( $M_y$ )

Berdasarkan Metode FEMA, momen leleh yang digunakan sebagai *input* analisis nonlinear pada program RUAUMOKO2D versi 04 adalah momen maksimum pada analisis linier respon riwayat waktu menggunakan Program Analisa Struktur. Nilai tersebut sebelumnya diambil dari Program Analisa Struktur dan disesuaikan dengan sistem bangunan yang direncanakan. Pengambilan momen leleh diambil setelah menyesuaikan kurva kapasitas pada analisa beban dorong (*push over*), Dimana untuk melihat perilaku dari struktur yang direncanakan.

##### 3.5.2 Kapasitas Rotasi ( $\theta_p$ )

- 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).

##### 3.5.3 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.

### 3.5.4 Perencanaan Linear Berdasarkan AISC-2012

#### 3.5.4.1 Desain Kolom

Memastikan terlebih dahulu bahwa bentuk ukuran kolom dapat menahan kekuatan yang di perlukan antara tingkat dasar dan kedua. Tabel .. menunjukan rumus yang berlaku untuk penggunaan ASCE/SEI 7 untuk perhitungan beban.

Kombinasi beban untuk LRFD

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + pQ_E + 0.5I + 0.2S \quad (3.1)$$

Menghitung  $C_b$  menggunakan persamaan

$$M(x) = M_{u \text{ top}} - \left( \frac{M_{u \text{ top}} - M_{u \text{ bot}}}{L} \right) x \quad (3.2)$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \quad (3.3)$$

$$P_c = \phi_c P_n \quad (3.4)$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \geq 0,2 \quad (3.5)$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (3.6)$$

$$\phi_v V_n > V_u \dots \dots \dots (\text{ok}) \quad (3.7)$$

#### 3.5.4.2 Desain Balok

Berikut perumusan dalam desain balok dan beban kombinasi termasuk beban gempa pada persamaan dibawah ini.

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + 0.5L + 0.2S \quad (3.8)$$

$$M_0 = M_{u \text{ left}} \quad (3.9)$$

$$M_1 = M_{u \text{ right}} \quad (3.10)$$

$$(M_0 + M_1)^* = MD \quad (3.11)$$

$$C_b = 3.0 - \frac{2}{3} \left( \frac{M_1}{M_0} \right) - \frac{8}{3} \left| \frac{M_{CL}}{(M_0 + M_1)^*} \right| \quad (3.12)$$

$$F_{cr} = \frac{3.85\pi^2(29000\text{ksi})}{\left| \frac{30.0\text{ft}(\frac{12\text{in}}{\text{ft}})}{2.00\text{in.}} \right|^2} \quad (3.13)$$

$$M_n \leq M_p \quad (3.14)$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x \quad (3.15)$$

$$\phi_b M_n = M_0 \quad (3.16)$$

$$\phi_b V_n > V_u \quad (3.17)$$

### 3.5.5 Fragility Curve

$$\text{Probability} = \Phi \left\{ \frac{\ln \{RSA(T1) / \theta_{RSA(T1)}\}}{\sigma_{\ln(RSA(T1))}} \right\} \quad (3.18)$$

## **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 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 model 8 lantai didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak dibawah 15 %.

Untuk perhitungan tertera pada lampiran A3.

#### 4.2.2. Koreksi Gempa Dasar Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, kombinasi respon untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung ( $V_1$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala 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)
Lantai 8	Gempa X	2408,748	2154,45

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

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

Untuk perhitungan tertera pada Lampiran A5.

#### 4.2.3. Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan sub Bab 2.5.11, nilai gaya geser dengan redundansi 1 per lantainya harus dikoreksi dengan 35 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. Untuk perhitungan terdapat pada lampiran A6.

#### 4.2.4. Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

Nilai  $V_1$  dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum ( $V_i$ ) dapat dilihat pada Tabel 4.1. Kontrol Koreksi skala simpangan antar tingkat, yaitu:

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

Berdasarkan Tabel 4.2 Nilai  $V_t$  sb. x diperoleh :

Struktur	Arah Gempa	$V_t$ (KN)	$0,85 C_s W$	Cek
Lantai 8	Gempa X	2154,45	2047,435	Oke

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

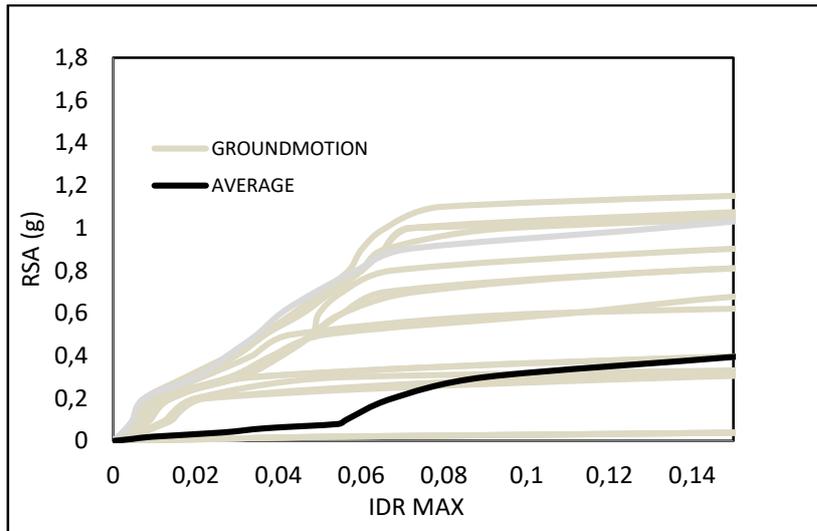
#### 4.2.5. Nilai Simpangan Gedung

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. Untuk hasil perhitungan terdapat pada lampiran A7.

