

TUGAS AKHIR

**RASIO KERUNTUHAN STRUKTUR BAJA RANGKA
BERBRESING KONSENTRIS AKIBAT PENGARUH
GETARAN GEMPA MENGANDUNG *FLING***

(STUDI LITERATUR)

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

Disusun oleh:

JULIANA HELEN SINAMBELA
1807210148



UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2022**

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Juliana Helen Sinambela
NPM : 1807210148
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Rasio Keruntuhan Struktur Baja Rangka Berbresing
Konsentris Akibat Pengaruh Getaran Gempa Mengandung
Fling (Studi Literatur)
Bidang Ilmu : Struktur

DISETUJUI UNTUK DISAMPAIKAN KEPADA
PANITIA UJIAN SKRIPSI

Medan, 10 Oktober 2022

Dosen Pembimbing



Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc

LEMBAR PERNYATAAN DAN PERSETUJUAN

Kami yang bertanda tangan di bawah ini menerangkan bahwa skripsi yang berjudul “RASIO KERUNTUHAN STRUKTUR BAJA RANGKA BERBRESING KONSENTRIS AKIBAT PENGARUH GETARAN GEMPA MENGANDUNG *FLING*”

Ditulis oleh Mahasiswa/i yang bernama:

Juliana Helen Sinambela (NPM: 1807210148)

untuk kemudian disebut sebagai Pihak ke-1,

adalah benar merupakan sebagian hasil dari penelitian Dosen yang melibatkan Mahasiswa/i (Pihak ke-1) di bawah ini:

Judul penelitian: Rasio Keruntuhan Struktur Baja Rangka Berbresing Konsentris Akibat Pengaruh Getaran Gempa Mengandung *Fling*

Nama dosen : Ade Faisal, S.T., M.Sc., PhD (NIDN: 0123097203)

Jenis penelitian : ~~Dikti; UM/SU; Mandiri; Hibah lainnya.~~ (coret yang tidak perlu)

Nomor kontrak : (tidak diisi untuk Penelitian Mandiri)

untuk kemudian disebut sebagai Pihak ke-2.

Untuk itu Pihak ke-2 berhak mempublikasikan isi Skripsi seluruhnya tanpa harus meminta izin dari Pihak ke-1. Sedangkan Pihak ke-1 wajib meminta izin terlebih dahulu kepada Pihak ke-2 bila ingin mempublikasikan isi Skripsi ini.

Demikian Surat Pernyataan dan Persetujuan ini dibuat dengan sebenarnya tanpa ada paksaan dari pihak manapun.

Medan, 22 Oktober 2022

Yang membuat pernyataan dan persetujuan:

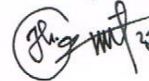
Pihak ke-2 (Dosen)

Pihak ke-1 (Mahasiswa/i)



(Ade Faisal, S.T., M.Sc., PhD)

NIDN: 0123097203



(Juliana Helen Sinambela)

NPM: 1807210148

Diketahui oleh:

Ketua Program Studi Teknik Sipil



(Assoc. Prof. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc, PhD)

NIDN: 0127047505

LEMBAR PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Juliana Helen Sinambela
NPM : 1807210148
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Rasio Keruntuhan Struktur Baja Rangka Berbresing
Konsentris Akibat Pengaruh Getaran Gempa Mengandung
Fling (Studi Literatur)
Bidang Ilmu : Struktur

Telah berhasil dipertahankan dihadapan 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, 10 Oktober 2022

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing



Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc

Dosen Penguji I




Tondi Amir Syah Putera, S.T., M.T

Dosen Penguji II



Rizki Efrida, S.T., M.T

Ketua Prodi Teknik Sipil



Assoc. Prof. Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T., M.Sc

LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Juliana Helen Sinambela
Tempat, Tanggal Lahir : Halado, 25 Juli 2000
NPM : 1807210148
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil

Menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul “Rasio Keruntuhan Struktur Baja Rangka Berbresing Konsentris Akibat Pengaruh Getaran Gempa Mengandung *Fling* (Studi Literatur)”.

Bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan nonmaterial, ataupun segala kemungkinan lain yang pada hakikatnya bukan merupakan karya tulis. Tugas Akhir saya secara orisinil dan otentik.

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

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

Medan, 10 Oktober 2022
Saya yang menyatakan,



Juliana Helen Sinambela

ABSTRAK

RASIO KERUNTUHAN STRUKTUR BAJA RANGKA BERBRESING KONSENTRIS AKIBAT PENGARUH GETARAN GEMPA MENGANDUNG *FLING* (STUDI LITERATUR)

Juliana Helen Sinambela

1807210148

Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc.

Gempa bumi merupakan salah satu masalah yang kerap menjadi tantangan bagi pembangunan gedung di dunia termasuk Indonesia, dimana gempa bumi sebagai pemicu gaya lateral sangat rentan terhadap gedung yang kurang fleksibel. Oleh karenanya, gedung dengan struktur baja dirancang berdasarkan SNI 1726:2019 menjadi salah satu solusi karena struktur baja lebih elastis dibandingkan dengan struktur beton bertulang. Selain itu, penambahan bresing pada struktur baja dapat menjadi sistem penahan gaya lateral yang baik. Pada tugas akhir ini dilakukan analisis nonlinier pada 3 model struktur baja bresing konsentris 2 dimensi (4, 8, dan 16 lantai). Tujuan dari Tugas Akhir ini yaitu melakukan analisis nonlinier untuk memperoleh nilai *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) dan *Collapse Margin Ratio* (CMR) untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa. Berdasarkan kurva IDR max diperoleh nilai RSA untuk 4 lantai sebesar 7,5 g yang mana nilai tersebut sekitar 3 kali lebih besar dibandingkan 8 lantai dengan nilai sebesar 2,69 g dan juga 16 lantai dengan nilai sebesar 2,64 g. Sehingga dapat dikatakan bahwa model 4 lantai memiliki kinerja keruntuhan paling baik dari ketiga model, serta model 8 dan 16 lantai masih rentan terhadap keruntuhan. Sedangkan hasil CMR yang diperoleh yaitu untuk gedung 4 lantai memiliki nilai sebesar 7,12, untuk 8 lantai dengan nilai sebesar 5,35, dan 16 lantai memiliki nilai sebesar 9,41 dimana nilai-nilai tersebut telah memenuhi syarat $ACMR > 1,52$.

Kata kunci: gempa *fling*, bresing konsentris, *Collapse Margin Ratio* (CMR), *Incremental Dynamic Analysis* (IDA).

ABSTRACT

FAILURE RATIO OF CONCENTRIC BRACED STEEL STRUCTURE DUE TO THE EFFECT OF EARTHQUAKE VIBRATION CONTAINING FLING (STUDY OF LITERATURE)

Juliana Helen Sinambela
1807210148
Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc.

Earthquakes are one of the problems that often become challenges for building construction in the world, including Indonesia, where earthquakes as a trigger for lateral forces are very vulnerable to buildings that are less flexible. Therefore, a building with a steel structure designed based on SNI 1726:2019 is one solution because steel structures are more elastic than reinforced concrete structures. In addition, the addition of braces to the steel structure can be a good lateral force resisting system. In this final project, nonlinear analysis was carried out on 3 models of 2-dimensional concentric braced steel structures (4, 8, and 16 floors). The purpose of this final project is to perform nonlinear analysis to obtain incremental dynamic analysis (IDA) and Collapse Margin Ratio (CMR) values to determine the collapse behavior of a building against earthquakes. Based on the IDR max curve, the RSA value for the 4-floor is 7,5 g, which is about 3 times greater than the 8th floor with a value of 2,69 g and also 16 floors with a value of 2,64 g. So it can be said that the 4-storey model has the best collapse performance of the three models, and the 8- and 16-floor models are still prone to collapse. While the CMR results obtained are for a 4-story building with a value of 7,12, for 8 floors with a value of 5,35, and for 16 floors it has a value of 9,41 where these values have met the ACMR requirements >1,52.

Keywords: fling earthquake, concentric braces, Collapse Margin Ratio (CMR), Incremental Dynamic Analysis (IDA).

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 “Rasio Keruntuhan Struktur Baja Rangka Berbresing Konsentris Akibat Pengaruh Getaran Gempa Mengandung *Fling* (Studi Literatur)”, sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

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

1. Bapak Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc selaku Dosen Pembimbing yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Tondi Amirsyah Putera, S.T., M.T selaku Dosen Penguji I yang telah banyak memberikan koreksi dan masukkan kepada penulis dalam proses penyelesaian Tugas Akhir ini.
3. Ibu Rizki Efrida, S.T., M.T selaku Dosen Penguji II dan juga Sekretaris Program Studi yang telah banyak memberikan koreksi dan masukkan kepada penulis dalam proses penyelesaian Tugas Akhir ini.
4. Bapak Assoc. Prof. Dr. Fahrizal Zulkarnain S.T., M.Sc selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
5. Bapak Munawar Alfansury Siregar, S.T., M.T selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah memberikan dan mengajarkan ilmunya kepada penulis.
7. Orang tua penulis Bapak Carles Sinambela dan Ibu Surle Manurung, serta saudara/i kandung penulis Betaria Sinambela, S.Pd, Esli Meliana Sinambela, Deni Warkiman Sinambela atas dukungan moril maupun materil dan kasih sayang tulus selama ini kepada penulis.

8. Teman-teman Earthquake Engineering Research Group dan Abangda Afiful Anshari, S.T yang telah banyak memberikan pemikiran dan inovasi dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
9. Teman khusus penulis, Rafli Fikri yang setiap hari mengantar-jemput penulis, selalu menemani dan membantu penulis dan juga meminjamkan laptop selama pengerjaan Tugas Akhir ini.
10. Diri sendiri yang tidak pernah menyerah sesulit apapun 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, 10 Oktober 2022

Juliana Helen Sinambela

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	ii
ABSTRAK	iii
<i>ABSTRACT</i>	iv
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR NOTASI	xiii
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Ruang Lingkup Penelitian	3
1.4 Tujuan Penelitian	4
1.5 Manfaat Penelitian	4
1.6 Sistematika Pembahasan	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Umum	6
2.2 Gempa Bumi	6
2.3 <i>Ground Motion</i> (Getaran Tanah)	7
2.4 <i>Respon Spektrum</i>	9
2.5 Prosedur Analisis	10
2.5.1 Analisis Statik Ekuivalen	10
2.5.2 Analisis Ragam <i>Spectrum Respons</i>	10
2.5.3 Analisis Riwayat Waktu	10
2.6 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019	11
2.6.1 Parameter Percepatan Gempa	11
2.6.2 Simpangan Lantai (<i>Drift</i>) Akibat Gempa	12
2.6.3 Karakteristik Bangunan Tahan Gempa	12
2.7 Gempa <i>Fling</i>	14

2.8	Material Baja	14
2.9	Sistem Rangka Bresing Konsentris (SRBK)	15
2.10	Pembebanan Struktur	17
2.11	Evaluasi kinerja seismik menurut metodologi FEMA P695	18
2.12	Periode fundamental struktur (T)	20
2.13	<i>Incremental Dynamic Analysis (IDA)</i>	20
2.14	<i>Collapse Margin Ratio (CMR)</i>	22
2.15	Program RUAUMOKO2D	24
BAB 3 METODE PENELITIAN		25
3.1	Umum	25
3.2	Pemodelan Struktur	26
3.2.1	Data Perencanaan Struktur	26
3.2.2	Dimensi Kolom dan Balok	30
3.3	Analisis Struktur	30
3.3.1	Analisis Dinamik Struktur Linear	30
3.3.2	Analisis Dinamik Struktur Non Linier	33
3.4	Desain Baja	41
3.4.1	Kekuatan Tarik	41
3.4.2	Kekuatan Tekan	41
3.4.3	Luas Netto Efektif	41
3.5	Pemodelan Sendi Plastis Balok	42
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN		45
4.1	Umum	45
4.2	Hasil Analisis Linier	45
4.2.1	Respon Spektrum Ragam	45
4.2.2	Koreksi Gempa Dasar Nominal	45
4.2.3	Koreksi Faktor Redundansi	46
4.2.4	Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	46
4.2.5	Nilai Simpangan Gedung	47
4.3	Hasil Analisis Nonlinier	47
4.3.1	<i>Incremental Dynamic Analysis (IDA)</i>	47
4.3.2	<i>Analisis Probability of Exceedance</i>	49

4.3.3 Analisis <i>Probability of Collapse</i>	53
4.3.4 <i>Collapse Margin Ratio (CMR)</i>	54
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	55
5.1 Kesimpulan	54
5.2 Saran	54
DAFTAR PUSTAKA	56
LAMPIRAN	58

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Struktur model rangka dengan bresing konsentris (Harris III & Speicher, 2015)	2
Gambar 2.1	a) Skema urutan kejadian gempa bumi, b) Penyebaran Gelombang Energi Gempa (Pawirodikromo, 2012)	7
Gambar 2.2	Rekaman gempa (<i>Ground motion records</i>) Gorkha, Nepal M7.8 April 2015 (Chopra, 1995)	8
Gambar 2.3	<i>Smoothed Response Spectrum</i> dari beberapa Gempa (Chopra, 1995)	9
Gambar 2.4	Tipikal kecepatan dan perpindahan rekaman gempa: a) far-fault, b) near-fault (forward directivity), dan c) near-fault (<i>fling-step</i>) (Kalkan & Kunnath, 2006)	14
Gambar 2.5	Diagram baja (Salim & Siswanto, 2018)	15
Gambar 2.6	Rangka bresing konsentris model Zahrai and Vosooq (Kachooee & Kafi, 2018), (b) Perubahan respon bresing konsentris apabila dikenakan gempa (Wang et al., 2021)	16
Gambar 2.7	Faktor kinerja seismik sebagaimana didefinisi oleh Metodologi FEMA P695 (Heshmati et al., 2021)	19
Gambar 2.8	a) <i>Incremental dynamic analysis</i> (IDA), b) penentuan <i>Collapse Prevention</i> pada kurva IDA (Heshmati et al., 2021)	22
Gambar 3.1	Bagan Alir Penelitian	25
Gambar 3.2	Denah bangunan untuk model 4 lantai, 8 lantai, dan 16 lantai	27
Gambar 3.3	Tampilan elevasi gedung: a) 4 lantai, b) 8 lantai, c) 16 lantai	29
Gambar 3.4	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2019 KotaGunung Sitoli dengan jenis tanah sedang	32
Gambar 3.5	Rekaman gempa Duzce Turkey sebelum diubah menjadi respon spektrum	36
Gambar 3.6	Rekaman gempa Duzce Turkey setelah diubah menjadi respon spektrum	36

Gambar 3.7	Rekaman gempa Duzce Turkey sebelum (gambar atas) dan setelah diskalakan (gambar bawah), ini merupakan gempa tunggal	36
Gambar 3.8	Nilai drift Gedung 4 lantai	38
Gambar 3.9	Grafik IDA gedung 4 lantai	39
Gambar 3.10	Nilai <i>collapse</i> dan <i>collapse prevention</i> gedung 4 lantai	40
Gambar 4.1	Nilai rata-rata IDA (<i>Incremental Dynamic Analysis</i>) struktur baja dengan bresing konsentris pada: (a) 4 lantai, (b) 8 lantai, (c) 16 lantai dan (d) Nilai rata-rata IDA untuk lantai 4, 8 dan 16 lantai	49
Gambar 4.2	(a) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 4 lantai, b) Grafik probabilitas collapse prevention keruntuhan 4 lantai, c) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 8 lantai, d) Grafik probabilitas collapse prevention keruntuhan 8 lantai, e) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 16 lantai, f) Grafik probabilitas collapse prevention keruntuhan 16 lantai	50
Gambar 4.3	Grafik perbandingan kurva kerapuhan saat collapse dan collapse prevention untuk bangunan: (a) 4 lantai, (b) 8 lantai, dan (c) 16 lantai	52
Gambar 4.4	Grafik <i>Probability of Collapse</i> untuk model 4, 8 dan 16 lantai.	53
Gambar 4.5	Diagram batang <i>Collapse Margin Ratio</i> nilai perbandingan 4, 8 dan 16 lantai	54

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Komponen struktural bangunan.	30
Tabel 3.2	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai $\rho=1.0$, $SDS = 1,0$.	32
Tabel 3.3	Data Rekaman Gempa Tunggal.	34
Tabel 4.1	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen (V) dan Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum <i>output</i> Program Analisis Struktur Vt	46
Tabel 4.2	Nilai koreksi skala simpangan antar tingkat.	46
Tabel 4.3	Nilai RSA (T1) untuk kondisi collapse (4%) dan kondisi collapse prevention (2%)	53
Tabel 4.4	Nilai perbandingan rasio <i>Collapse Margin Ratio (CMR)</i> untuk masing- masing lantai	54