### 4.3 Hasil Analisa Non Linier

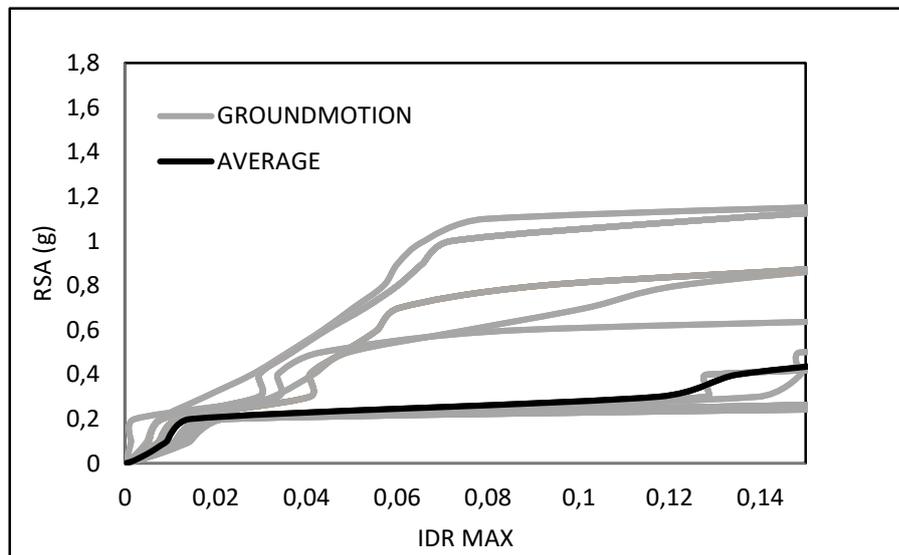
#### 4.3.1. *Incremental Dynamic Analysis (IDA)*

*Incremental Dynamic Analysis* yang di lakukan pada model struktur menghasilkan gambaran respon dan kapasitas dari struktur yang selanjutnya dapat digunakan untuk membentuk kurva keruntuhan struktur. Analisis IDA menggunakan 20 bentuk rekaman gempa terdapat pada Tabel 3.3 gempa berulang dan dapat dilihat pada Gambar 4.1 untuk model gempa berulang dan Gambar 4.2 untuk model gempa tunggal.



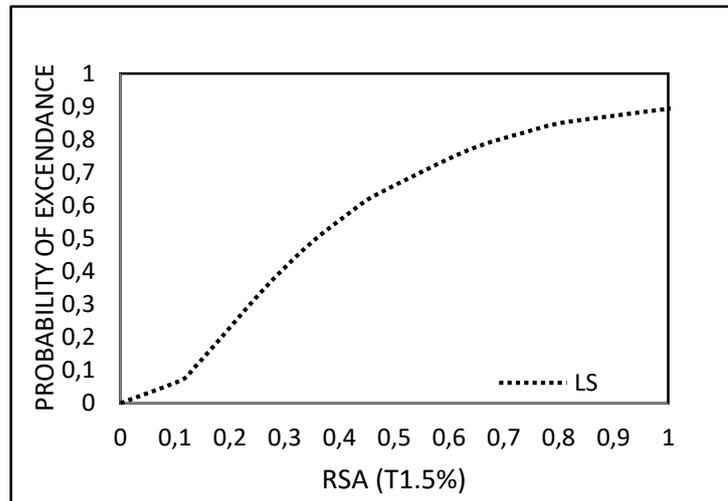
Gambar 4.1: Nilai rata-rata IDA (*Incremental Dynamic Analysis*) untuk struktur SRPM baja lantai 8 akibat gempa berulang dengan perbedaan nilai penskalaan *groundmotion*.

Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa pada penskalaan MCE Linear nilai IDA (*Incremental Dynamic Analysis*) pada gempa berulang yang mengalami tren yang lebih kecil diawal dan mengalami peningkatan yang tidak terlalu dominan dibanding dengan penskalaan *groundmotion* pada gempa berulang.

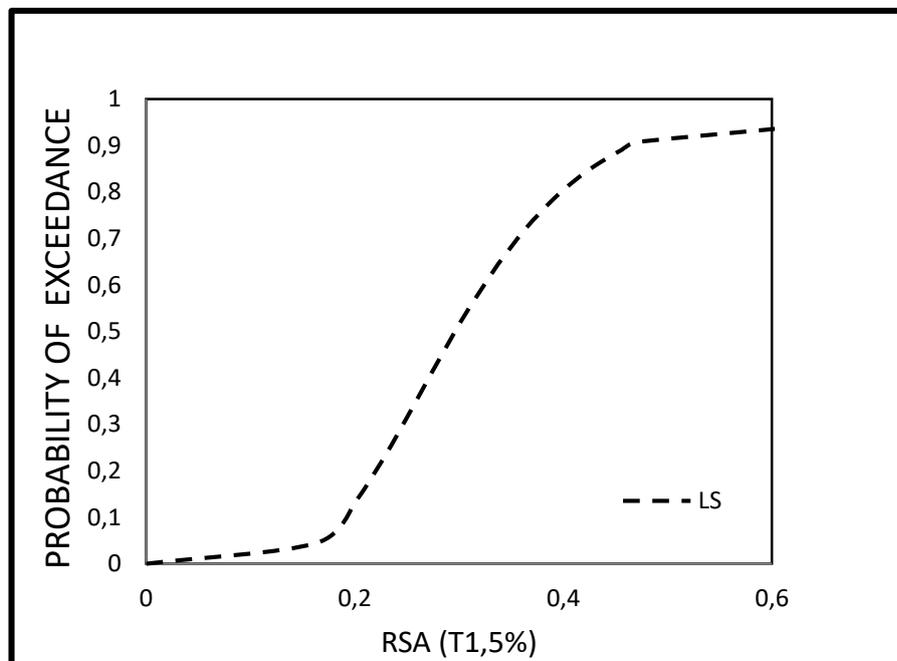


Gambar 4.2: Nilai rata-rata IDA (*Incremental Dynamic Analysis*) untuk struktur SRPM baja lantai 8 terhadap gempa tunggal dengan perbedaan nilai penskalaan *groundmotion*.

Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa pada penskalaan MCE nilai rata-rata IDA (*Incremental Dynamic Analysis*) akibat gempa tunggal memiliki nilai RSA (g) lebih kecil dibanding dengan hasil nilai penskalaan *groundmotion* yang lebih dominan.



Gambar 4.3: Grafik kurva kerapuhan untuk struktur SRPM baja lantai 8 terhadap gempa berulang dengan nilai penskalaan MCE terhadap *groundmotion*.

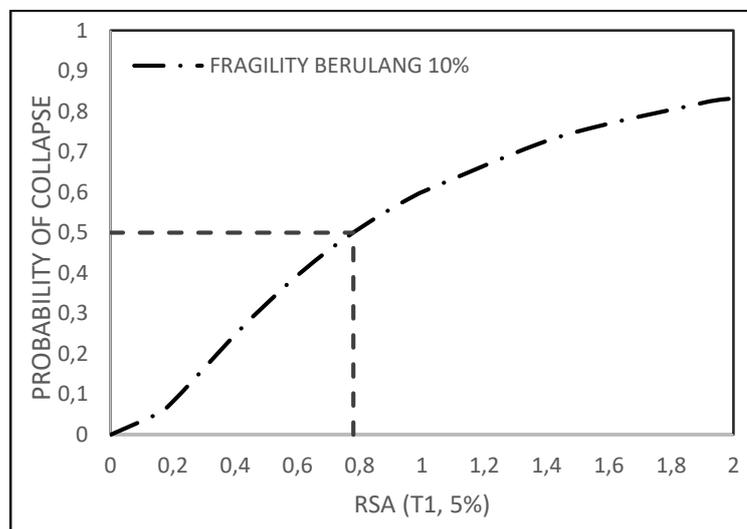


Gambar 4.4: Grafik kurva kerapuhan untuk struktur SRPM baja lantai 8 terhadap gempa tunggal dengan nilai penskalaan MCE terhadap *groundmotion*.

Pada Gambar 4.3 dapat dilihat bahwa gempa berulang mengalami tingkat keruntuhan lebih tinggi dibandingkan dengan gempa tunggal pada Gambar 4.4 dengan nilai RSA yang lebih kecil.

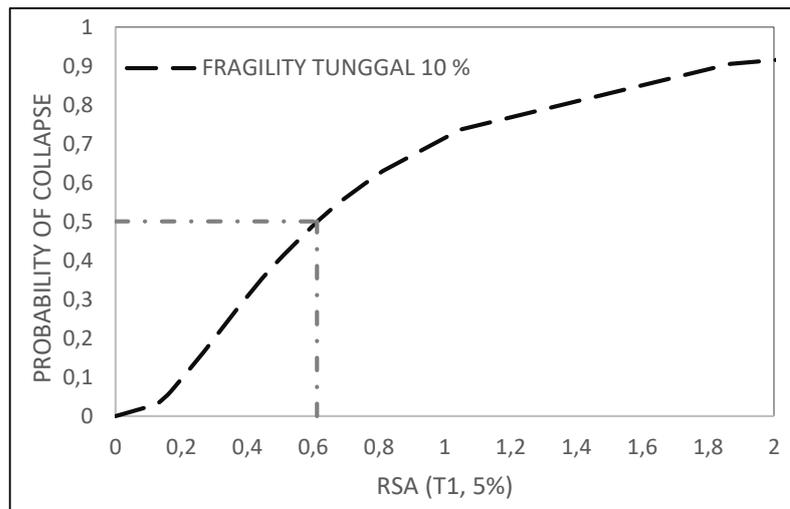
#### 4.3.2. Analisis *Probability of Collapse*

Dari proses *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) didapatkan nilai IDR ratio pada RSA tertentu yang kemudian akan digunakan dalam menganalisa probabilitas keruntuhan struktur gedung terhadap nilai RSA. Hasil Probabilitas keruntuhan struktur untuk gempa berulang dan gempa tunggal dapat dilihat pada Gambar 4.2.



Gambar 4.5: Grafik probabilitas keruntuhan terhadap gempa berulang untuk struktur SRPM baja lantai 8.

Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa nilai *probability of collapse* dengan penskalaan MCE yang diakibatkan oleh gempa berulang didapat nilai 0.8 atau 80% keruntuhan terhadap RSA(T1).

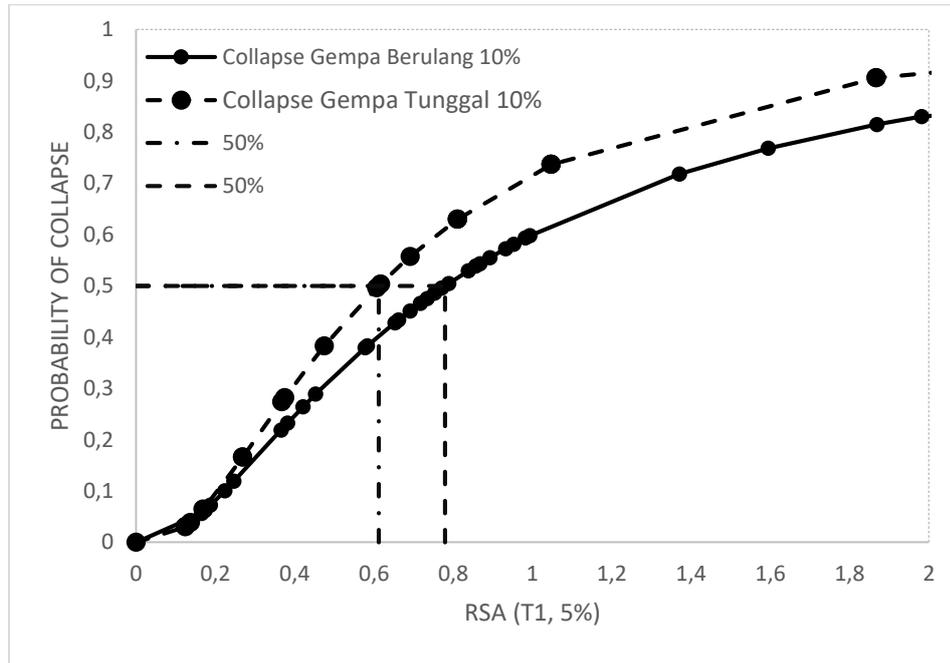


Gambar 4.6: Grafik probabilitas keruntuhan terhadap gempa tunggal untuk struktur SRPM baja rantai 8

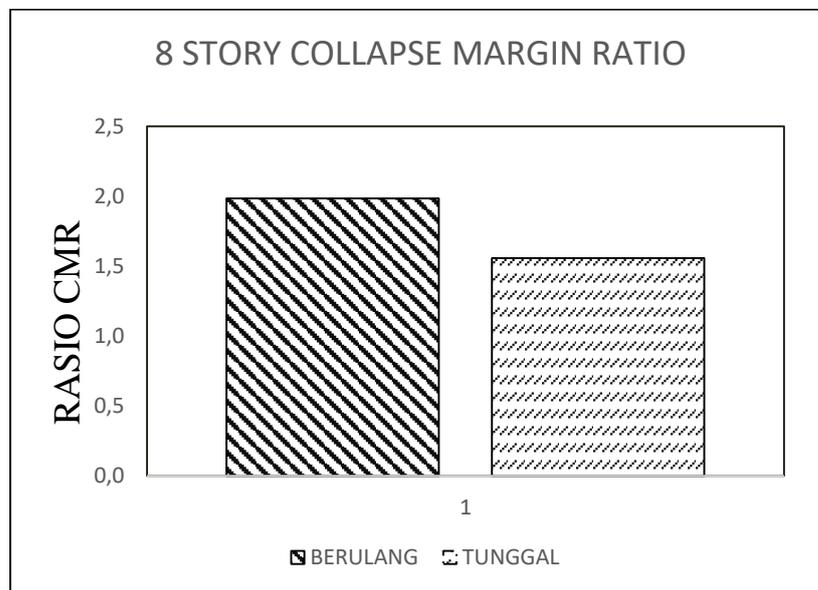
Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa akibat dari getaran gempa tunggal, pada penskalaan MCE nilai *probability of collapse* = 0.6 atau keruntuhan 60% terhadap nilai RSA( $T_1$ ). lebih kecil dari nilai *probability of collapse* pada gempa berulang.