DAFTAR NOTASI

SDOF	= <i>Single Degree Of Freedom</i>
MDOF	= <i>Multi Degree Of Freedom</i>
F_y	= Tegangan leleh
F_u	= Tegangan ultimate
MRF	= <i>Moment Resisting Frames</i>
CBF	= <i>Concentric Braced Frames</i>
S_I	= Percepatan batuan dasar pada perioda pendek
S_S	= Percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik
MCER	= <i>Maximum Considered Earthquake Ratio</i>
F_a	= Faktor amplifikasi getaran pada perioda pendek
F_v	= Faktor amplifikasi 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
ρ	= Faktor redundansi
PGA	= <i>Peak Ground Acceleration</i>
RSA T1	= <i>Response Spectra Acceleration T1</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 Masalah

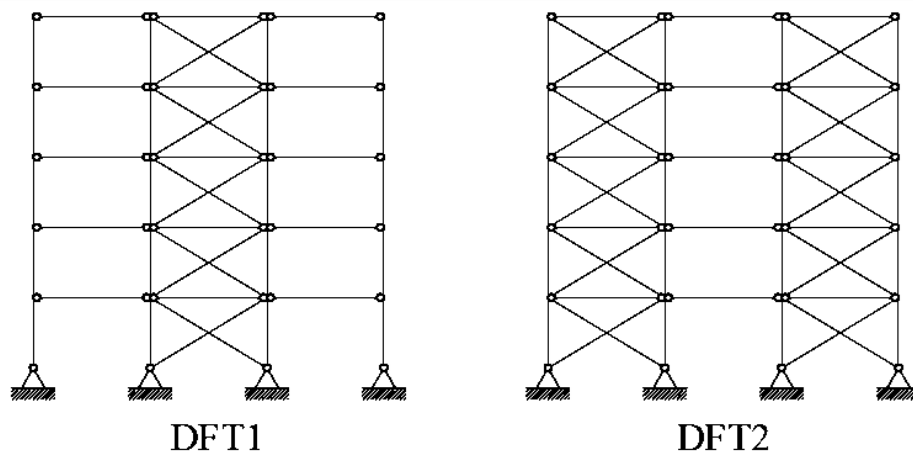
Ring of fire atau yang disebut dengan cincin api pasifik merupakan istilah untuk suatu daerah yang sering mengalami letusan gunung berapi aktif dan gempa bumi. Terdapat 33 wilayah di bumi yang masuk dalam cincin api pasifik termasuk Indonesia. Gempa bumi merupakan fenomena alam berupa getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi akibat adanya pelepasan energi dari kerak bumi secara tiba-tiba yang menciptakan gelombang seismik. Ini terjadi karena beban gempa bekerja melalui lapisan tanah yang bergerak siklis baik dalam arah horizontal maupun arah vertikal. Gerakan siklis ini akan menyebabkan bagian bawah suatu bangunan mengikuti gerakan lapisan tanah dimana bangunan tersebut berdiri.

Struktur suatu bangunan dituntut harus mampu menahan gaya-gaya vertikal (beban gravitasi) dan gaya-gaya horizontal (beban angin maupun beban gempa) baik gempa dengan skala tunggal maupun berulang. Dalam merencanakan suatu struktur bertingkat tahan gempa, salah satu hal yang perlu dipahami adalah konfigurasi bangunan dan pengaruhnya terhadap beban gempa. Perencanaan struktur harus sedetail mungkin sehingga bangunan yang direncanakan mampu menyumbangkan kekuatan terhadap gempa. Gedung yang memiliki ketahanan terhadap gempa dapat direncanakan dengan struktur baja berbresing.

Rangka penyangga baja adalah salah satu sistem struktural paling populer di gedung-gedung tinggi. Rangka bresing baja dikenal sebagai sistem seismik dengan ketahanan dan daktilitas yang dapat diterima yang digunakan di zona bahaya seismik tinggi (Naji & Khodaverdi Zadeh, 2019). Salah satu struktur bangunan baja dengan bresing yang dikenal dalam SNI 1726-2019 yaitu Sistem Rangka Bresing Konsentrik (SRBK) seperti tampak pada Gambar 1.1.

Sistem Rangka Bresing Konsentrik (*Concentrically Braced Frames, CBF*) merupakan pengembangan dari sistem portal tak berpengaku atau lebih dikenal dengan *Moment Resisting Frames (MRF)*. Sistem Rangka Bresing Konsentrik

dikembangkan sebagai sistem penahan gaya lateral dan memiliki tingkat kekakuan yang cukup baik. Hal ini bertolak belakang dengan sistem MRF yang hanya bisa digunakan sebagai penahan momen. Kekakuan sistem ini terjadi akibat adanya elemen pengaku yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi pada struktur. Sistem ini penyerapan energinya dilakukan melalui pelelehan yang dirancang terjadi pada pelat buhul. Sistem ini daktilitasnya kurang begitu baik sehingga kegagalannya ditentukan oleh tekuk bresing (Haris et al., 2019).



Gambar 1.1: Struktur model rangka dengan bresing konsentris (Harris III & Speicher, 2015).

Dengan adanya beban lateral yang timbul akibat beban gempa, maka diperlukan analisis terkait untuk memperhitungkan besarnya pengaruh beban gempa tersebut terhadap struktur yang direncanakan sehingga struktur yang direncanakan mampu menahan beban gempa dan memenuhi filosofi bangunan tahan gempa (Zachari & Turuallo, 2020).

Berdasarkan latar belakang masalah diatas maka peneliti tertarik untuk melakukan penelitian dengan judul "Rasio Keruntuhan Struktur Baja Rangka Berbresing Konsentris Akibat Pengaruh Getaran Gempa Mengandung *Fling*".

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah yang ditetapkan pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana pengaruh getaran gempa *Fling* pada bangunan berbresing konsentris terhadap nilai *Incremental Dynamic Analysis* (IDA)?
2. Bagaimana pengaruh getaran gempa *Fling* pada bangunan berbresing konsentris terhadap nilai *Collapse Margin Ratio* (CMR)?

1.3 Ruang Lingkup Penelitian

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

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan Struktur Baja Berbresing Konsentris 2 dimensi pada 4, 8 dan 16 lantai yang difungsikan sebagai gedung perkantoran, terdapat di daerah Gunungsitoli dengan jenis tanah sedang.
2. Perencanaan struktur baja, pembebanan serta gedung direncanakan berdasarkan:
 - Tata cara perencanaan struktur baja menggunakan Persyaratan Baja Struktural Untuk Bangunan Gedung SNI 1729:2020.
 - Beban gempa dan gedung direncanakan menggunakan Standar Perencanaan Tahan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 1726:2019.
3. Analisis menggunakan alat bantu berupa program yaitu:
 - Program Analisis Struktur, untuk menganalisis tahap desain (Analisis *Pushover* & Respon Spektrum Linear).
 - PEER NGA, COSMOS untuk mendapatkan rekaman gempa.
 - SEISMOSIGNAL untuk mengubah *Ground Motion* menjadi Respon Spektrum.
 - Aplikasi komputasi numerik, untuk menskalakan *Ground Motion*.
 - Aplikasi analisis riwayat waktu Nonlinear untuk menganalisis tahap evaluasi (Analisis Riwayat Waktu Nonlinear) yang hanya ditinjau secara 2 dimensi.
4. Parameter yang ditinjau:

- Linear adalah semua aspek yang harus dikontrol sesuai dengan SNI 1726:2019.
- Nonlinear:
 - *Incremental Dynamic Analysis* (IDA)
 - *Collapse Margin Ratio* (CMR)

1.4 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan penulisan yang ditetapkan pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Untuk mengetahui pengaruh getaran gempa *Fling* pada bangunan berbresing konsentris terhadap nilai *Incremental Dynamic Analysis* (IDA).
2. Untuk mengetahui pengaruh getaran gempa *Fling* pada bangunan berbresing konsentris terhadap nilai *Collapse Margin Ratio* (CMR).

1.5 Manfaat Penelitian

Dari hasil perencanaan pada pemodelan Struktur Baja dengan Sistem Bresing Konsentris, maka diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat untuk mengetahui bagaimana cara merencanakan struktur gedung baja dengan sistem Bresing Konsentris apabila mengalami gempa *Fling*.

1.6 Sistematika Pembahasan

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

BAB 1 PENDAHULUAN

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, analisis struktur baja Sistem Rangka Bresing Konsentris dan konsep tentang kekuatan bangunan baja terhadap gempa yang terjadi.

BAB 3 METODE PENELITIAN

Bab ini akan menampilkan bagaimana metodologi penelitian yang digunakan dari awal sampai akhir penelitian dan penjelasan mengenai cara memodelkan dan mendesain struktur bangunan baja dengan Sistem Rangka Bresing Konsentris terhadap gempa yang terjadi dengan menggunakan Program Analisis Struktur dan RUAUMOKO2D versi 04.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

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

BAB 5 KESIMPULAN

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

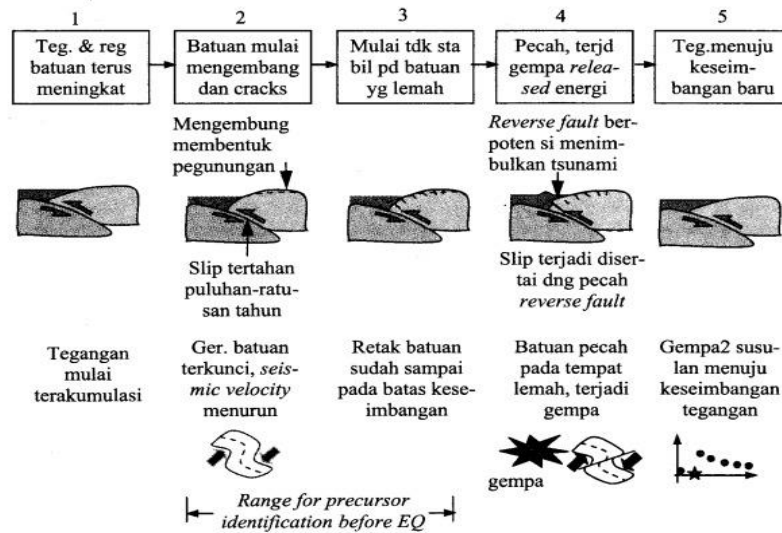
Bab ini akan membahas mengenai teori-teori dasar dan syarat-syarat serta ketentuan yang berhubungan dalam perencanaan struktur bangunan yang akan dianalisis, seperti struktur baja, teori gempa, sistem struktur penahan gempa, tata cara perencanaan bangunan tahan gempa berdasarkan SNI 1726:2019, dan teori-teori terkait lainnya yang berhubungan dengan perhitungan atau analisis data yang diperlukan dalam Tugas Akhir ini.

2.2 Gempa Bumi

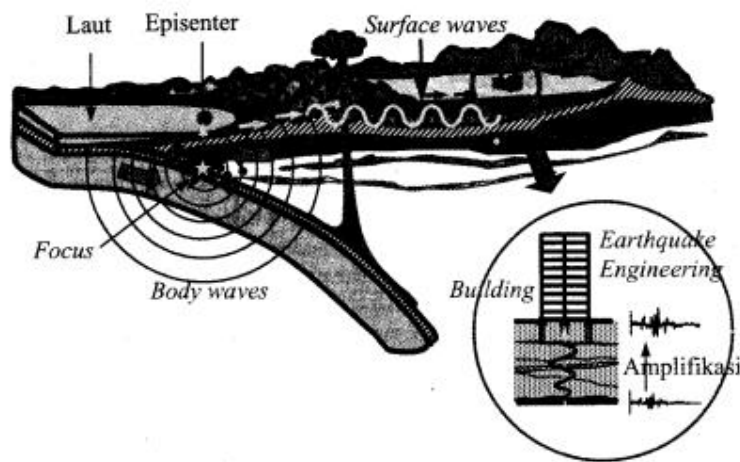
Gempa bumi (*earthquake*) adalah suatu gejala fisik yang ditandai dengan bergetarnya bumi dengan berbagai intensitas. Getaran gempa dapat disebabkan oleh banyak hal antara lain peristiwa vulkanik, yaitu getaran tanah yang disebabkan oleh aktivitas desakan magma ke permukaan bumi atau meletusnya gunung berapi. Gempa yang terjadi akibat aktivitas vulkanik ini disebut gempa vulkanik. Gempa vulkanik terjadi di daerah sekitar aktivitas gunung berapi, dan akan menyebabkan mekanisme patahan yang sama dengan gempa tektonik (Salim & Siswanto, 2018).

Dalam bukunya, (Pawirodikromo, 2012) menjelaskan bahwa kerusakan-kerusakan yang timbul akibat gempa bumi dapat dikategorikan menjadi dua bagian pokok, yaitu kerusakan pada bangunan-bangunan di atas tanah dan kerusakan lingkungan fisik pada permukaan/dalam tanah itu sendiri. Kerusakan pada bangunan-bangunan di atas tanah sering mendapat pemberitaan yang lebih dominan daripada kerusakan lingkungan tanah secara fisik. Kerusakan-kerusakan tanah secara fisik tersebut misalnya adalah terjadinya penurunan tanah (*settlement*), salju longsor/tanah longsor atau problem-problem lain pada keseimbangan lereng (*landslides and slope stability problems*), batu longsor (*rock slides*), batu jatuh (*rockfalls*) dan likuifaksi (*liquefactions*). Pawirodikromo

menggambarkan skema urutan kejadian gempa bumi dan penyebaran gelombang energi gempa seperti pada Gambar 2.1 berikut ini.



(a)



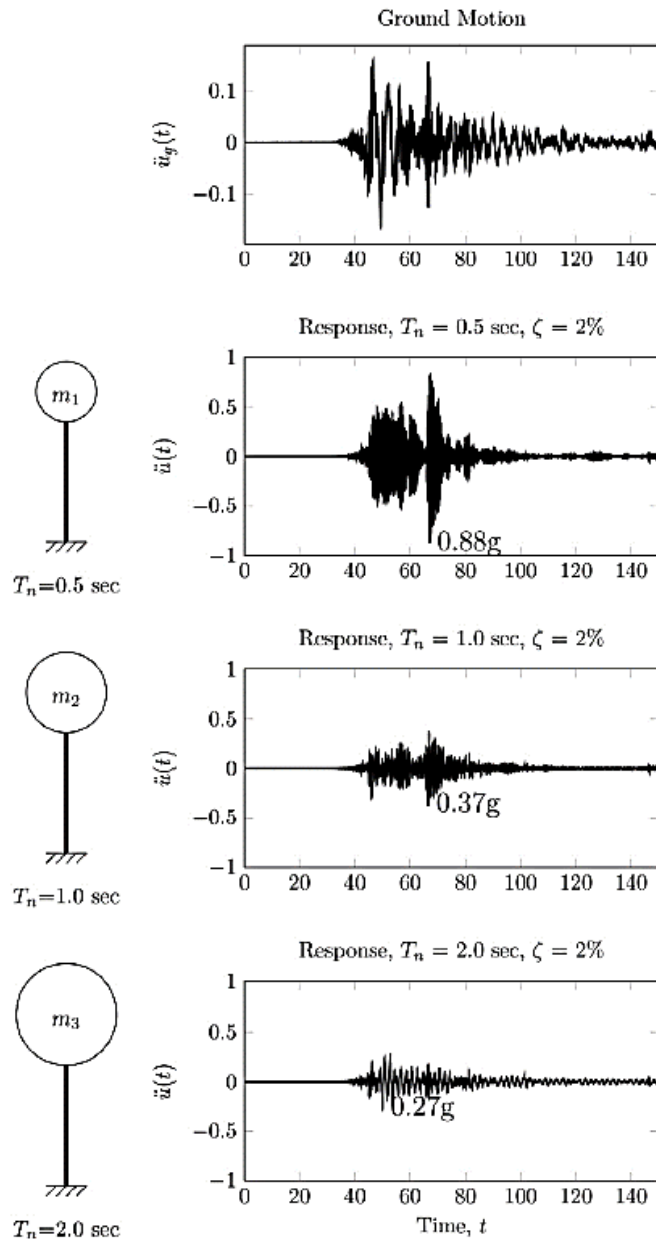
(b)

Gambar 2.1: a) Skema urutan kejadian gempa bumi, b) Penyebaran Gelombang Energi Gempa (Pawirodikromo, 2012).