#### 4.3.3. Collapse Margin Ratio

Setelah didapat nilai *probability of collapse* maka dapat dilakukan perbandingan nilai *collapse margin ratio* pada gempa berulang dan gempa tunggal. Dapat dilihat untuk nilai keruntuhan dengan nilai = 10 % dengan nilai median 50% pada gempa berulang dan gempa tunggal. Pada gempa berulang memiliki nilai RSA( $T_1$ ) yang lebih besar dari pada gempa tunggal. Pada gempa tunggal mengalami penurunan yang terhadap gempa berulang, tetapi gempa berulang memiliki nilai RSA( $T_1$ ) yang tidak terlalu jauh berbeda.



Gambar 4.7: Grafik nilai *Collapse Margin Ratio* perbandingan tingkat keruntuhan pada gempa berulang dan gempa tunggal.



Gambar 4.8: Diagram batang *Collapse Margin Ratio* nilai perbandingan pada gempa berulang dan gempa tunggal.

Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa berdasarkan diagram batang hasil analisis *collapse margin ratio* bahwa rasio akibat dari gempa tunggal penskalaan MCE lebih kecil dibandingkan dengan gempa berulang.

Tabel 4.3: Nilai perbandingan rasio *collapse margin ratio* pada gempa berulang dan gempa tunggal.

GEMPA	RSA	MCE	Median 50%	CMR
				RSAc/RSAmce
BERULANG	t1	0.393	0.779557	1.983605
TUNGGAL	t1	0.393	0.612145	1.557621

Pada tabel 4.3 terdapat nilai perbandingan *collapse margin ratio* untuk kedua jenis gempa dalam setiap penskalaannya. Besarnya kenaikan yang terjadi dapat dilihat dengan nilai gempa berulang yang lebih dominan dibandingkan gempa tunggal, dapat dilihat pada diagram batang Gambar 4.8.

## BAB 5

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisis linear dan non linear yaitu pembahasan mengenai perbandingan *incremental dynamic analysis* dan *collapse margin ratio* sistem rangka pemikul momen (SRPM) terhadap getaran gempa berulang dan gempa tunggal, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil analisa pada struktur terhadap rekaman gempa tunggal dan gempa berulang berdasarkan penskalaan MCE linear, didapati bahwa nilai *incremental dynamic analysis* pada gempa berulang mengalami tingkat keruntuhan yang lebih besar dari pada gempa tunggal pada penskalaan rekaman gempa.
2. Pada hasil analisa pada struktur terhadap rekaman gempa tunggal dan gempa berulang berdasarkan penskalaan MCE linier, didapati bahwa nilai *probability of collapse* pada gempa berulang mengalami tingkat kerapuhan sebesar 0.8 atau 80% tingkat keruntuhan terhadap nilai RSA(T1). Dibandingkan dengan gempa tunggal dengan nilai *probability of collapse* sebesar 0.6 atau 60% tingkat keruntuhan terhadap nilai RSA(T1). Dengan kesimpulan bahwa pada struktur gempa berulang lebih cepat runtuh dibandingkan dengan gempa tunggal yang dimodelkan terhadap 20 rekaman gempa tunggal dan 20 rekaman gempa berulang.

## **5.2. 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, jika terdapat hasil yang kurang sesuai pada analisa linier dan non linier diharapkan agar dapat diskusi dengan penulis. Apabila nilai yang didapatkan jauh dari hasil yang ada.
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

- Abdollahzadeh, G., Mohammadgholipour, A., & Omranian, E. (2018). Seismic evaluation of steel moment frames under Mainshock–aftershock sequence designed by elastic design and PBPD methods. *Journal of Earthquake Engineering*, 1-24.
- Amiri, S., & Bojórquez, E. (2019). Residual displacement ratios of structures under mainshock-aftershock sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 121, 179-193.
- ANSI, A. (2005). AISC 358–05 prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications. *American Institute of Steel Construction Inc., Chicago*.
- ANSI, A. (2012). AISC Seismic Design Manual. *American Institute of Steel Construction Inc., Chicago*.
- Badan Standarisasi Nasional (2012) Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Bazvand, S., Darvishan, E., & Ghodrati Amiri, G. (2019). Effect of degradation on collapse margin ratio of steel moment frames. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7(3), 218–228.
- Bhagat, S., Wijeyewickrema, A. C., & Subedi, N. (2018). Influence of Near-Fault Ground Motions with Fling-Step and Forward-Directivity Characteristics on Seismic Response of Base-Isolated Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 1-20.
- Budiono, B. dan Supriatna, L (2011) Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726:2002 dan SNI 1726:2012. Bandung: ITB.
- Di Trapani, F., & Malavisi, M. (2019). Seismic fragility assessment of infilled frames subject to mainshock/aftershock sequences using a double incremental dynamic analysis approach. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(1), 211-235.
- Departemen Pekerjaan Umum (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*, Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.
- Dewobroto, W. (2005). Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover. *Universitas Pelita Harapan*.
- Dewobroto, W. (2016). Struktur Baja Perilaku, Analisis & Desain–AISC 2010 Edisi ke-2. *Tangerang: Penerbit Jurusan Teknik Sipil UPH*.

Eftekhari, G., & Nouri, G. (2018). Seismic Performance Assessment of High-Rise Buildings with Different Lateral Load Resisting Systems Under Near-Field Earthquakes with Fling Step. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 42(4), 361-370.

Elkady, A., & Lignos, D. G. (2015). Effect of gravity framing on the overstrength and collapse capacity of steel frame buildings with perimeter special moment frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(8), 1289-1307.

Faisal, A., Denny, M. H., & Johannes, T. (2015). Pengaruh getaran gempa yang mengandung efek *pulse* dan tanpa mengandung *pulse* pada struktur tidak simetris sebidang. *Jurnal Dosen Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*.

Faisal, A. (2019). PERILAKU NONLINEAR STRUKTUR GEDUNG BAJA DENGAN BENTUK DENAH L, T DAN U AKIBAT GEMPA. *PROGRESS IN CIVIL ENGINEERING JOURNAL*, 1(1), 63-73.