2.3 Ground Motion (Getaran Tanah)

Ground Motion adalah pergerakan permukaan bumi yang diakibatkan adanya gempa atau ledakan. Dalam ilmu teknik gempa, *Ground Motion* juga populer dengan sebutan *Strong Motion* untuk lebih menekankan pada percepatan tanah akibat gempa daripada respon-respon tanah yang lain. Pada umumnya, pengertian

pergerakan tanah akibat gempa lebih banyak ditujukan pada percepatan tanah. Khususnya untuk keperluan teknik, percepatan tanah akibat gempa merupakan data yang sangat penting (Pawirodikromo, 2012). Contoh rekaman *Ground Motion* dapat dilihat pada Gambar 2.2 berikut ini,

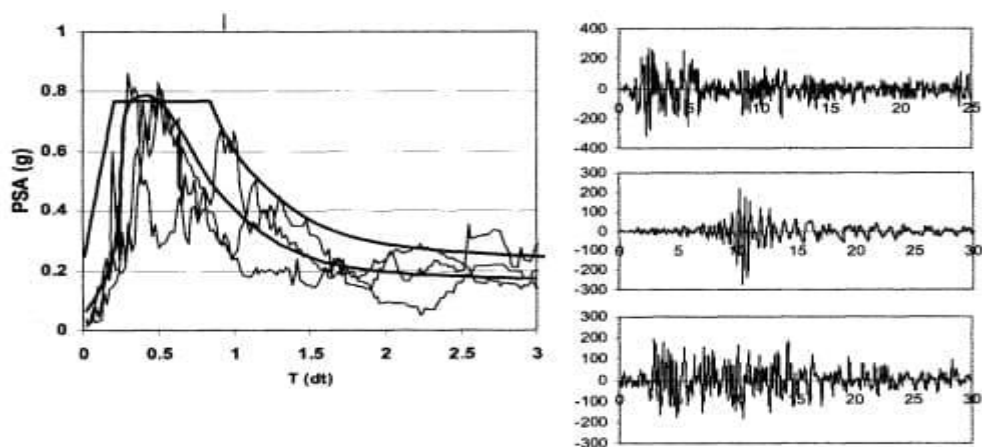


Gambar 2.2: Rekaman gempa (*Ground motion records*) Gorkha, Nepal M7.8 April 2015 (Chopra, 1995).

2.4 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 *Response Spectrum*. Respon spektrum adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur T terhadap respon-respon maksimumnya untuk suatu rasio redaman dan beban gempa tertentu (Pawirodikromo, 2012).

Respon 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. Respon spektrum elastik adalah suatu spektrum yang didasarkan atas respon elastik struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF) berdasarkan rasio redaman dan beban gempa tertentu. Respon spektrum inelastik juga disebut desain Respon Spektrum, yaitu spektrum yang diturunkan berdasarkan *Elastic Response Spectrum* dengan tingkat daktilitas tertentu (SNI 1726:2019). Adapun contoh respon spektrum dapat dilihat pada gambar 2.3 berikut.



Gambar 2.3: *Smoothed Response Spectrum* dari beberapa Gempa (Chopra, 1995).

2.5 Prosedur Analisis

2.5.1 Analisis Statik Ekuivalen

Analisis beban statik ekuivalen adalah suatu cara analisis statik struktur, dimana pengaruh gempa pada struktur dianggap sebagai beban-beban statik horizontal untuk menirukan pengaruh gempa yang sesungguhnya akibat gerakan tanah. Untuk struktur bangunan gedung beraturan, pengaruh gempa rencana pada analisis beban statik ekuivalen ragam getar 1 dianggap dominan.

2.5.2 Analisis Ragam *Spectrum Respons*

Analisis ragam *spectrum respons* yaitu suatu cara analisis untuk menentukan respons dinamik struktur gedung yang berperilaku elastik penuh terhadap pengaruh suatu gempa melalui suatu metoda analisis yang dikenal dengan analisis ragam spektrum respon, dimana respon dinamik total struktur gedung tersebut didapat sebagai superposisi dari respon dinamik maksimum masing-masing ragamnya yang didapat melalui spektrum respon gempa rencana (Akbar dkk, 2017).

2.5.3 Analisis Riwayat Waktu

Metode analisis riwayat waktu memerlukan data gempa besar tipikal yang umumnya terjadi di luar lokasi bangunan. Gerakan gempa masukan berupa gelombang akselerasi dengan amplitudo yang dimodifikasi berdasarkan wilayah frekuensi (*Frequency Zone*), sehingga sesuai akselerasi standar respon spektra. Dalam metode analisis riwayat waktu dilakukan dengan menganalisis potensi gempa lokasi struktur bangunan berdasarkan data respon spektra lokasi dan data gempa yang sudah terjadi (Abidin dkk, 2018). Prosedur dalam analisis respon riwayat waktu dibagi menjadi dua yaitu prosedur riwayat waktu linear dan prosedur riwayat waktu Nonlinear.

Menurut Pangestu (2017), analisis respon dinamik riwayat waktu linear adalah suatu cara analisis 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 analisis ragam. Sedangkan, analisis riwayat waktu nonlinier adalah analisis yang mereproduksi perilaku sebenarnya dari suatu struktur di bawah gaya rekaman *Ground Motion*.

Rekaman *Ground Motion* yang memadai penting untuk melakukan analisis Riwayat Waktu dengan benar dan gerakan tanah yang tercatat riil umumnya dimodifikasi atau diskalakan untuk analisis semacamnya. Tuntutan untuk memodifikasi dan mengukur *Ground Motion* riwayat waktu ke target bahaya dari situs yang perlu diperhatikan untuk penilaian teknik penskalaan dan pencocokan yang tersedia. Apalagi pedoman peraturan gempa tidak mempertimbangkan pengaruh durasi pada respons seismik struktur (Samanta dan Pandey, 2018).

Respon spektrum dengan redaman 5% dari gempa aktual yang diambil akselerogramnya sebagai percepatan gempa masukan harus mempunyai nilai rata-rata percepatan spektral respon desain (S_a) yang hampir sama dengan respon spektrum rencana (redaman 5%) pada periode 0,2T hingga 1,5T (Amirchoupani, Abdollahzadeh, dan Hamidi, 2020).

2.6 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019

2.6.1 Parameter Percepatan Gempa

Parameter S_S (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan S_I (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respon spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada pasal 14 SNI 1726:2019 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2% dalam 50 tahun) dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Bila $S_I \leq 0,04g$ dan $S_S \leq 0,15g$, maka struktur bangunan boleh dimasukkan ke dalam kategori desain seismik A dan cukup memenuhi persyaratan.

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

respon percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs.

2.6.2 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, antara lain:

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 getaran gempa.

Penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya.

2.6.3 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 diprediksi secara tepat (Budiono & Supriatna, 2011). Berikut yang termasuk bangunan tahan gempa adalah sebagai berikut :

1. Apabila gempa ringan terjadi, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan, baik komponen non-struktural maupun komponen strukturalnya.
2. Apabila gempa sedang terjadi, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non-struktural, akan tetapi komponen struktural tidak boleh rusak.
3. Apabila gempa kuat terjadi, bangunan boleh mengalami kerusakan, baik komponen non-struktural maupun struktural, akan tetapi penghuni bangunan

harus tetap selamat, artinya sebelum bangunan runtuh masih cukup waktu bagi penghuni bangunan untuk keluar ke tempat 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 & 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

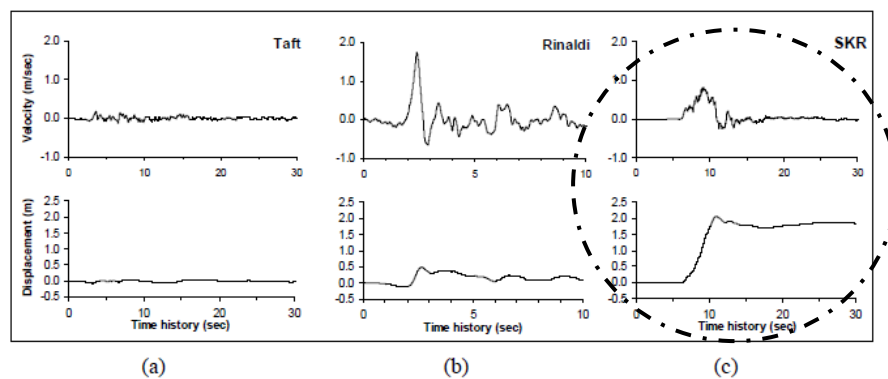
(collapse). Tujuan utama dari keadaan batas ini adalah untuk menyelamatkan jiwa manusia.

2.7 Gempa Fling

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

1. Mekanisme gempa.
2. Arah rambatan patahan relatif terhadap site.
3. Kemungkinan terjadinya perpindahan permanen akibat patahan.

Menurut (Kalkan & Kunnath, 2006), respon struktur terhadap gerakan tanah akibat gempa dekat dapat dikategorikan kedalam dua perbedaan pola riwayat perpindahan yang bergantung pada proses kehancuran dan efek *directivity* yang sesuai dengan proses kehancuran batuan. Rekaman gempa *fling* dapat dilihat pada gambar 2.4 berikut.



Gambar 2.4: Tipikal kecepatan dan perpindahan rekaman gempa: a) far-fault, b) near-fault (forward directivity), dan c) near-fault (*fling-step*) (Kalkan & Kunnath, 2006).

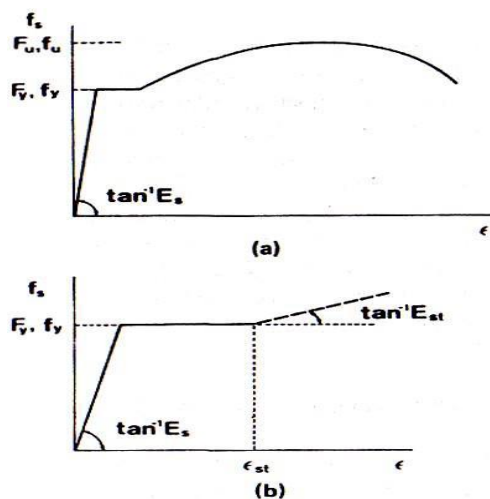
2.8 Material Baja

Material konstruksi paling populer saat ini adalah baja, material ini merupakan komponen utama dari bangunan-bangunan di dunia, khususnya bangunan tinggi (Lukmansa, 2015). Dikarenakan sifatnya yang daktail pemilihan

material baja sangat tepat untuk struktur bangunan tahan gempa. Keunggulan konstruksi baja adalah sebagai berikut:

1. Mempunyai kekuatan yang tinggi.
2. Keawetan yang tinggi, sifat elastis, daktilitas baja yang tinggi.
3. Pemakaian baja sebagai material konstruksi adalah kemudahan penyambungan antar elemen yang satu dan yang lainnya menggunakan alat sambung las atau baut.

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. Diagram baja dapat dilihat pada gambar 2.5 dibawah ini.



Gambar 2.5: Diagram baja (Salim & Siswanto, 2018).

2.9 Sistem Rangka Bresing Konsentris (SRBK)

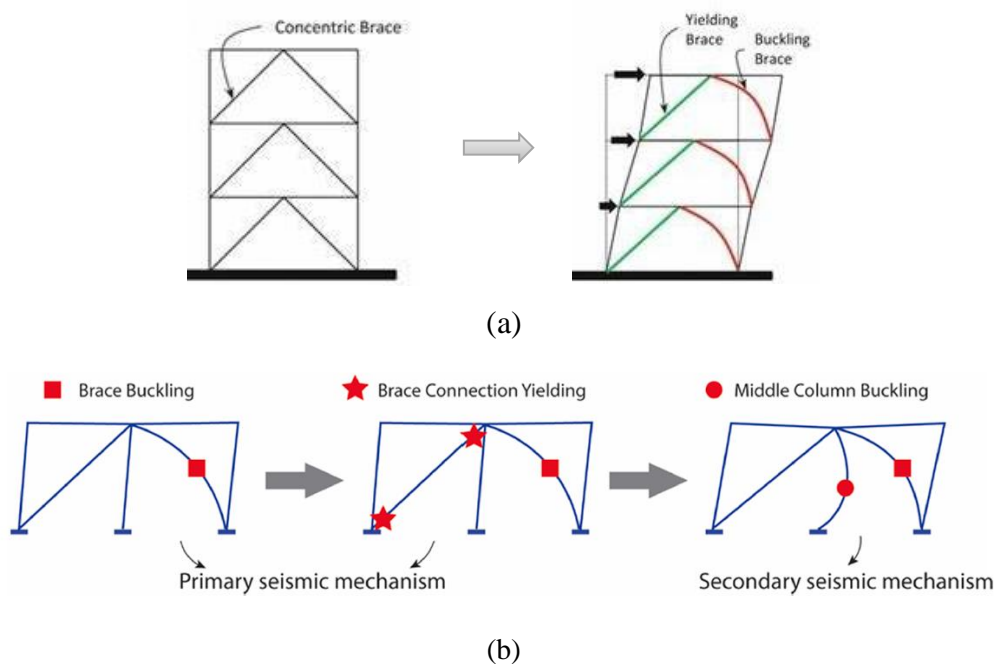
Special Concentrically Braced Frame (SCBF) adalah sistem penahan gaya gempa yang efektif dan lazim yang umum digunakan pada bangunan bertingkat rendah. Jenis sistem struktur ini menggunakan bresing baja untuk memberikan kekakuan dan kekuatan yang dibutuhkan untuk menghilangkan energi gempa (Naji & Khodaverdi Zadeh, 2019).

(Sizemore et al., 2019) menyatakan sistem seperti SCBF sangat bergantung pada daktilitas untuk pencegahan keruntuhan. Secara implisit, SCBF

mengandalkan berbagai faktor untuk pencegahan keruntuhan pada satu sumber tertentu. Faktor-faktor tersebut meliputi:

1. Daktilitas inheren, yang mungkin berasal dari balok, kolom, bresing, atau sambungan bahkan ketika elemen-elemen ini tidak dirinci secara eksplisit untuk mengalami deformasi inelastis.
2. Kekuatan lebih yang melekat, yang mungkin berasal dari kekuatan lebih material, dari faktor beban dan tahanan, atau sebagai konsekuensi dari ukuran komponen struktur diskrit yang meningkatkan kapasitas elastis melebihi apa yang diperlukan.
3. Kapasitas cadangan yang didefinisikan sebagai kapasitas penahan gaya lateral tambahan yang tersisa setelah kerusakan pada SFRS.

Adapun tipe rangka Bresing Konsentris yang umum dapat dilihat pada gambar 2.6 berikut.



Gambar 2.6: Rangka bresing konsentris model Zahrai and Vosooq (Kachooee & Kafi, 2018), (b) Perubahan respon bresing konsentris apabila dikenakan gempa (Wang et al., 2021).

2.10 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.

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

1. Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
2. Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen non struktural.
3. Desain struktural non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.

4. Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 pada SNI 1726:2019 yang digunakan.
5. Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.
6. Struktur bagian sistem peredaman.
7. Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkutnya.

Untuk struktur yang dirancang bagi kategori desain seismik D, E, dan F faktor redundansi (ρ) harus sama dengan 1,3; kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana ρ diizinkan diambil sebesar 1. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau.

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

2.11 Evaluasi kinerja seismik menurut metodologi FEMA P695

Untuk memenuhi tujuan kinerja desain *Life Safety* (LS) kode, FEMA P695 mengusulkan metodologi untuk menilai faktor kinerja seismik berdasarkan masing-masing kemungkinan runtuhnya bangunan. Tujuan ini dicapai dengan menentukan probabilitas keruntuhan yang rendah yang dapat diterima di bawah Gerakan tanah Maksimum yang Dianggap Gempa (MCE).

Proses yang diperkenalkan di FEMA P695 untuk mendapatkan seismik faktor kinerja melibatkan tiga tahap utama. Ini tahapan termasuk mengkarakterisasi perilaku sistem dan menentukan arketipe indeks, mengembangkan model numerik sampel dan menjalankan statis dan dinamis nonlinier menganalisis kemudian mengevaluasi nilai asumsi kinerja seismik faktor tahap desain awal sesuai dengan hasil tahap sebelumnya.

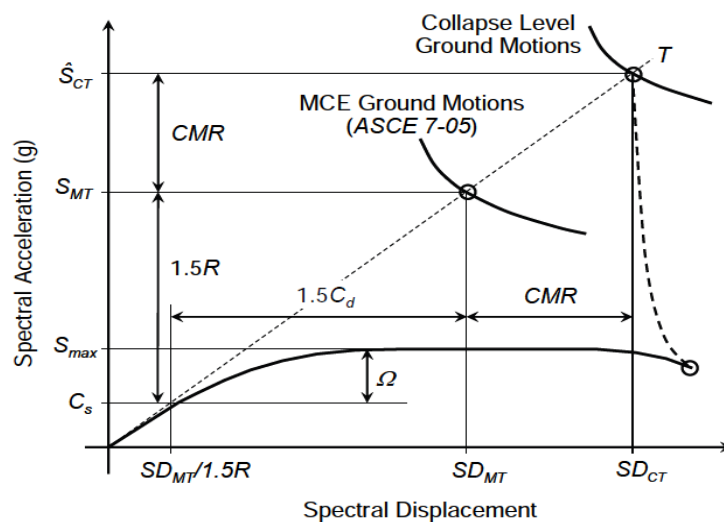
Kurva analisis statis nonlinier pada Gambar 2.7 mewakili faktor kinerja seismik yang dipertimbangkan dalam FEMA Pendekatan P695 menggunakan koordinat spektral. Berdasarkan angka ini, 100% dari berat seismik efektif bangunan, W , berpartisipasi dalam mode dasar struktur pada periode T . Faktor modifikasi respon, R , ditentukan sebagai rasio percepatan spektral MCE S_{MT} , dengan koefisien geser dasar, C_s sebagai berikut:

$$1.5R = \frac{S_{MT}}{C_s} \quad (2.1)$$

Faktor kekuatan lebih, untuk setiap struktur didefinisikan sebagai rasio kapasitas maksimum dari hasil penuh sistem, S_{max} , dengan koefisien geser dasar, C_s , sebagai berikut:

$$\Omega = \frac{S_{max}}{C_s} \quad (2.2)$$

Analisis dinamis tambahan (IDA) digunakan untuk mengevaluasi kapasitas keruntuhan median S_{CT} , dari sistem struktural untuk faktor modifikasi respon yang diduga. Dari Gambar 2.7, rasio margin runtuh, CMR, didefinisikan sebagai rasio akselerasi spektral teredam 5% median dari kapasitas keruntuhan median S_{CT} , ke 5% teredam percepatan spektral dari gerakan tanah M_{CE} , S_{MT} .



Gambar 2.7: Faktor kinerja seismik sebagaimana didefinisikan oleh Metodologi FEMA P695 (Heshmati et al., 2021).

2.12 Periode fundamental struktur (T)

Spektral Shape Factor (SSF) digunakan untuk memperhitungkan efek dari catatan gerakan tanah yang berbeda pada margin keruntuhan rasio dan untuk menghitung rasio margin runtuh yang disesuaikan, ACMR, untuk setiap model struktural. Kinerja yang dapat diterima didefinisikan oleh dua pencegahan keruntuhan dasar berikut:

- a. Rata-rata margin keruntuhan yang disesuaikan rasio (ACMR_i) untuk setiap kelompok kinerja harus lebih besar dari rasio margin runtuh disesuaikan yang dapat diterima dengan menerima 10% dari kemungkinan runtuh (ACMR 10%).
- b. Rasio margin runtuh yang disesuaikan (ACMR_i) untuk setiap indeks pola dasar harus lebih besar dari penyesuaian yang dapat diterima rasio margin runtuh dengan menerima 20% dari probabilitas runtuh (ACMR_{20%}).

Untuk validitas modifikasi respons yang diduga faktor, ACMR yang dihitung harus lebih besar daripada tujuan pencegahan keruntuhan yang disebutkan di atas. Jika tidak, sistem struktural harus dipertimbangkan kembali dengan menyesuaikan persyaratan desain sistem struktur, mengkarakterisasi ulang perilaku, atau mendesain ulang dengan percobaan yang lebih rendah nilai faktor kinerja seismik.

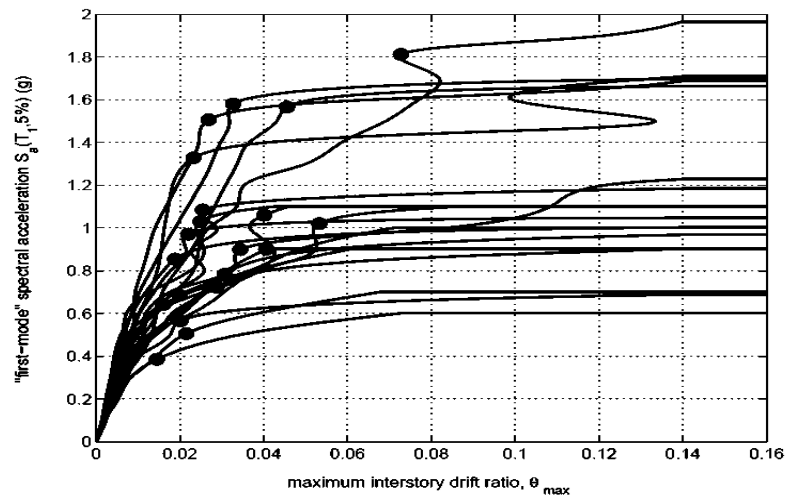
2.13 *Incremental Dynamic Analysis* (IDA)

Incremental Dynamic Analysis (IDA) merupakan metode analisis komputasi beban gempa untuk melakukan penilaian menyeluruh terhadap perilaku struktur di bawah beban gempa. Metode ini digunakan untuk membangun hasil analisis bahaya seismik probabilistik untuk memperkirakan resiko seismik yang dihadapi oleh struktur (Faisal, 2020).

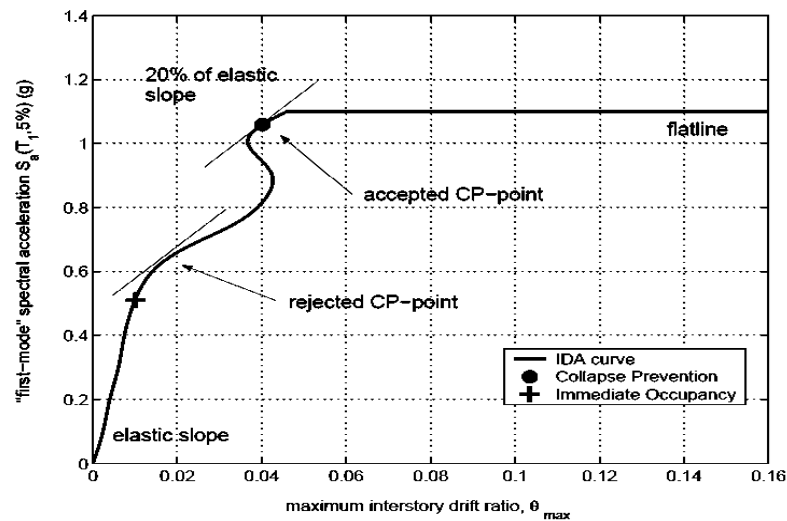
IDA melibatkan beberapa analisis riwayat waktu nonlinier terhadap model struktural di bawah rangkaian catatan gerak tanah berdasarkan tingkat intensitas seismik yang berbeda. Tingkat penskalaan dipilih untuk memaksa struktur melewati keseluruhan kerentanan rentang perilaku dari elastis hingga inelastic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

Dalam metode analisis IDA, serangkaian nonlinier analisis dinamis dilakukan untuk setiap rekaman seismik di untuk secara akurat memperkirakan rentang respons lengkap (dari fase elastis ke keadaan leleh dan kemudian fase nonlinier dan akhirnya ke struktur keseluruhan ketidakstabilan). Dalam hal pemilihan gerakan tanah untuk analisis dinamis nonlinier, Iervolino dan Monfaredi meninjau parameter input seismik yang mempengaruhi penilaian probabilistik (misalnya jumlah catatan dan intensitasnya) dan mendiskusikan keuntungan dan kerugiannya prosedur yang diperkenalkan untuk pemilihan catatan gerakan tanah yang sesuai. Namun, dalam penelitian ini catatan gerakan tanah dipilih berdasarkan FEMA Metodologi-P695 yang harus memenuhi sejumlah konflik tujuan dan konsisten dengan kinerja tujuan FEMA-P695 dan persyaratan gerakan tanah dari ASCE-7. Juga catatan gerakan tanah ini digunakan dalam sejumlah tugas investigasi dengan tujuan penilaian keruntuhan struktur. Oleh karena itu, Catatan diskalakan dalam dua langkah sebelum mereka digunakan di IDA.

Pada langkah pertama, setiap catatan diskalakan sehingga kecepatan puncak mereka mencapai satu. Selanjutnya, mereka seluruhnya ditingkatkan ke atas atau ke bawah pada fundamental periode arketipe untuk mencocokkan spektral MCE percepatan. Langkah selanjutnya dalam pendekatan ini adalah memproses hasil analisis, yang menghasilkan plot kurva IDA seperti pada Gambar 2.8a. Dalam plot ini, sumbu vertikal mewakili intensitas spektral dari gerakan tanah sebagai intensitas ukur (IM) dan sumbu horizontal mewakili maksimum rasio drift antar lantai sebagai parameter permintaan teknik dicatat dalam setiap analisis riwayat waktu.



a)



b)

Gambar 2.8: a) *Incremental dynamic analysis (IDA)*, b) penentuan *Collapse Prevention* pada kurva IDA (Heshmati et al., 2021).

2.14 *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.

Kurva kerapuhan mewakili kemungkinan keruntuhan struktur dalam hal karakteristik gempa dan parameter desain lainnya, sehingga memungkinkan

penyelidikan pada kerentanan seismik struktur. Dari IDA kurva yang disebutkan di bagian sebelumnya percepatan spektral nilai yang sesuai dengan titik runtuh dari struktur yang diselidiki diekstraksi dan kemudian kerapuhannya kurva dapat diplot dalam grafik melalui distribusi kumulatif fungsi dalam hal percepatan spektral ke kemungkinan runtuh.

Ini dapat ditemukan dari kurva kerapuhan dengan mempertimbangkan semua ketidakpastian bahwa di bawah gempa maksimum yang dipertimbangkan intensitas (S_{MT}). Dengan membagi nilai median *collapse capacity* (S_{CT}) untuk percepatan spektral maksimum (S_{MT}), rontuhnya rasio margin (CMR) untuk setiap struktur diperoleh sesuai ke Persamaan dibawah.

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (2.3)$$

Nilai kapasitas runtuh (S_{CT}) dan keruntuhan rasio margin (CMR) dari struktur tergantung pada frekuensi kandungan gempa. Untuk memperhitungkan ini efeknya, nilai SSF akan dikalikan dengan nilai CMR untuk mendapatkan parameter rasio margin runtuh yang disesuaikan (ACMR). Koefisien SSF adalah fungsi dari periode, daktilitas dan grup seismik. Nilai ACMR untuk masing-masing arketipe diperoleh dari persamaan berikut:

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (2.4)$$

Faktor bentuk spektral (SSF) mempertimbangkan frekuensi isi rekaman gerakan tanah yang bergantung pada periode dasar struktur, T , berdasarkan periode daktilitas, T , dan kategori desain seismik. SSF adalah ditentukan sebagai berikut:

$$SSF = \exp[\beta_1(\square_0(T) - \square_0(T)_{rec})] \quad (2.5)$$

Dimana :

$$\beta_1 = 0.14 * (\mu T - 1)0.42$$

$$\square_0(T)_{rec} = 0.9 - 0.6T$$

$$\square_0(T) = SDC = D = 1.5$$

Untuk mengevaluasi faktor modifikasi respons diperkenalkan dalam kode praktik Iran untuk seismik desain ketahanan bangunan (Standar No. 2800), nilai

rasio margin runtuh yang disesuaikan untuk setiap kinerja grup (ACMR_i) dan untuk setiap arketipe ACMR_i harus lebih besar dari ACMR 10% dan ACMR 20%, masing-masing.

2.15 Program RUAUMOKO2D

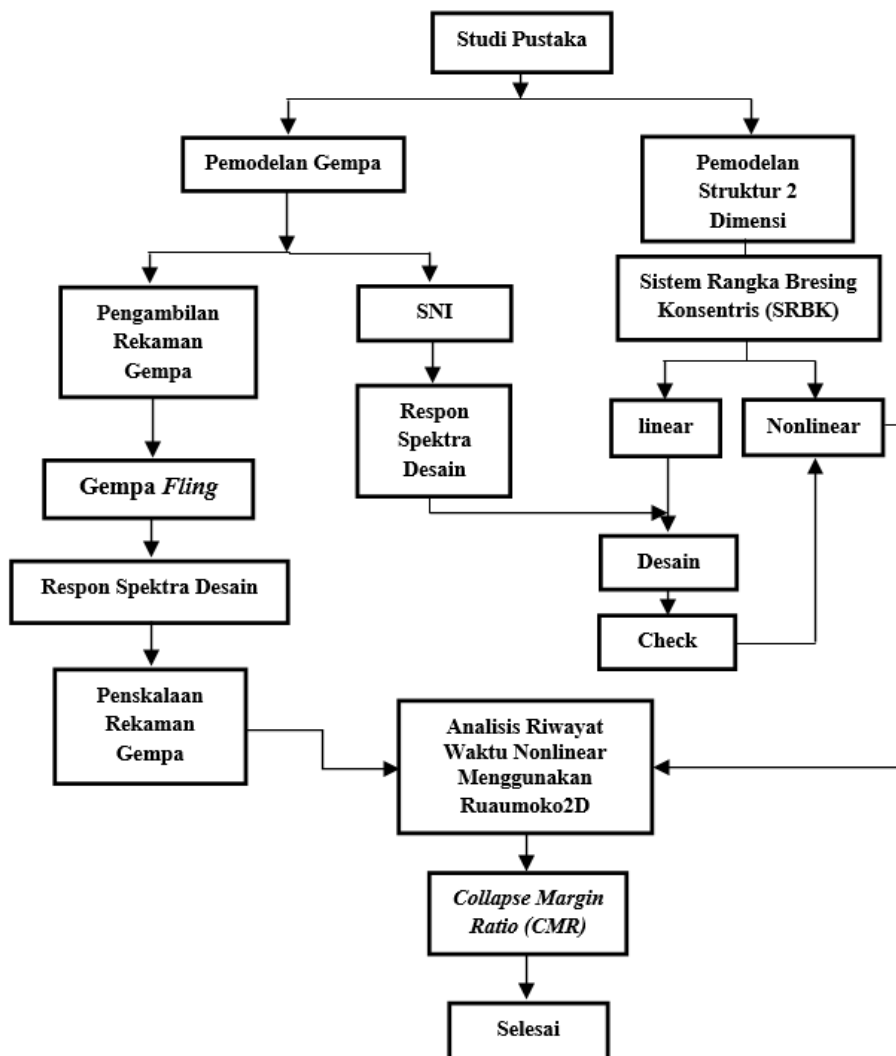
Program RUAUMOKO2D dirancang oleh Prof. Athol J Carr, yang berasal dari University of Canterbury, New Zealand. Program ini dirancang untuk melakukan analisis struktur, seperti bangunan dan/atau jembatan, yang mengalami gempa dan eksitasi dinamis lainnya. Program ini digunakan untuk studi eksitasi gempa termasuk pemodelan sistem *base-isolation*. Program ini juga dapat digunakan untuk menganalisis *pushover*, baik statis maupun dinamis. Beberapa jenis analisis yang bisa dilakukan dengan program RUAUMOKO2D, diantaranya yaitu:

- a. Analisis statis.
- b. Modal atau analisis *eigen value* untuk menemukan frekuensi dan bentuk mode getaran bebas. Program juga menghitung fraksi redaman kritis terkait dengan setiap mode natural dari getaran bebas sebagai hasil pemilihan model redaman.
- c. Analisis gempa dinamis dengan input gempa horizontal dan/atau vertikal serta beban statis awal.
- d. Respon dinamis dengan riwayat gaya dinamis serta beban statis awal.
- e. Analisis secara elastis.
- f. Analisis secara inelastis atau nonlinear analisis.
- g. Analisis elastis respon spectra dan riwayat waktu.

BAB 3
METODE PENELITIAN

3.1 Umum

Bab ini berisi tentang pemodelan struktur yang direncanakan. Struktur dianalisis menggunakan dua *software* bantuan, yaitu Program Analisis 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 2 dimensi dengan Sistem Rangka Bresing Konsentris (SRBK). Model bangunan tersebut dianalisis secara Linear dan Non-Linear dengan menggunakan Metode Analisis Respon Spektrum (*Response Spectrum Analysis*) dengan menggunakan Program Analisis Struktur serta Analisis Riwayat Waktu (*Time History Analysis*) dengan menggunakan software RUAUMOKO2D versi 04, untuk mendapatkan nilai CMR yang ada ketika bangunan telah dikenakan gempa.