Faisal, A., Majid, T. A., & Hatzigeorgiou, G. D. (2013). Investigation of story ductility demands of inelastic concrete frames subjected to repeated earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 44, 42-53.

Flores, F. X., Charney, F. A., & Lopez-Garcia, D. (2014). Influence of the gravity framing system on the collapse performance of special steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 101, 351-362.

<http://peer.berkeley.edu>.

<http://puskim.pu.go.id>.

<http://strongmotioncenter.org>.

Kalkan, E., dan Kunnath, K. (2006). Effects of Fling Step and Forward Directivity on Seismic Response of Buildings. *Earthquake Spectra*, 22(2), 367-390.

Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2011). Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, 137(11), 1291-1302.

Lignos, D. G., Hartloper, A. R., Elkady, A., Deierlein, G. G., & Hamburger, R. (2019). Proposed Updates to the ASCE 41 Nonlinear Modeling Parameters for Wide-Flange Steel Columns in Support of Performance-Based Seismic Engineering. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 145(9), 1-13. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002353](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002353)

Mazza, F., & Vulcano, A. (2014). Design of hysteretic damped braces to improve the seismic performance of steel and rc framed structures. *Ingegneria Sismica*, 31(1), 5-16.

- Ou, J P. (2012). Seismic Collapse Margin of Structures Using Modified Mode-based Global Damage Model. *15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*.
- Pawirodikromo, W., (2012), *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*, Pustaka Pelajar., Yogyakarta.
- Ruiz-García, J., & Aguilar, J. D. (2017). Influence of modeling assumptions and aftershock hazard level in the seismic response of post-mainshock steel framed buildings. *Engineering Structures*, 140, 437-446.
- Safety, L., & Prevention, C. (2017). ) شذیرورف ید نم یا هیشاح ت بسن شور ( Cmr هب هژیو ید دلاوف ید شمشخ ید اقا ید اهزل ید اهوت ماراپ ید بای زرا (  $\Omega$  ت مواقم هفاضا یرض و R حلا صاب یرض (, 50(2), 101–104.
- Sharif, V., & Behnamfar, F. (2012). Evaluating the effects of near-field earthquakes on the behavior of moment resisting frames. *Computational Methods in Civil Engineering*, 3(2), 79-91.
- Siswanto, B., & Salim, M., (2018), *Rekayasa Gempa*, K-Media, Yogyakarta.
- Song, R., Li, Y., & Van de Lindt, J. W. (2016). Loss estimation of steel buildings to earthquake mainshock–aftershock sequences. *Structural safety*, 61, 1-11.
- White, R. N., & Salmon, C. G. (1987). *Building structural design handbook*. Wiley-Interscience.

## LAMPIRAN

### A.1. Perhitungan Pembebanan Struktur

Dalam Tugas Akhir ini, jenis pembebanan yang digunakan adalah beban gravitasi.

Adapun beban gravitasi yang bekerja pada struktur tersebut adalah:

- Beban mati = 90 psf = 4,309 KN/m<sup>2</sup>
- Beban hidup
  - Pada lantai tipikal = 50 psf = 2,394 KN/m<sup>2</sup>
  - Pada atap = 20 psf = 0,957 KN/m<sup>2</sup>
- Beban mati tambahan = 25 psf = 1,197 KN/m<sup>2</sup>

### 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.

➤ Model 1

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 4,5 m
- Tinggi lantai tipikal : 4m
- H<sub>n</sub> : 32,5 m
- C<sub>u</sub> : 1,5
- C<sub>t</sub> : 0.0724
- x : 0,8

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

SYARAT PERIODA					
Arah	T <sub>a_min</sub> ( C <sub>t</sub> x h <sub>n</sub> <sup>x</sup> )	T <sub>a_max</sub> ( C <sub>u</sub> x T <sub>a_min</sub> )	T <sub>sap2000</sub>	T <sub>dipakai</sub>	KONTROL
X	1.6612	2.4918	2.2824	2.2824	OK

Berdasarkan Tabel L.1, periode alami struktur yang digunakan adalah batas periode maksimum yaitu 0,64 karena nilai periode pada Program Analisa Struktur lebih besar dari batas maksimum pada model tersebut.

### A.3. Modal Participating Mass Ratios

#### A.3.1. Modal Participating Mass Ratios Model 1

Tabel L.6: Hasil output *Modal Participating Mass Ratios* struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur (Model 1).

<b>Modal Participating Mass Ratios</b>				
<b>Case</b>	<b>Mode</b>	<b>Period</b>	<b>UX</b>	<b>SumUX</b>
MODAL	1	2.282461	0.79969	0.79969
MODAL	2	0.805605	0.12188	0.92157
MODAL	3	0.456869	0.03928	0.96085
MODAL	4	0.305521	0.0189	0.97975
MODAL	5	0.291874	0	0.97975
MODAL	6	0.246799	1.52E-05	0.97977
MODAL	7	0.228864	0.0105	0.99026
MODAL	8	0.187901	0	0.99026
MODAL	9	0.185739	0.00075	0.99101
MODAL	10	0.17953	0.00496	0.99597
MODAL	11	0.149381	0.00295	0.99892
MODAL	12	0.129412	0.00106	0.99998

Tabel L.7: Hasil selisih persentase nilai perioda

Mode	persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	64.705	not ok	ok
T2-T3	43.289	not ok	ok
T3-T4	33.127	not ok	ok
T4-T5	4.467	ok	not ok
T5-T6	15.443	not ok	ok
T6-T7	7.267	ok	not ok
T7-T8	17.898	not ok	ok
T8-T9	1.151	ok	not ok
T9-T10	3.343	ok	not ok
T10-T11	16.793	not ok	ok
T11-T12	13.368	ok	not ok

#### A.4. Berat Sendiri Struktur

##### A.4.1. Berat Sendiri Struktur

Tabel L.16: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur.

Story	Self weight
	(KN)
8	2373.19
7	2428.35
6	2435.73
5	2430.60
4	2429.05
3	2439.13
2	2439.13
1	2408.75
total	19383.938

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa berat total struktur untuk tersebut adalah 19383.938KN.

### 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.

❖ Untuk faktor R=8, Data struktur:

- $S_{D1}$  : 0,2
- $S_{DS}$  : 0,5
- R : 8,00
- $I_e$  : 1,00
- $S_1$  : 0,642
- T : 2,3005

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,5}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,0625 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Minimum} &= \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,5 \cdot 0,642}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,040125 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,2}{2,3005 \left(\frac{8,0}{1,0}\right)} = 0,010867 \end{aligned}$$

Tabel L.21: Nilai Cs yang digunakan untuk Model 1 (R=8).

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X	0,0625	0,010867	0,040125	0,018467

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

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,018467 \times 5812629,876$$

$$V = 63166,75 \text{ KN}$$

✓ Penentuan nilai  $k$

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, kadalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang,  $k = 1$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih,  $k = 2$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik,  $k$  harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 0,64 detik, maka dengan interpolasi linear nilai  $k$  adalah 1,07.

Tabel L.22: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 1 ( $R=8$ ).

lantai	berat $W_x$	tinggi lantai $h_x$	$W_x \cdot h_x^k$	Force	<i>Story Shear</i> ( $F_x$ )
8	2373,192	32,5	1716532,19	18653,822	18653,822
7	2428,353	28,5	1370118,29	14889,289	33543,111
6	2435,733	24,5	1032433,86	11219,619	44762,730
5	2430,599	20,5	735430,34	7992,036	52754,766
4	2429,054	16,5	487505,35	5297,796	58052,563
3	2439,130	12,5	289563,64	3146,733	61199,296
2	2439,130	8,5	139630,36	1517,385	62716,681
1	2408,748	4,5	41415,84	450,072	63166,753
TOTAL			5812629,876		

Berdasarkan Tabel L.22, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk struktur tersebut adalah 63166,753KN.

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

Tabel L.51: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor  $R=8$ .

Story	$V_x$	35% $V_x$ base dasar	Kontrol
8	18619,95262	108,29	ok
7	33482,82082	108,29	ok
6	44682,59184	108,29	ok
5	52660,45936	108,29	ok
4	57948,85784	108,29	ok

3	61090,0319	108,29	ok
2	62604,73612	108,29	ok
1	63054,00334	108,29	ok
Base	0	0	ok

### A.7. Nilai Simpangan Gedung

Tabel L.66: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R=8.

Tinggi Gedung (hi)	Lantai Gedung	Simpangan ( $\delta x_e$ - m)	Simpangan antar tingkat ( $(\delta * C_d) / I_e$ )	Syarat ( $\Delta a$ ) $0.02 * h_i$	Cek (Sb.X,Y) Story drift $< \Delta a$
32,5	8	0,026268	0,0162085	0,08	oke
28,5	7	0,023321	0,016093	0,08	oke
24,5	6	0,020395	0,017259	0,08	oke
20,5	5	0,017257	0,0184195	0,08	oke
16,5	4	0,013908	0,01848	0,08	oke
12,5	3	0,010548	0,0186945	0,08	oke
8,5	2	0,007149	0,0195525	0,08	oke
4,5	1	0,003594	0,019767	0,09	oke

Berdasarkan Tabel L.66: 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*)

Tabel L.81: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x.

Story	Kekakuan Total	$K_i / K_{i+1}$ (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT ( $K_r$ )	$K_i / K_r$ (%)
8	1742,160		-	-
7	1879,699	107,895	626,566	-
6	2083,333	110,833	694,444	-
5	2398,082	115,108	799,361	382,734
4	2906,977	121,221	968,992	418,605
3	3787,879	130,303	1262,626	473,864
2	5555,556	146,667	-	573,333
1	11494,253	206,897	-	910,345

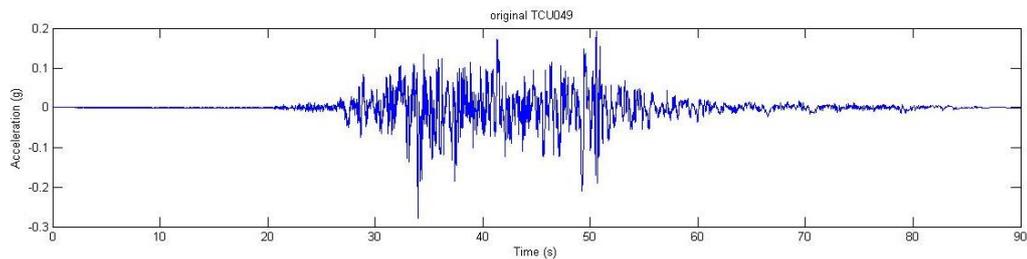
### A.9. Pengaruh Efek P-Delta

Tabel L.86: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R=8).

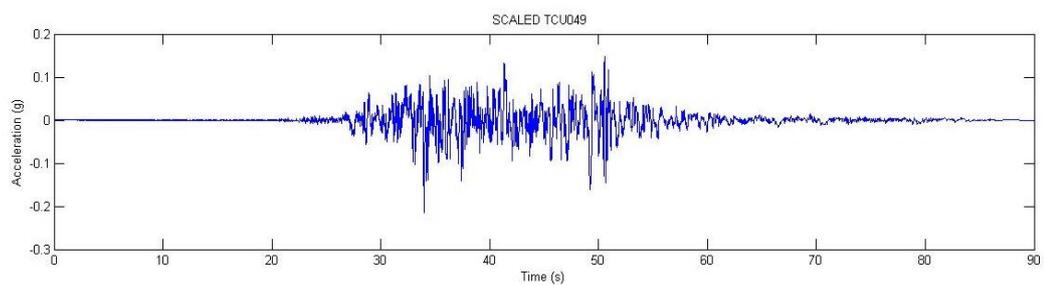
ARAH X								
Lantai	Tinggi	Interstory Drift	vu	beban kumulatif	le	Cd	Stability Ratio	CEK < 1
8	32,5	0,01621	18653,822	2434,788	1	5,5	0,000962	ok
7	28,5	0,01609	33543,111	4895,442	1	5,5	0,001068	ok
6	24,5	0,01726	44762,730	7356,096	1	5,5	0,001289	ok
5	20,5	0,01842	52754,766	9816,75	1	5,5	0,001558	ok
4	16,5	0,01848	58052,563	12277,404	1	5,5	0,001776	ok
3	12,5	0,01869	61199,296	14738,058	1	5,5	0,002046	ok
2	8,5	0,01955	62716,681	17198,712	1	5,5	0,002437	ok
1	4,5	0,01977	63166,753	19659,366	1	5,5	0,002796	ok