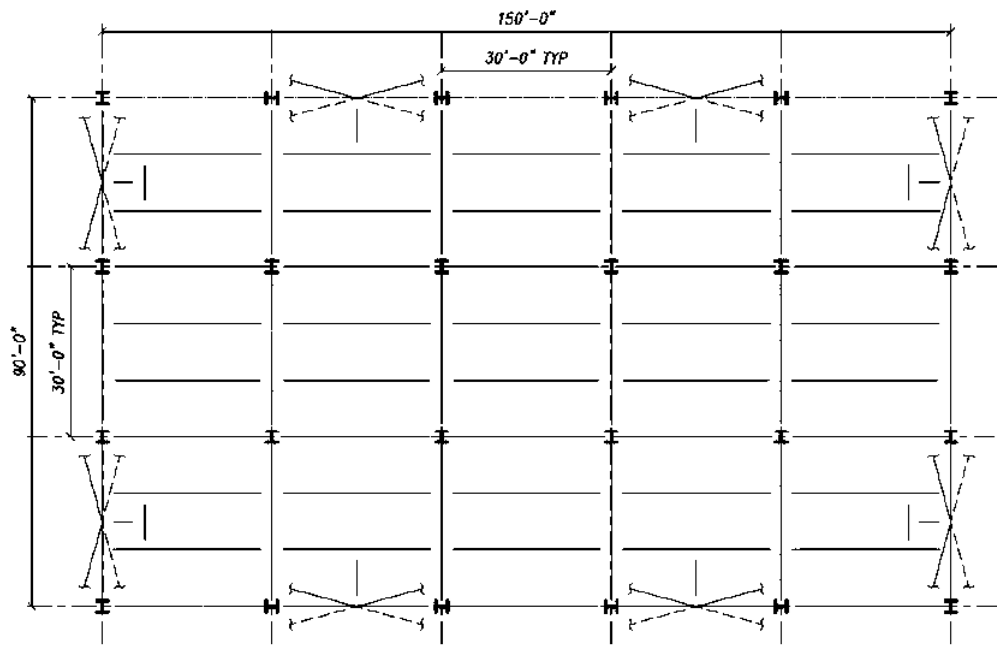
3.2 Pemodelan Struktur

3.2.1 Data Perencanaan Struktur

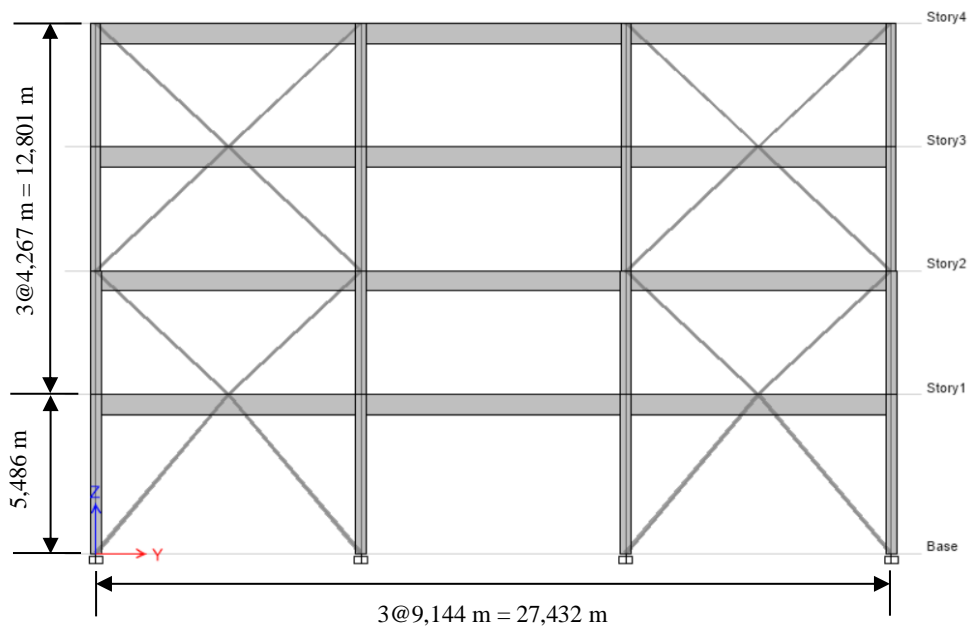
Adapun data perencanaan struktur yang digunakan pada pemodelan dalam Program Analisis Struktur, yaitu:

1. Jenis pemanfaatan sebagai gedung perkantoran.
2. Gedung terletak di Gunungsitoli.
3. Klasifikasi situs tanah sedang (*SD*).
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Baja Bresing Konsentris (SRBK).
5. Jenis portal struktur gedung adalah struktur baja.
6. Mutu baja yang digunakan adalah sebagai berikut:
 - a. Untuk profil IWF ASTM A992 Grade 50
 - Kuat leleh minimum (f_y) : 345 MPa
 - Kuat tarik minimum (f_u) : 450 Mpa
 - b. Untuk profil HSS ASTM A500 Grade B
 - Kuat leleh minimum (f_y) : 317 Mpa
 - Kuat tarik minimum (f_u) : 450 Mpa

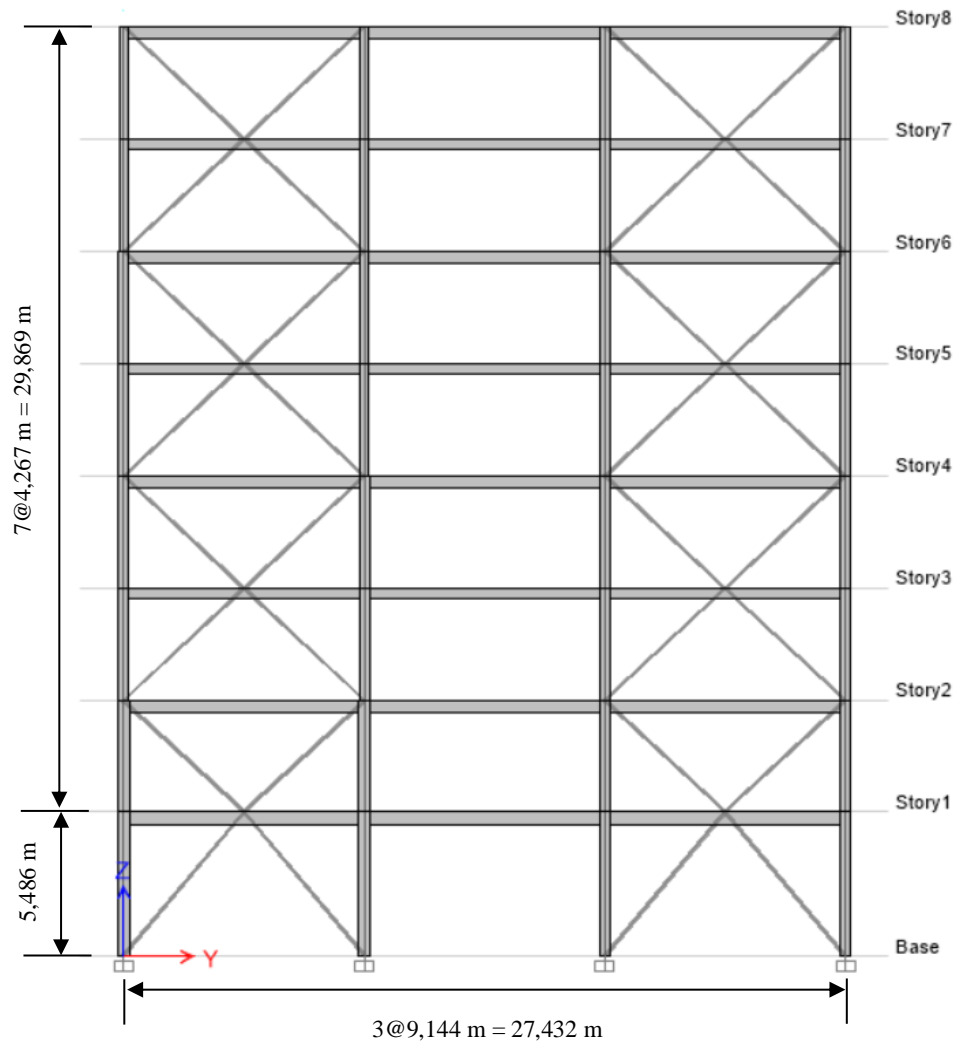
Adapun pemodelan yang digunakan adalah gedung 4 lantai, 8 lantai, dan 16 lantai seperti pada Gambar 3.2 dan 3.3 berikut.



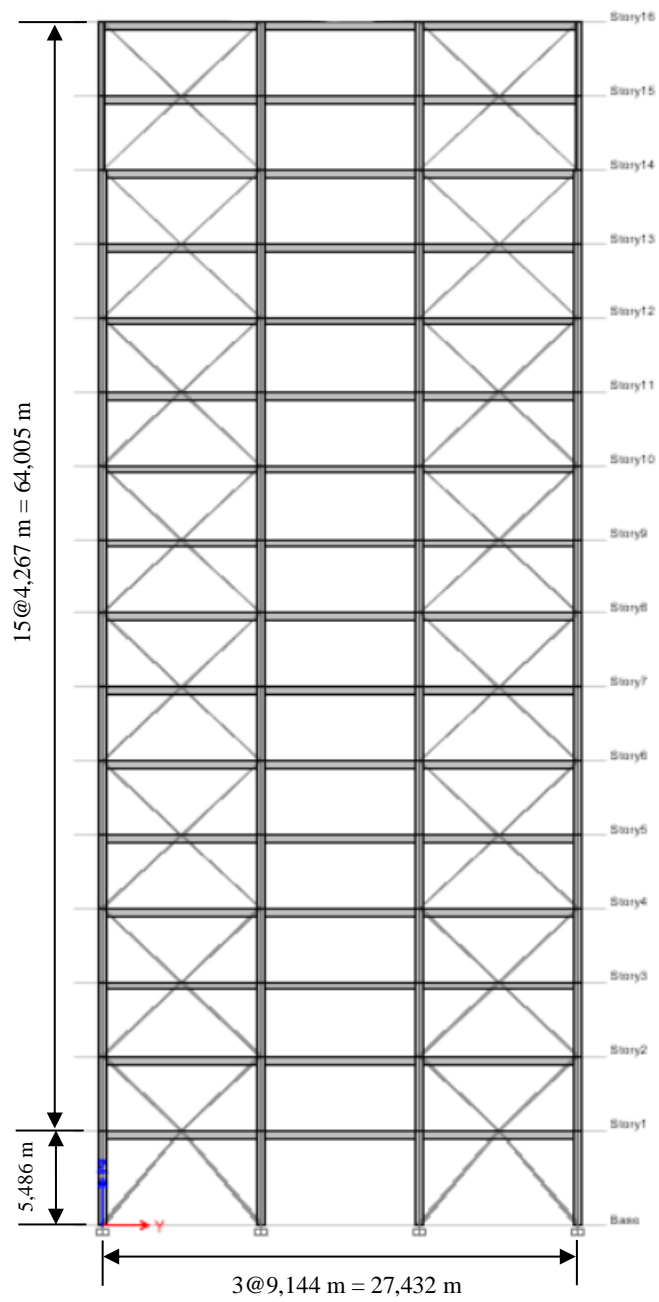
Gambar 3.2: Denah bangunan untuk model 4 lantai, 8 lantai, dan 16 lantai.



(a)



(b)



(c)

Gambar 3.3: Tampilan elevasi gedung: a) 4 lantai, b) 8 lantai, c) 16 lantai.

3.2.2 Dimensi Kolom dan Balok

Bangunan yang direncanakan adalah struktur beraturan dengan dimensi penampang yang berbeda. Ukuran balok dan kolom terdapat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1: Komponen struktural bangunan.

Model Bangunan	Lantai	Bracing	Kolom Interior	Kolom Eksterior	Balok (Inchi)
			(Inchi)	(Inchi)	
Lantai 4	1	HSS 6x6x1/2	W14x132	W14x132	W 27x161
	2	HSS 5.5x5.5x3/8	W14x132	W14x132	W 27x114
	3	HSS 5x5x3/8	W14x53	W14x53	W 27x102
	4	HSS 4x4x3/8	W14x53	W14x53	W 27x102
Lantai 8	1	HSS 7x7x1/2	W14x283	W14x283	W18x60
	2	HSS 7x7x1/2	W14x283	W14x283	W18x46
	3	HSS 6x6x1/2	W14x159	W14x159	W16x31
	4	HSS 6x6x1/2	W14x159	W14x159	W18x46
	5	HSS 5.5x5.5x3/8	W14x132	W14x132	W16x31
	6	HSS 5.5x5.5x3/8	W14x132	W14x132	W18x46
	7	HSS 5x5x3/8	W14x68	W14x68	W16x31
	8	HSS 5x5x3/8	W14x68	W14x68	W18x46
Lantai 16	1	HSS 8x8x5/8	W14x550	W14x159	W18x97
	2	HSS 8x8x5/8	W14x550	W14x159	W18x55
	3	HSS 7x7x1/2	W14x426	W14x132	W16x45
	4	HSS 7x7x1/2	W14x426	W14x132	W18x55
	5	HSS 6x6x5/8	W14x342	W14x132	W18x55
	6	HSS 6x6x5/8	W14x342	W14x132	W16x45
	7	HSS 6x6x1/2	W14x283	W14x132	W18x55
	8	HSS 6x6x1/2	W14x283	W14x132	W16x45
	9	HSS 6x6x1/2	W14x211	W14x132	W18x55
	10	HSS 6x6x1/2	W14x211	W14x132	W16x45
	11	HSS 6x6x1/2	W14x145	W14x82	W18x55
	12	HSS 6x6x1/2	W14x145	W14x82	W16x45
	13	HSS 5.5x5.5x3/8	W14x132	W14x68	W18x55
	14	HSS 5.5x5.5x3/8	W14x132	W14x68	W16x45
	15	HSS 5x5x3/8	W14x53	W14x48	W18x55

3.3 Analisis Struktur

3.3.1 Analisis Dinamik Struktur Linear

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

3.3.1.1 Pembebanan

Pembebanan yang bekerja pada struktur bangunan dirujuk dari buku FEMA p-2139-4, Beban-beban tersebut adalah beban hidup dan beban mati yang berhubungan dengan struktur bangunan. Berikut merupakan pembebanan yang digunakan:

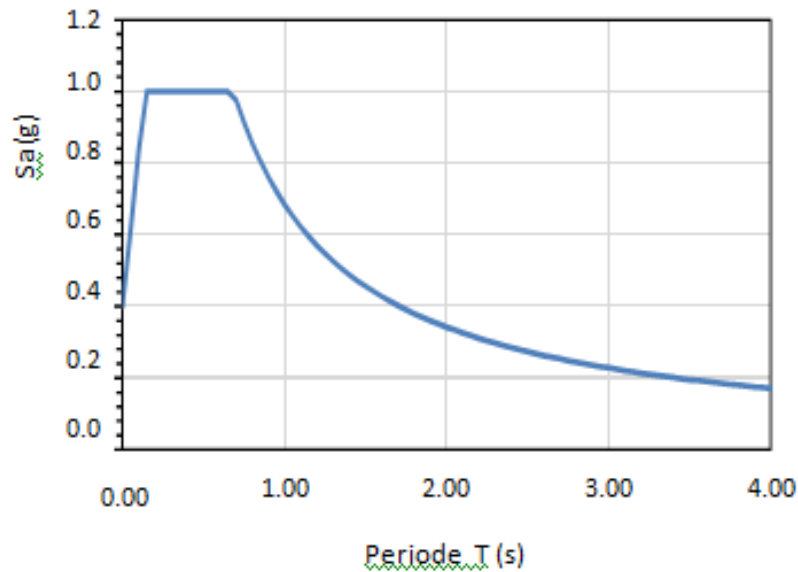
1. Beban mati	= 31,33 psf	= 1,5 kN/m ²
2. Beban mati tambahan (SDL)		
– Lantai tipikal	= 80 psf	= 3,83 kN/m ²
– Lantai atap	= 25 psf	= 1,2 kN/m ²
– Beban dinding	= 10 psf	= 0,479 kN/m ²
3. Beban Hidup (Live)	= 50 psf	= 2,39 kN/m ²

3.3.1.2 Respon Spektrum Desain Gempa

Respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah sedang (*SD*) yang terletak di Kota Gunungsitoli, kemudian dianalisis dengan data - data $PGA = 0.60$ g, $S_s = 1.50$ g dan $S_1 = 0.603$ g. Nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain diperoleh dari *Website* Puskim 2019, yaitu:

- Nilai $F_a = 1$
- Nilai $F_v = 1.70$
- $S_{MS} = 1.5$
- $S_{M1} = 1.026$
- $S_{DS} = 1$
- $S_{D1} = 0.684$
- $T_0 = 0.137$
- $T_s = 0.684$
- $T_L = 20$
- Nilai S_a

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



Gambar 3.4: Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2019 Kota Gunungsitoli dengan jenis tanah sedang.

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

3.3.1.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa, maka didapatkan untuk Faktor $R=6$ nilai $\rho=1.0$ yang diperoleh dari kategori desain seismik D dan nilai $SDS=1$, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai $\rho=1.0$, $SDS = 1.0$.