### A.10. Groundmotion (Rekaman gempa)

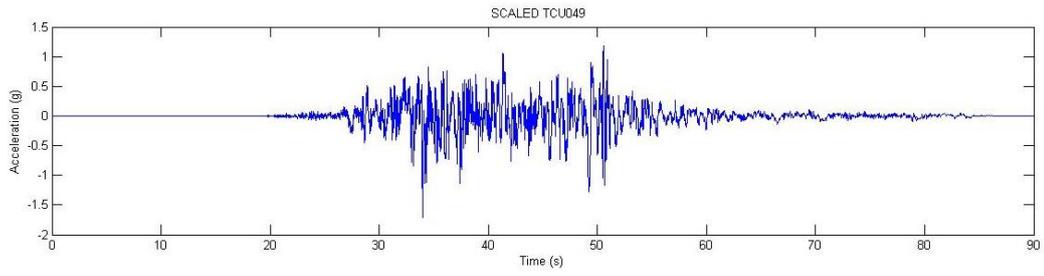
Terdapat 1 tipe *groundmotion* yang akan digunakan dalam tugas akhir ini yaitu tipe *groundmotion* tunggal dan *groundmotion* berulang 2 kali yang akan diskalakan berdasarkan penskalaan DBE linier, MCE, DBE non linier dan MCE non linier.



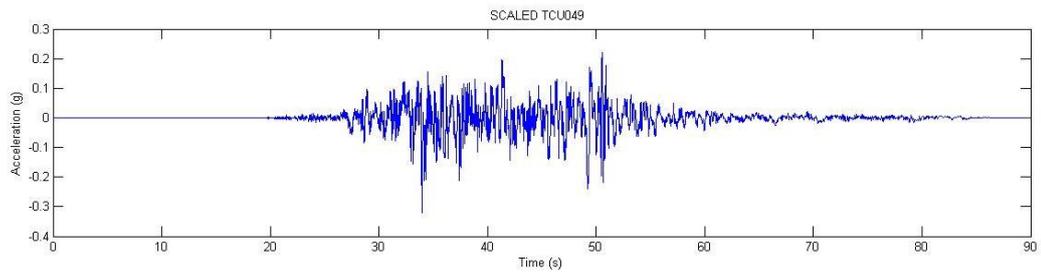
Gambar L.1: Rekaman gempa TCU049 California sebelum penskalaan.



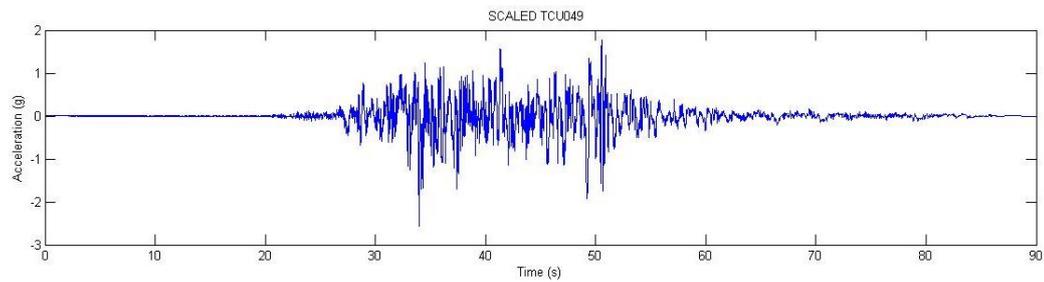
Gambar L.2: Rekaman gempa TCU049 sesudah penskalaan DBE linier.



Gambar L.3: Rekaman gempa Mammoth Lakes-01 California sesudah penskalaan DBE non linier.



Gambar L.4: Rekaman gempa TCU049 sesudah penskalaan MCE linier linier.



Gambar L.5: Rekaman gempa TCU049 sesudah penskalaan MCE non linier.

## A.11 Cek Profil

- Profil W30x108

### A.1. Cek Profil

- **Balok (W21 X 73)**

A	205	cm <sup>2</sup>	20500	mm <sup>2</sup>
I <sub>x</sub>	186060	cm <sup>4</sup>	1860600000	mm <sup>4</sup>
I <sub>y</sub>	6070	cm <sup>4</sup>	60700000	mm <sup>4</sup>
r <sub>x</sub>	54,5	cm	5,4500	mm
r <sub>y</sub>	301,6	cm	30,16	mm
S <sub>x</sub>	10500	cm <sup>3</sup>	10500000	mm <sup>3</sup>
S <sub>y</sub>	8560	cm <sup>3</sup>	8560000	mm <sup>3</sup>

### Dimensi Profil

d	758	mm	h	730,314
bf	266	mm	h <sub>o</sub>	744,157
tw	11,9	mm		
tf	13,843	mm		

Mutu Baja = F<sub>y</sub> = 345 MPa

#### Sayap

λ<sub>f</sub> 9,607744

#### Badan

λ<sub>w</sub> 61,370924

#### Batasan

λ<sub>p</sub> 9,149325  
λ<sub>r</sub> 24,07717

#### Batasan

λ<sub>p</sub> 90,53016  
λ<sub>r</sub> 137,2399

non  
kompak

Kompak

## Analisa Lentur

### Kondisi Leleh

Zx 4326904,8 mm<sup>3</sup>

Mn = Mp = 1,493E+09 N.mm

1492,7822 KN.m

### Kondisi Tekuk Torsi Lateral

- Panjang batang saat plastis

Lp 1278,0547 mm

1,2780547 m

-Panjang Kondisi

Residu

J 880646,6 mm<sup>4</sup>

c 1

r<sub>ts</sub> 46,37853 mm

L<sub>r</sub> 4272,56 mm

4,2725631 m

Lp 1,2780547 m

m Dengan satu pengekang lateral di tengah

L<sub>b</sub> 3

L<sub>r</sub> 4,2725631 m

Mu 1848,9719

L<sub>b</sub>/4 0,75

L<sub>b</sub>/2 1,5

3L<sub>b</sub>/4 2,25

### Analisa Geser

Cek Syarat

h/tw 42,016807

2.24\*(E/Fy)<sup>0.5</sup> 53,932862 oke

V<sub>n</sub> 1325255,4 N

1325,2554 KN

V<sub>u</sub> 629,223 KN

V<sub>u</sub>/ØV<sub>n</sub> 0,4747938 oke tidak perlu stifner

- Kolom W24X131

MB = -64,32 KN.m

MA = 340,55 KN.m 340550000 N.mm

Nu = 2905,46 KN

P<sub>gempa</sub> = 20,42 KN 4500 mm

$$L = 4,50 \text{ m}$$

### Section Properties

Ag	=	248 cm <sup>2</sup>	24800 mm <sup>2</sup>	d	=	622,3 mm
Ix	=	167900 cm <sup>4</sup>	1679000000 mm <sup>4</sup>	bw	=	327,66 mm
Iy	=	14240 cm <sup>4</sup>	142400000 mm <sup>4</sup>	tw	=	15,367 mm
rx	=	25,95 cm	259,5 mm	tf	=	24,384 mm
ry	=	7,55 cm	75,5 mm	h	=	573,532 mm
Sx	=	9555 cm <sup>3</sup>	9555000 mm <sup>3</sup>			
Sy	=	13300 cm <sup>3</sup>	13300000 mm <sup>3</sup>			