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (Ex)	Koefisien (Ey)
Kombinasi 1	1.4	0	0	0
Kombinasi 2	1.2	1.6	0	0
	$(1.2 + 0.2 S_{DS}) DL + 1.0 LL + \rho (\pm 30\% Q_{Ex} \pm 100\% Q_{Ey})$			
Kombinasi 3	1.40	1	1.00	0.30
Kombinasi 4	1.40	1	1.00	-0.30

Tabel 3.2: *Lanjutan*

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (E _x)	Koefisien (E _y)
Kombinasi 5	1.40	1	-1.00	-0.30
Kombinasi 6	1.40	1	-1.00	0.30
	(1.2 + 0.2 S _{DS}) DL + 1.0 LL + ρ (± 100% Q _{Ex} ± 30% Q _{Ey})			
Kombinasi 7	1.40	1	0.30	1.00
Kombinasi 8	1.40	1	0.30	-1.00
Kombinasi 9	1.40	1	-0.30	-1.00
Kombinasi 10	1.40	1	-0.30	1.00
	(0.9-0.2 S _{DS}) DL + ρ (± 30% Q _{Ex} ± 100% Q _{Ey})			
Kombinasi 11	0.70	0	1.00	0.30
Kombinasi 12	0.70	0	1.00	-0.30
Kombinasi 13	0.70	0	-1.00	-0.30
Kombinasi 14	0.70	0	-1.00	0.30
	(0.9-0.2 S _{DS}) DL + ρ (± 100% Q _{Ex} ± 30% Q _{Ey})			
Kombinasi 15	0.70	0	0.30	1.00
Kombinasi 16	0.70	0	0.30	-1.00
Kombinasi 17	0.70	0	-0.30	-1.00
Kombinasi 18	0.70	0	-0.30	1.00
Kombinasi Envelope	Nilai absolute dari seluruh kombinasi			

3.3.2 Analisis Dinamik Struktur Non Linier

3.3.2.1 Pemodelan Struktur Pada Program RUAUMOKO2D

Sebelum memasukkan data rekaman gempa di RUAUMOKO2D, terlebih dahulu kita harus menyiapkan pemodelan struktur dengan komponen elemen seperti balok, kolom, bresing. Untuk elemen apa saja yang akan digunakan dalam analisis di RUAUMOKO2D.

3.3.2.2 *Ground Motion Records*

Data rekaman gempa diperoleh dari *website* resmi *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Next Generation Attenuation (NGA)*, *COSMOS Strong Motion 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 adalah gempa tunggal dengan jarak *epicentral* diatas 20 km sebanyak 20 rekaman gempa yang mengandung *fling* seperti terlihat pada tabel 3.3.

Tabel 3.3: Data Rekaman Gempa Tunggal.

No	Nama <i>Ground Motion</i>	Tahun	Nama Stasiun	Magnitude
1	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU049	7.6
2	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU052	7.6
3	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU067	7.6
4	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU071	7.6
5	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU072	7.6
6	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU074	7.6
7	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU076	7.6
8	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU078	7.6
9	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU082	7.6
10	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU089	7.6
11	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU129	7.6
12	Kocaeli Turkey	1999	Izmit	7.4
13	Kocaeli Turkey	1997	Yarimca	7.4
14	Managua Nicaragua-01	1972	Managua ESSO	6.24
15	Fruili Italy-02	1976	Forgaria Cornino	5.5
16	Duzce Turkey	1999	Sakarya	7.4
17	Kobe Japan	1995	Kobe University	6.9
18	Northridge-01	1994	Cedar Hill	6.7
19	Cape Mendocino	1992	Cape Mendocino	7.01
20	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU065	7.62

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

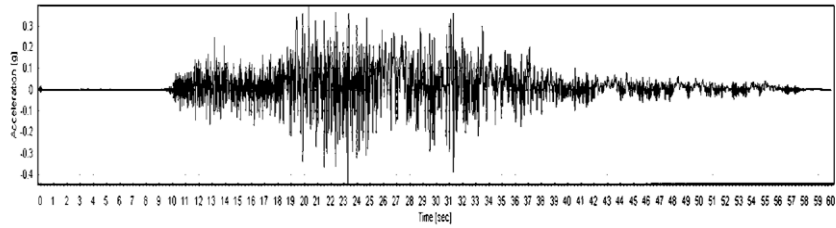
gempa horizontal arah Y tidak digunakan karena bangunan yang direncanakan dalam bentuk 2 dimensi (2D) pada sumbu X dan gempa vertikal arah Z karena dalam analisis karena data relatif sangat kecil (atau dianggap sama dengan 0).

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 daerah Gunung Sitoli (tanah sedang). 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* RUAUMOKO2D versi 04. untuk Analisis Dinamik Nonlinear Inelastis dengan Metode Analisis Riwayat Waktu.

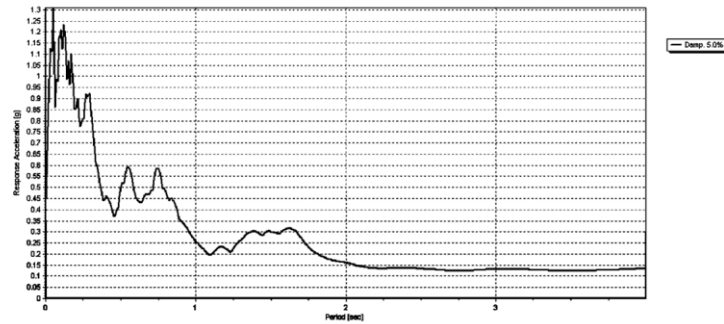
3.3.2.3 Analisis Respon Riwayat Waktu

Analisis ini merupakan tahap evaluasi yang dijadikan sebagai perbandingan terhadap analisis linear sebelumnya, sehingga tidak perlu seluruhnya memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2019. Karena model yang digunakan merupakan model yang seluruhnya telah memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2019 pada analisis linear 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:

1. Pengambilan rekaman gempa dari PEER NGA dan COSMOS. Daerah-daerah rekaman yang diambil tertera pada Tabel 3.3.
2. Mengubah rekaman gempa menjadi respon spektrum dengan bantuan *software* Seismosignal seperti pada Gambar 3.5. Hal ini dilakukan untuk memudahkan proses penskalaan dan untuk mencari nilai percepatan pada masing-masing *ground motion*.

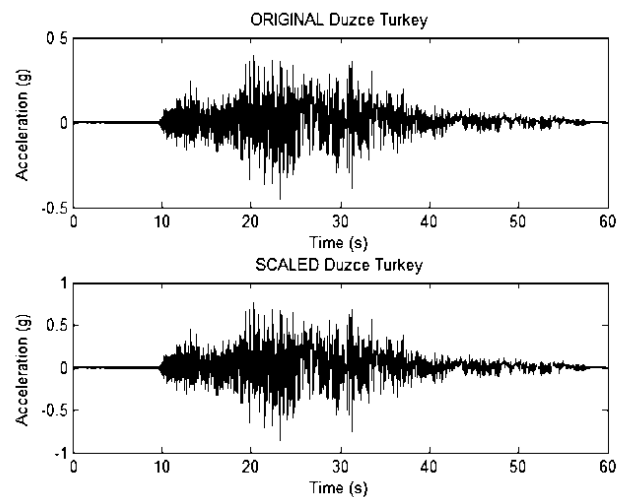


Gambar 3.5: Rekaman gempa Duzce Turkey sebelum diubah menjadi respon spektrum.



Gambar 3.6: Rekaman gempa Duzce Turkey setelah diubah menjadi respon spektrum.

3. Mengubah rekaman gempa menjadi respon spektrum dengan bantuan *software* Seismosignal.
4. Menskalakan rekaman gempa dengan menggunakan software MATLAB.



Gambar 3.7: Rekaman gempa Duzce Turkey sebelum (gambar atas) dan setelah diskalakan (gambar bawah), ini merupakan gempa tunggal.

Data-data rekaman yang telah diskalakan dan digabungkan dengan MATLAB akan digunakan sebagai input data pada analisis menggunakan

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

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

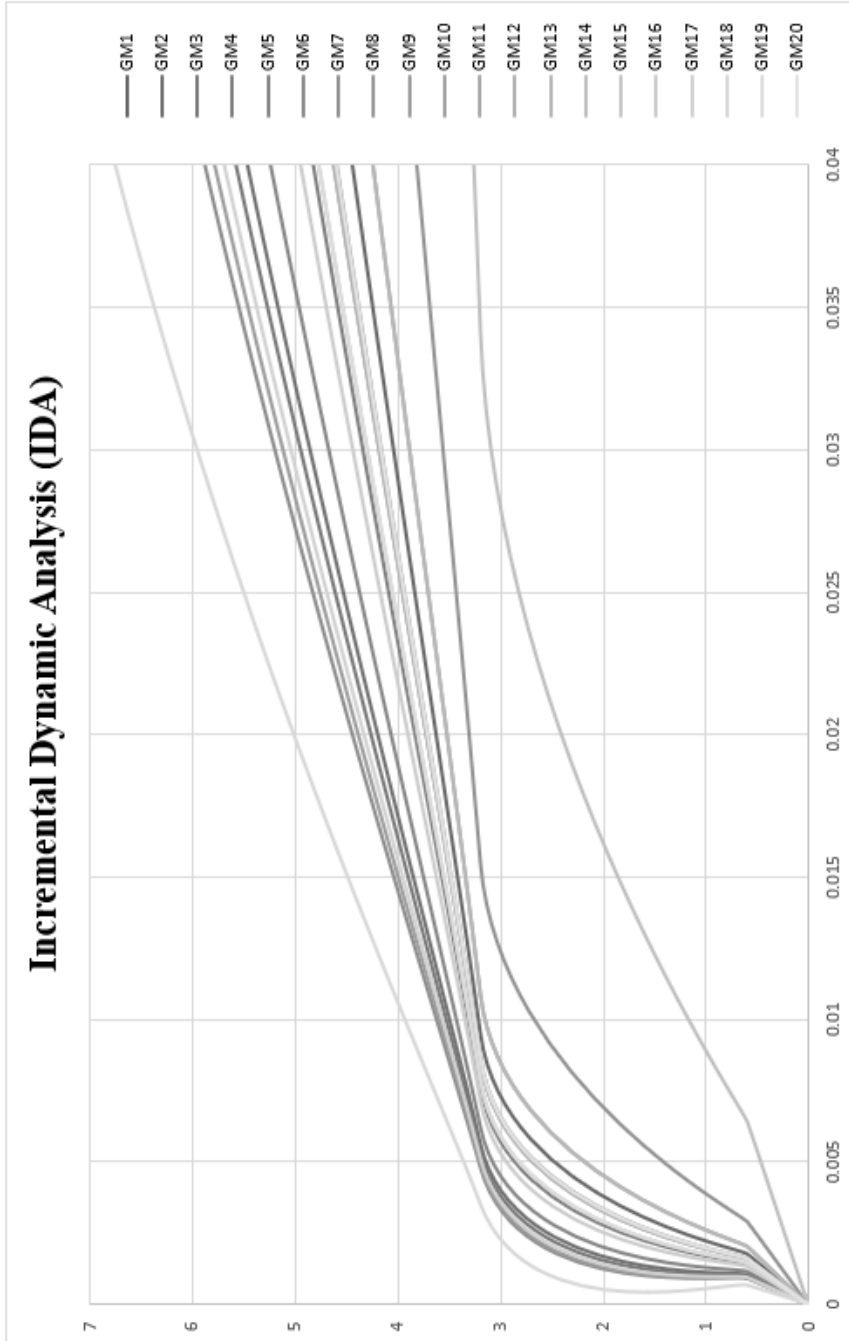
3.3.2.4 Prosedur *Incremental Dynamic Analysis* (IDA)

Adapun prosedur dalam pengerjaan IDA dijabarkan sebagai berikut:

1. Data untuk IDA diperoleh dari hasil *run* program RUAUMOKO2D yang berupa *output* data perilaku gedung saat dikenakan gempa.
2. Dari *output* tersebut diambil nilai *drift* maksimumnya seperti tertera pada gambar 3.8. Kemudian nilai *drift* dari 20 jenis gempa *fling* terhadap 15 input dengan skala yang berbeda yang kemudian diplot dalam satu grafik IDA seperti pada gambar 3.9.
3. Berdasarkan nilai IDA tersebut didapatkan nilai IDR ratio pada RSA tertentu yang kemudian akan digunakan dalam menganalisis probabilitas keruntuhan struktur gedung terhadap nilai RSA.
4. Hasil Probabilitas keruntuhan berupa nilai median dan standar deviasi yang menunjukkan seberapa besar perbandingan nilai dari ketiga gedung pada saat mengalami *collapse* dan *collapse prevention* seperti pada Gambar 3.10.
5. Dari nilai median *collapse* 4% dapat ditentukan nilai S_{CT} dan selanjutnya digunakan untuk analisis CMR.

RSA	GM1	GM2	GM3	GM4	GM5	GM6	GM7	GM8	GM9	GM10	GM11	GM12	GM13	GM14	GM15	GM16	GM17	GM18	GM19	GM20
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.01	7E-05	4E-05	4E-05	6E-05	5E-05	4E-05	1E-04	7E-05	4E-05	9E-05	7E-05	7E-05	8E-05	3E-04	6E-05	6E-05	4E-05	3E-05	6E-05	7E-05
0.015	8E-05	5E-05	4E-05	6E-05	5E-05	4E-05	1E-04	7E-05	4E-05	9E-05	7E-05	7E-05	9E-05	3E-04	6E-05	6E-05	4E-05	3E-05	6E-05	7E-05
0.02	8E-05	5E-05	5E-05	7E-05	5E-05	4E-05	1E-04	8E-05	4E-05	9E-05	7E-05	7E-05	9E-05	3E-04	7E-05	6E-05	4E-05	3E-05	7E-05	8E-05
0.025	9E-05	5E-05	5E-05	7E-05	6E-05	4E-05	1E-04	8E-05	5E-05	1E-04	8E-05	8E-05	1E-04	3E-04	7E-05	7E-05	5E-05	3E-05	7E-05	8E-05
0.03	9E-05	6E-05	5E-05	7E-05	6E-05	5E-05	2E-04	8E-05	5E-05	1E-04	8E-05	8E-05	1E-04	3E-04	8E-05	7E-05	5E-05	3E-05	8E-05	8E-05
0.035	1E-04	6E-05	6E-05	8E-05	6E-05	5E-05	2E-04	9E-05	5E-05	1E-04	9E-05	9E-05	1E-04	4E-04	8E-05	7E-05	5E-05	4E-05	8E-05	9E-05
0.04	1E-04	6E-05	6E-05	9E-05	7E-05	5E-05	2E-04	1E-04	6E-05	1E-04	1E-04	1E-04	1E-04	4E-04	9E-05	8E-05	6E-05	4E-05	9E-05	1E-04
0.045	1E-04	7E-05	6E-05	9E-05	7E-05	6E-05	2E-04	1E-04	6E-05	1E-04	1E-04	1E-04	1E-04	4E-04	9E-05	9E-05	6E-05	4E-05	9E-05	1E-04
0.05	1E-04	7E-05	7E-05	1E-04	8E-05	6E-05	2E-04	1E-04	6E-05	1E-04	1E-04	1E-04	1E-04	4E-04	1E-04	9E-05	7E-05	5E-05	1E-04	1E-04
0.5	0.001	9E-04	8E-04	0.001	1E-03	7E-04	0.002	0.001	8E-04	0.002	0.001	0.001	0.002	0.005	0.001	0.001	8E-04	5E-04	0.001	0.001
0.55	0.002	1E-03	9E-04	0.001	0.001	8E-04	0.003	0.001	9E-04	0.002	0.001	0.001	0.002	0.006	0.001	0.001	9E-04	6E-04	0.001	0.001
0.6	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	9E-04	0.003	0.002	9E-04	0.002	0.002	0.002	0.002	0.006	0.001	0.001	1E-03	7E-04	0.001	0.002
3.2	0.01	0.006	0.005	0.008	0.006	0.005	0.016	0.009	0.005	0.011	0.009	0.009	0.011	0.034	0.008	0.007	0.005	0.003	0.008	0.009
8.4	0.204	0.121	0.116	0.164	0.134	0.102	0.333	0.186	0.106	0.234	0.183	0.183	0.233	0.733	0.169	0.154	0.11	0.075	0.169	0.186
11	1.021	0.606	0.578	0.819	0.669	0.512	1.664	0.931	0.532	1.169	0.915	0.915	1.166	3.665	0.843	0.769	0.552	0.375	0.843	0.928
INTERPOLASI	8.298	8.673	8.717	8.432	8.586	8.842	8.086	8.351	8.801	8.228	8.361	8.361	8.229	7.903	8.413	8.477	8.763	9.241	8.413	8.353

Gambar 3.8: Nilai *drift* gedung 4 lantai.



Gambar 3.9: Grafik IDA gedung 4 lantai.

Collapse 4%					Collapse Prevention 2%				
RSA	MEDIAN	LN (Logaritma Natural)	St. Dev	Probability	RSA	MEDIAN	LN (Logaritma Natural)	St. Dev	Probability
0				0	0				0
4.22538		1.441110175		0.02470956	3.58549562		1.276896713		0.01022169
5.76491		1.75178949		0.18357481	4.35525841		1.471383944		0.08769383
6.08933		1.80653864		0.23746646	4.95274363		1.599941692		0.23621456
6.16491		1.818873908		0.25070746	4.95643322		1.600686374		0.23735242
6.1953		1.823790837		0.25609238	5.24345272		1.656980198		0.33138111
6.5495		1.879389248		0.32089984	5.46608961		1.698563481		0.40896797
6.62492		1.890838539		0.3350521	5.47395428		1.700001259		0.41173612
6.95988		1.940162254		0.39850402	5.50951055		1.70647579		0.42425408
6.96726		1.941221938		0.39990424	5.50951055		1.70647579		0.42425408
7.11522	7.503203232	1.962236155	0.29223011	0.42791491	5.72621058	5.726210577	1.745053982	0.201956523	0.5
7.29597		1.987321597		0.46182233	5.72762492		1.745300946		0.50048785
7.40097		2.001610409		0.48127734	5.80769346		1.759183498		0.52788851
7.5032		2.015330027		0.5	5.99562636		1.791030263		0.59004252
7.60275		2.028509707		0.51798634	6.45334931		1.864599268		0.72305319
7.94579		2.072642131		0.57774179	6.81709677		1.919433688		0.80605542
7.95563		2.073880035		0.57939885	7.00230803		1.946239813		0.84041959
7.95647		2.07398512		0.57953945	7.19537169		1.973437999		0.87094243
8.06004		2.086918702		0.59676158	7.35467363		1.995335979		0.8923803
8.14752		2.097713545		0.61099496	7.5263835		2.018414648		0.91206191
8.51305		2.141600515		0.66716297	8.495333333		2.139516993		0.9746025

Gambar 3.10: Nilai collapse dan collapse prevention gedung 4

3.4 Desain Baja

Desain yang sesuai dengan ketentuan untuk Desain Faktor Beban dan Ketahanan (DFBT) memenuhi persyaratan: $Ru \leq Rn$ dengan,

Ru = kekuatan perlu menggunakan kombinasi beban DFBT
 Rn = kekuatan nominal
 ϕ = faktor ketahanan
 ϕRn = kekuatan desain

3.4.1 Kekuatan Tarik

Untuk leleh tarik pada penampang bruto : $Pn = Fy Ag$ (3.1a)

Untuk keruntuhan tarik pada penampang netto : $Pn = Fu Ae$ (3.1b)

3.4.2 Kekuatan Tekan

Kekuatan tekan nominal, $Pn = Fcr Ag$ (3.2)

dimana, Tegangan kritis, Fcr ditentukan pada Bab E SNI 1729:2020

Momen lentur nominal, Mn harus diperoleh dari nilai terendah keadaan batas:

1. Leleh (momen plastis)

$Mn = Mp$ (3.3a)

$Mnx = Fy Zx$ dan $Mny = Fy Zy$ (3.3b)

2. Tekuk torsi lateral (mengikuti pasal F SNI 1729:2020)

3.4.3 Luas Netto Efektif

$Ae = An U$ dengan U = faktor lag geser (3.4)

Keterangan:

Ae : luas netto efektif, in.2 (mm²)

Ag : luas bruto dari komponen struktur, in.2 (mm²)

An : luas netto dari komponen struktur, in.2 (mm²)

Fy : tegangan leleh minimum terspesifikasi, ksi (MPa)

Fu : kekuatan tarik minimum terspesifikasi, ksi (MPa)

Mn : kuat lentur nominal

Mp : momen plastis

Z_x : modulus plastis penampang arah-x
 Z_y : modulus plastis penampang arah-y

3.5 Pemodelan Sendi Plastis Balok

3.6.1 Momen leleh (M_y)

Untuk tujuan pemodelan praktis, Momen leleh dinaikkan (dengan faktor β) diatas momen balok plastis yang diharapkan, $M_{p,exp}$, untuk memperhitungkan kecukupan jumlah siklik *strain hardening*. Momen luluh efektif diberikan sebagai:

$$M_y = \beta M_{p,exp} = \beta Z R_y F_y \quad (3.5)$$

Keterangan:

R_y : penyesuaian dari kekuatan leleh baja nominal yang diharapkan. Untuk sambungan balok standar, $\beta = 1,2$ dan untuk sambungan penampang balok tereduksi (RBS), $\beta = 1,1$.

Berdasarkan Metode FEMA, momen leleh yang digunakan sebagai input analisis Nonlinear pada program RUAUMOKO2D versi 04 adalah momen maksimum pada analisis linear respon riwayat waktu menggunakan Program Analisis Struktur.

3.6.2 Kekakuan Elastis (K_e)

Sendi balok dapat dimodelkan sebagai plastis kaku di mana sendi dimodelkan dengan kekakuan elastis terbatas tetapi besar. Jika sendi panjang-nol dimodelkan dengan kekakuan elastik terbatas, direkomendasikan untuk membuat kekakuan sendi awal, K_e , relatif besar terhadap keseluruhan balok. Ini dapat dinyatakan sebagai:

$$K_e = \alpha_e EI / L \quad (3.6)$$

dimana EI dan L adalah kekakuan penampang dan panjang balok, dan α_e adalah koefisien kekakuan.

3.6.3 Momen Puncak (M_u^*)

Momen Puncak (M_u^*) Kekuatan puncak meningkat di atas momen luluh efektif karena pengerasan siklik sebagai berikut:

$$(M_u^*) = 1.15M_y \quad (3.7)$$

3.6.4 Kapasitas Rotasi (θ_p)

- Rotasi plastis (θ_p)

Rotasi plastis siklik pra-puncak (θ_p^*) (rad), dapat ditentukan sebagai berikut: untuk balok standar (non-RBS):

$$\theta_p^* = 0.3 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.3} \left(\frac{bf}{2t_f}\right)^{-1.7} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.2} \left(\frac{L}{d}\right)^{1.1} \quad (\text{COV} = 0.34) \quad (3.8a)$$

untuk balok RBS (*Reduced Beam Section*/penampang balok direduksi):

$$\theta_p^* = 0.55 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.5} \left(\frac{bf}{2t_f}\right)^{-0.7} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.5} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.8} \quad (\text{COV} = 0.42) \quad (3.8b)$$

dimana L_b/r_y adalah panjang yang tidak terikat secara lateral dibagi dengan yang lemah-radius sumbu rotasi.

- Rotasi pasca-puncak (θ_{pc})

Rotasi plastis pra-puncak siklik, θ_{pc}^* (rad), dapat ditentukan sebagai berikut: untuk balok standar (non-RBS):

$$\theta_{pc}^* = 24.0 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.9} \left(\frac{bf}{2t_f}\right)^{-0.2} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.5} \quad (\text{COV} = 0.45) \quad (3.9a)$$

Untuk balok RBS:

$$\theta_{pc}^* = 20.0 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.8} \left(\frac{bf}{2t_f}\right)^{-0.1} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.6} \quad (\text{COV} = 0.31) \quad (3.9b)$$

a. Gaya Residu (M_r^*)

Gaya Residu siklik untuk balok RBS dan non-RBS dapat diasumsikan sebagai: (M_r^*) = 0.3 My.

b. Rotasi Ultimate (θ_{ult}^*)

Kapasitas rotasi plastis ultimit kemungkinan besar akan dikendalikan oleh fraktur daktail. Berdasarkan data uji siklik yang tersedia, rotasi ultimit di bawah pembebanan siklik sama dengan ($\theta_{ult}^* = 0.08$ (radian) dengan COV = 0,3.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Umum

Pada bab ini akan membahas hasil analisis linier dan nonlinier oleh Program Analisis Struktur diantaranya, perioda getar, nilai simpangan dan gaya-gaya dalam struktur gedung, berdasarkan model dengan Sistem Rangka Bresing Konsentris (SRBK) pada 3 model yaitu 4, 8, dan 16 lantai. Semua *input* pembebanan serta kombinasi, zona gempa dan konfigurasi bangunan adalah sama. Serta perbandingan metode analisis pada tiap pemodelan, yaitu analisis respon spektrum ragam dan analisis respon riwayat waktu.

4.2 Hasil Analisis Linier

4.2.1 Respon Spektrum Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2019, analisis yang dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 100% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC (*Complete Quadratic Combination*) atau SRSS (*Square Root of the Sum of Square*), dengan syarat:

$$\text{SRSS} > 15\% , \text{CQC} < 15\%$$

Untuk perhitungan tertera pada Lampiran 7.3.

4.2.2 Koreksi Gempa Dasar Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.4.1, Apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100% dari gaya geser (V) yang dihitung melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan V/V_t , dimana V adalah gaya geser dasar statik ekuivalen yang dihitung sesuai pasal ini dan 7.8, dan V_t adalah gaya geser dasar yang didapatkan dari hasil analisis kombinasi ragam, adapun syaratnya yaitu:

$$\frac{V}{V_t} \geq 1 \quad (4.1)$$

Dimana:

V = Gaya geser dasar statik ekivalen

V_t = Gaya geser hasil kombinasi ragam

Tabel 4.1: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen (V) dan Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum *output* Program Analisis Struktur V_t.

Model Struktur	Arah Gempa	V (Statik Ekivalen) KN	V _t (Kombinasi Ragam) KN
4 Lantai	Y	6066.43	5463.49
8 Lantai	Y	8177.90	7177.72
16 Lantai	Y	5216.63	5208.72

Untuk perhitungan tertera pada Lampiran 7.5.

4.2.3 Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.3.4.2, untuk kategori desain seismik D maka nilai faktor redundansi yang digunakan adalah ρ 1,3. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau. Hasil koreksi untuk setiap gaya geser diperoleh 1 lantai pada model 1 yang tidak memenuhi syarat 35% gaya geser dasar. Untuk perhitungan terdapat pada Lampiran 7.6.

4.2.4 Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

Nilai V dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum (V_t) dapat dilihat pada tabel 4.1. kontrol koreksi skala simpangan antar tingkat yaitu:

Syarat : $V_t \geq C_s \cdot W$

Tabel 4.2: Nilai koreksi skala simpangan antar tingkat.

Model Struktur	Arah Gempa	V _t (kN)	C _s . W (kN)	Kontrol
4 Lantai	Y	5463.49	6066.43	NOT OK
8 Lantai	Y	7177.72	8177.90	NOT OK
16 Lantai	Y	5208.72	5216.63	NOT OK

Dikarenakan syarat skala simpangan antar lantai belum terpenuhi, yaitu gaya geser dasar respon spektrum (V_t) lebih besar dari nilai $C_s.W$, maka sesuai SNI 1726-2019 pasal 7.9.1.4.1 maka simpangan harus dikali dengan $C_s.W/V_t$. Untuk perhitungan dapat dilihat pada lampiran 7.10.

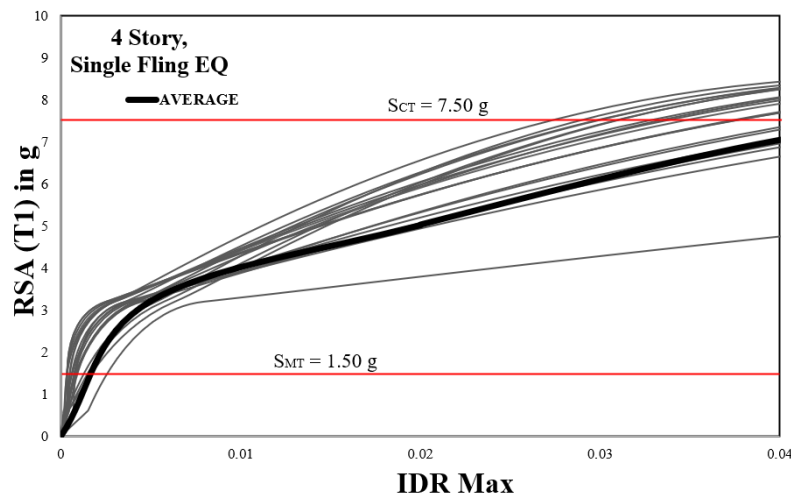
4.2.5 Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2019, Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a) seperti didapatkan pada pasal 7.12.1 dari Tabel 20 SNI 1726:2019 untuk semua tingkat. Simpangan antar lantai yang diizinkan yaitu 0,02 dikali tinggi lantai (h_{sx}), nilai simpangan tidak boleh melebihi ketentuan tersebut. Pada hasil yang diperoleh, nilai simpangan antar lantai tidak melebihi batas izin atau memenuhi syarat. Untuk perhitungan terdapat pada lampiran 7.7.

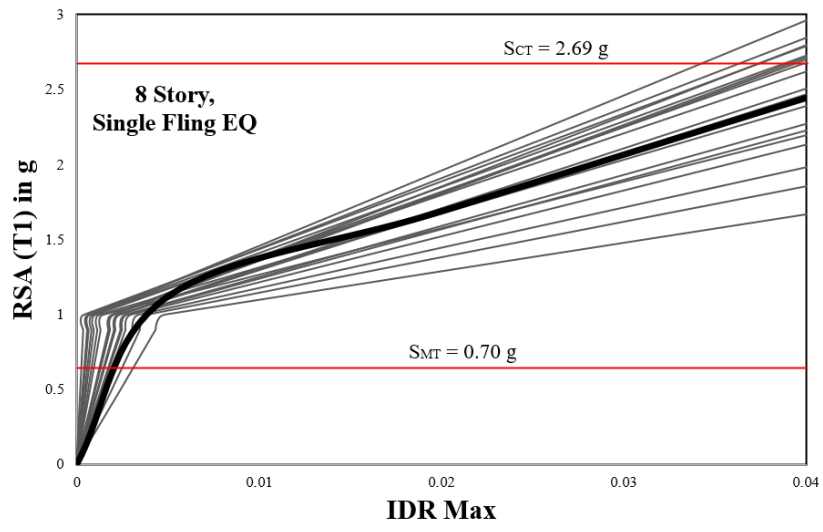
4.3 Hasil Analisis Nonlinier

4.3.1 Incremental Dynamic Analysis (IDA)

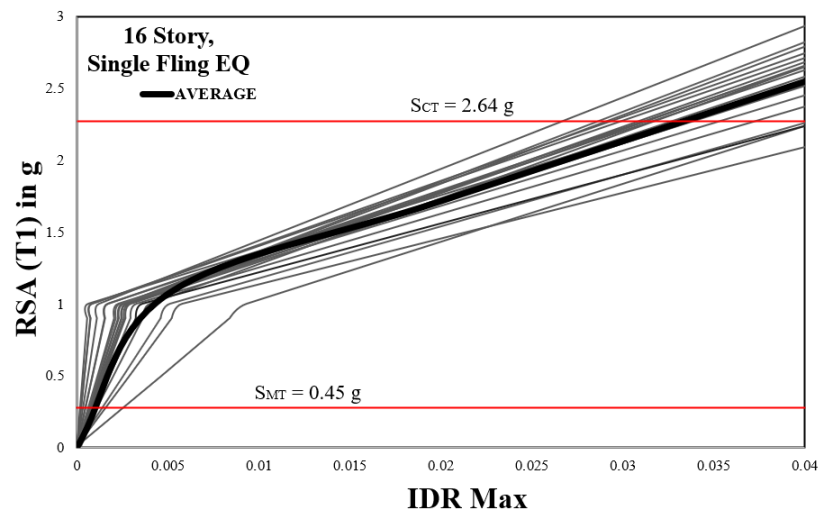
Incremental Dynamic Analysis (IDA) yang dilakukan pada model struktur menghasilkan gambaran respon dan kapasitas dari struktur yang selanjutnya dapat digunakan untuk membentuk kurva keruntuhan struktur. Analisis IDA menggunakan 20 bentuk rekaman gempa dapat dilihat pada Gambar 4.1 dibawah ini.



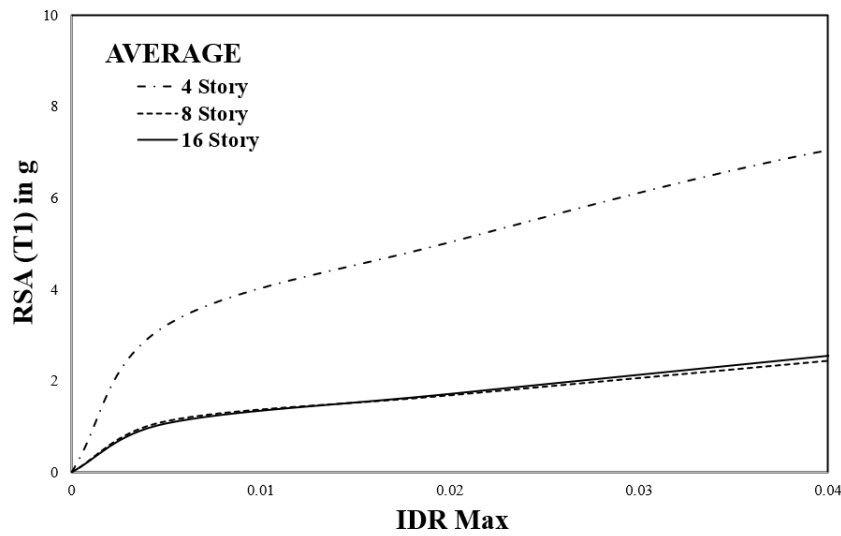
(a)



(b)



(c)



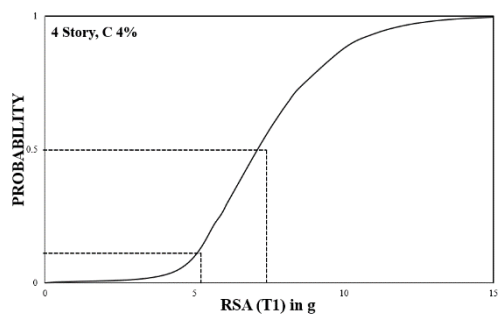
(d)

Gambar 4.1: Nilai rata-rata IDA (*Incremental Dynamic Analysis*) untuk struktur baja dengan bresing konsentris pada: (a) 4 lantai, (b) 8 lantai, (c) 16 lantai dan (d) Nilai rata-rata IDA untuk lantai 4, 8 dan 16 lantai.