$$\text{Mutu Baja} = F_y = 345 \text{ MPa}$$

### 1. Efek

#### P-Δ

$$\Delta = 0,004635 \text{ m} \quad 4,635 \text{ mm}$$

$$H = 20418,75 \text{ N}$$

$$P_{mf} = P_{story} = 2905,46 \text{ KN} \quad 2905460 \text{ N}$$

$$P_u =$$

$$R_m = 0,85$$

$$P_{story} = 16850420,91 \text{ N}$$

$$B_2 = 1,208351965$$

$$M_r = 411,5042615 \text{ KN.m}$$

$$P_r = 3510,818299 \text{ KN}$$

### 1. Analisis Kekuatan Nominal Axial Tekan

Sayap

Batas

$$\lambda_s = 6.71875$$

$$\lambda_f = 13.48321555 \text{ (tidak langsing)}$$

Badan

Batas

$$\lambda_w = 37.32231405$$

$$\lambda_f = 35.87498422 \text{ (langsing)}$$

#### - Tekuk Lentur

$$k.l / r_{min} = 59.60264901 \text{ Batasan : } 4.71 * (E/F_y)^{0.5} = 113.4034736$$

$$K.L/r_{min} < 4.71 * (E/F_y)^{0.5}$$

Maka

$$F_{cr} = (0.658^{f_y/f_e}) * f_y$$

$$F_e = 555.0833077 \text{ Mpa}$$

Maka

$$F_{cr} = 265.9753192 \text{ Mpa}$$

$$\phi P_n = F_{cr} \cdot A_g = 5936.569124 \text{ KN}$$

- **Tekuk Torsi**

$$\begin{aligned} h_o &= 597,916 \text{ mm} \\ c_w &= 1,27271E+13 \text{ mm}^6 \\ K_z &= 1 \\ J &= 3890238,625 \text{ mm}^4 \\ G &= 77200 \text{ Mpa} \\ \\ F_e &= 845,3268102 \text{ Mpa} \\ \\ f_y/f_e &= 0,408126178 < 2,25 \\ \\ F_{cr} &= 290,8253931 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\phi P_n = F_{cr} \cdot A_g = 6491 \text{ KN}$$

Ambil  $\phi P_n$  minimum

$$\phi P_n = 5936,569124 \text{ KN} \quad \text{diambil dari nilai terkecil}$$

**3. Analisis Kondisi Lentur**

Sayap	Batas
$\lambda_s = 6.71875$	$\lambda_p = 9.149324835$ kompak
	$\lambda_r = 24.07717062$

Badan	Batas
$\lambda_w = 37.3223$	$\lambda_f = 90.53016152$ kompak

- **Kondisi Leleh (Yielding)**

$$\begin{aligned} Z_x &= 6040847 \text{ mm}^3 \\ M_n = M_p &= 2084092436 \text{ N.mm} \\ \phi M_n = M_p &= 11875.683192 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- **Kondisi Tekuk Torsi Lateral**
- **Kondisi Tekuk Lokal Sayap Tekan untuk Nonkompak**

$$L_b = 4500 \text{ mm} \quad M_n = -375715994,5 \text{ N.mm}$$

$$= -375.715994,5 \text{ KN.m}$$

$$L_p = 2133.198793 \text{ mm} \quad \phi M_n = -338,1443951 \text{ KN.m}$$

$$C = 1$$

$$R_{ts} = 66,74899616 \text{ mm}$$

$$L = 6726,024436 \text{ mm}$$

r

Kuat Nominal dari profil rencana adalah  $P_c = \phi P_n = 5936.569124 \text{ KN}$

$$M_c = \phi M_n = 1875.683192 \text{ KN.m}$$

Interaksi antara Axial dan lentur pada kolom

$$P_r/P_c = 0,591388431 > 0.2$$

$$P_r/2P_c + (M_{rx}/M_{cx} + M_{ry}/M_{cy}) = 0,515083216 < 1 \text{ (oke)}$$

LEMBAR ASISTENSI

NAMA : DICKY HENDRAWAN  
 NPM : 1607210147  
 JUDUL : "COLLAPSE MARGIN RATIO SRPM BAJA 9 LANTAI  
 AKIBAT GEMPA BERULANG"

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
-		Bab 1 perbaikan: Tjimen, Momen	Mh 03/02/20
-		lari ke Bab 2	
-		Buat model elastis	Mh 13/05/20
-		perbaikan Bab 2	
-		Cek hasil & perbaikan model	Mh 20/04/20
-		lari ke Bab 3	
-		Buat model non linear	Mh 18/05/20
-		analisis hasil model linear	
-		Cek hasil model non linear	Mh 23/06/20
-		Buat grafik 104	
-		perbaikan model non linear	Mh 20/07/20
-		Buat Bab 4	
-		analisis hasil output MTHA	Mh 15/08/20
-		Buat grafik Fragilitas	
-		CMR ??	Mh 25/09/20
-		Cek hasil & grafik	
-		perbaikan Bab 4	Mh 21/10/20
-		perbaikan tabel & grafik	

all the seminar, Mengikuti, 24/11/20  
 Pembimbing Tugas Akhir

*(Signature)*  
 (Dr. Ade Faisal, S.T, MSc, PhD)

## DAFTAR RIWAYAT HIDUP



### DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Dicky Hendrawan  
Panggilan : Dicky  
Tempat, Tanggal Lahir : Tanjung Morawa, 23 Desember 1997  
Jenis Kelamin : Laki-laki  
Alamat Sekarang : Jl. Dusun II Gang Jati, Desa Karang Anyar,  
Kecamatan Secanggang  
HP/ Telp.Seluler : 082362027936

### RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Induk Mahasiswa : 1607210147  
Fakultas : Teknik  
Program Studi : Teknik Sipil  
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara  
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri BA, No.3 Medan20238

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun Kelulusan
1	Sekolah Dasar	SD Negeri 105278	2010
2	SMP	SMP Negeri 2 Secanggang	2013
3	SMA	SMA Negeri 1 Secanggang	2016
4	S1	Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara	2020