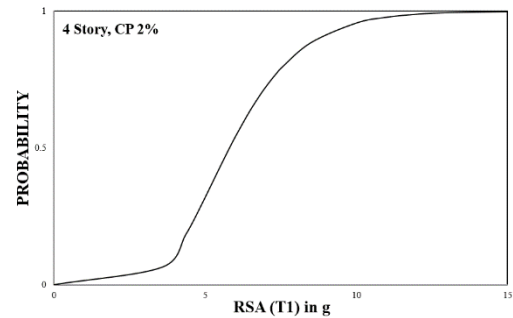
Pada gambar a, b, dan c menunjukkan nilai IDR yang dianalisis berdasarkan 20 rekaman gempa *Fling* terhadap 3 jenis tingkat (4, 8, dan 16 lantai). Nilai rata-rata untuk setiap tingkat yang terdapat pada garis hitam tebal untuk setiap grafiknya, dan besaran nilai S_{CT} dan S_{MT} (yang bergaris merah). Dapat dilihat bahwa rentang nilai S_{CT} dan S_{MT} bervariasi pada ketiga jenis model struktur, dimana diperoleh nilai rentang 75% untuk 4 lantai, kemudian untuk lantai 8 dan 16 diperoleh rentang nilai yang hampir sama yaitu sekitar 30%. Sementara, nilai rata-rata IDR max untuk setiap tingkat dilakukan perbandingan yang dapat dilihat pada gambar d, dimana nilai RSA yang diperoleh pada 4 lantai sekitar 7 g untuk kategori *collapse* (4%), nilai ini 3 kali lebih besar dibandingkan 8 dan 16 lantai yang hampir sama mencapai sekitar 2 g untuk *collapse*.

4.3.2 Analisis *Probability of Exceedance*

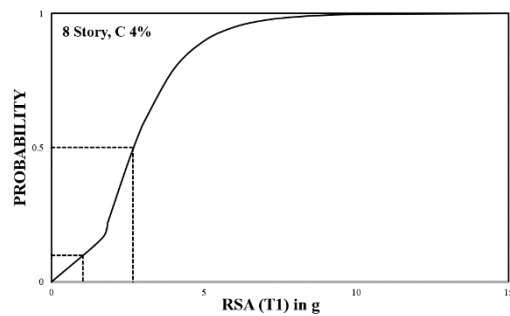
Dari proses *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) didapatkan nilai IDR ratio pada RSA tertentu yang kemudian akan digunakan dalam menganalisis probabilitas keruntuhan struktur gedung terhadap nilai RSA. Hasil Probabilitas keruntuhan struktur untuk ketiga model dapat dilihat pada Gambar 4.2 dibawah ini.



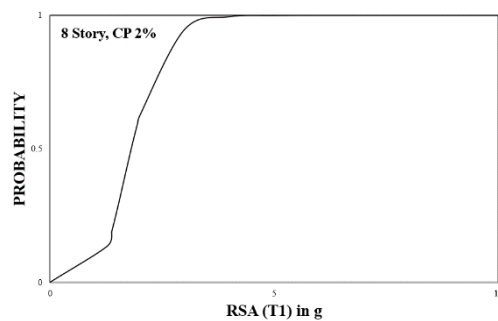
(a)



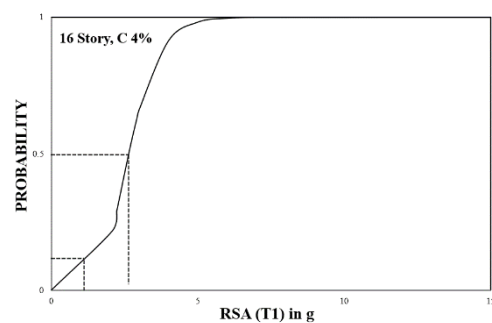
(b)



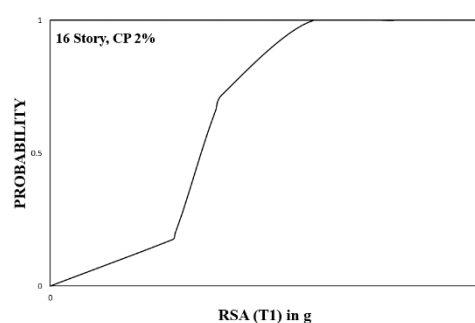
(c)



(d)



(e)



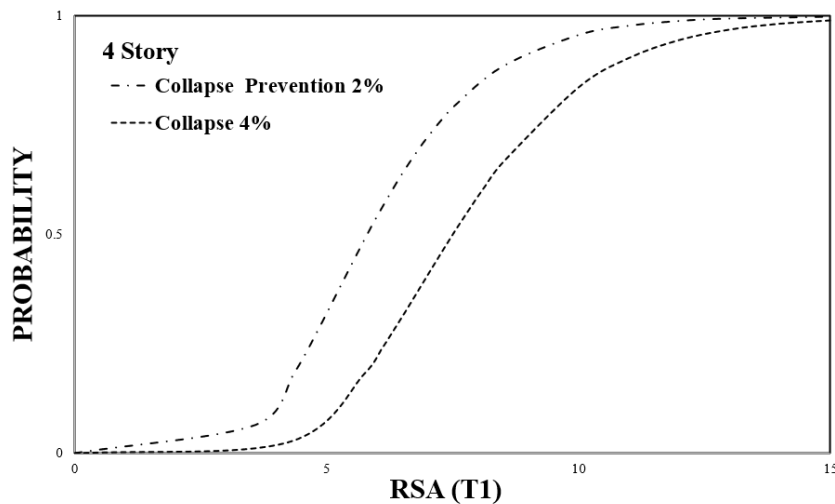
(f)

Gambar 4.2: (a) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 4 lantai, b) Grafik probabilitas collapse prevention keruntuhan 4 lantai, c) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 8 lantai, d) Grafik probabilitas collapse prevention keruntuhan 8 lantai, e) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 16 lantai, f) Grafik probabilitas collapse prevention keruntuhan 16 lantai.

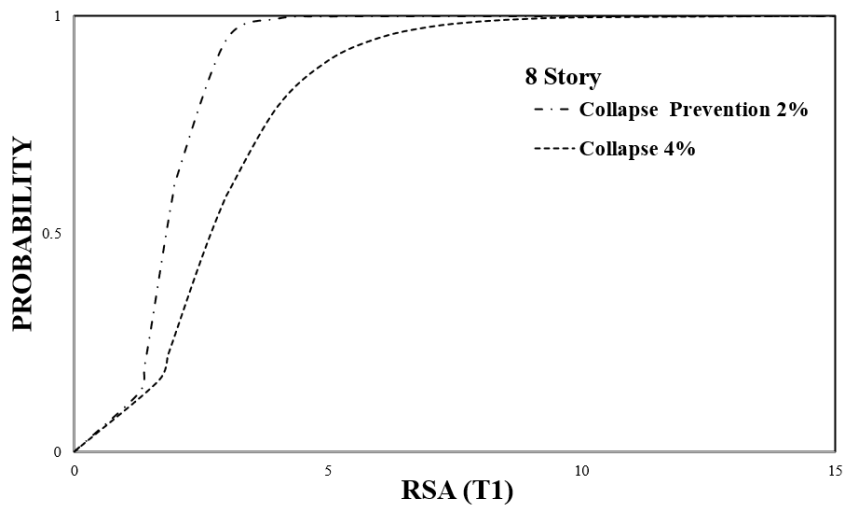
Pada gambar diatas menunjukkan nilai probabilitas dan sebaran data untuk *collapse* dan *collapse prevention* dimana di setiap titik sebaran menunjukkan besarnya persentase untuk ketiga jenis kategori pada RSA tertentu dari 20 gempa yang dianalisis.

4.3.2.1 Perbandingan Kurva kerapuhan C/CP

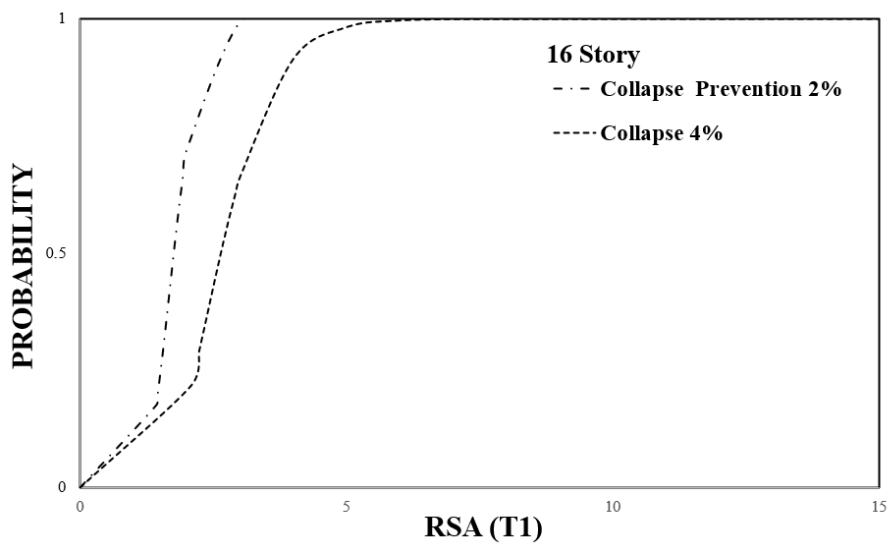
Dari kurva kerapuhan diatas sangat jelas bahwasannya secara garis besar pemodelan gedung 4 lantai membutuhkan RSA yang lebih besar dibandingkan dengan model gedung yang lain, artinya semakin kaku gedung maka membutuhkan RSA yang lebih besar. Nilai perbandingan kurva kerapuhan *Collapse* dengan *Collapse Prevention* dapat dilihat pada gambar 4.3 dibawah ini.



(a)



(b)



(c)

Gambar 4.3: Grafik perbandingan kurva kerapuhan saat *collapse* dan *collapse prevention* untuk bangunan: (a) 4 lantai, (b) 8 lantai, dan (c) 16 lantai.

Pada gambar a, b, dan c merupakan perbandingan kurva kerapuhan saat *collapse* dan *collapse prevention* untuk 3 jenis tingkat (4, 8 dan 16 lantai). Nilai RSA *collapse prevention* lebih kecil dibandingkan dengan *collapse* dari ketiga jenis tingkat.

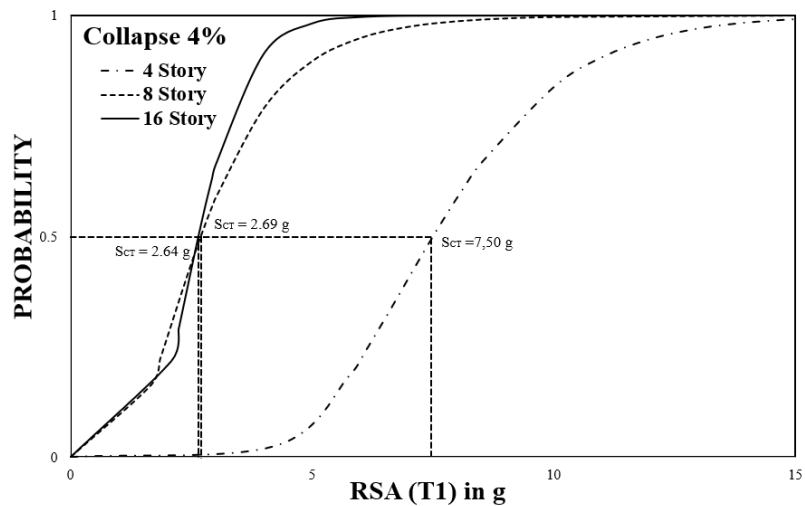
Tabel 4.3: Nilai RSA (T1) untuk kondisi collapse (4%) dan kondisi collapse prevention (2%).

Collapse			Collapse Prevention		
4 Story	8 Story	16 Story	4 Story	8 Story	16 Story
7,50320323	2,69325766	2,64309822	5,80769346	1,8137689	1,75742301

Dari Tabel 4.3 di atas menunjukkan 4 lantai memiliki RSA terbesar yaitu 7,50 untuk terjadi *collapse* dan 5,81 untuk terjadi *collapse prevention*, kemudian 8 lantai dengan RSA sebesar 2,69 untuk *collapse* dan 1,81 untuk *collapse prevention*, dan 16 lantai memiliki RSA terkecil pada saat *collapse* yaitu 2,64 dan 1,76 untuk *collapse prevention*.

4.3.3 Analisis Probability of Collapse

Dari proses *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) diperoleh nilai IDR ratio pada RSA tertentu yang kemudian akan digunakan dalam menganalisis probabilitas keruntuhan struktur gedung terhadap nilai RSA. Hasil Probabilitas keruntuhan struktur dapat dilihat pada Gambar 4.4 berikut.

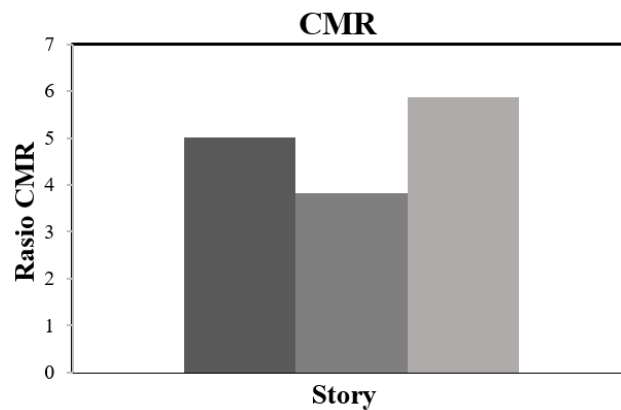


Gambar 4.4: Grafik *Probability of Collapse* untuk model 4, 8 dan 16 lantai.

Dari gambar 4.4 dapat dilihat bahwa nilai *probability of collapse* pada 4 lantai adalah 7,50 g, untuk 8 lantai adalah 2,69 g dan 16 lantai adalah 2.64 g.

4.3.4 Collapse Margin Ratio (CMR)

Setelah diperoleh nilai *probability of collapse* di setiap mode pada nilai mediannya, maka selanjutnya dilakukan analisis *collapse margin ratio* dengan membandingkan nilai median pada *probability of collapse* dengan percepatan *spektra MCE*. Perbandingan hasil *collapse margin ratio* dapat dilihat pada grafik dibawah ini. Maka dapat dilakukan perbandingan nilai *collapse margin ratio* pada setiap model.



Gambar 4.5: Diagram batang *Collapse Margin Ratio* nilai perbandingan 4, 8 dan 16 lantai.

Pada gambar 4.5 diagram batang diatas dapat dilihat bahwa nilai CMR paling tinggi terdapat pada model bangunan 16 lantai berturut-turut dengan 4 lantai dan 8 lantai.

Tabel 4.4: Nilai perbandingan *Collapse Margin Ratio* untuk masing-masing lantai.

Story	Results					CEK
	Ω_0	μ_T	CMR	SSF	ACMR	
4	2	8.00	5.00	1.42	7.12	OK
8	2	4.23	3.82	1.40	5.35	OK
16	2	4.26	5.86	1.61	9.41	OK

Berdasarkan tabel 4.4 terdapat nilai perbandingan *Collapse Margin Ratio* (CMR) untuk ketiga model bangunan, dimana nilai CMR terbesar ada pada gedung 16 lantai kemudian 4 lantai dan 8 lantai.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

1. Dari kurva IDA dapat dilihat bahwa gedung 4 lantai memiliki kinerja keruntuhan yang paling baik dari ketiga model, dimana gedung 4 lantai tersebut membutuhkan RSA yang cukup besar yaitu sebesar 7,5 g. Sedangkan, gedung 8 lantai dan 16 lantai memiliki kinerja keruntuhan yang hampir sama sekitar 3 kali lebih kecil dibandingkan gedung 4 lantai yaitu untuk 8 lantai sebesar 2,69 g serta untuk 16 lantai sebesar 2,64 g. Dapat dikatakan bahwa gedung 8 lantai dan 16 lantai masih rentan mengalami keruntuhan.
2. Hasil CMR menunjukkan bahwa ketiga model telah memenuhi parameter syarat ACMR yang mana untuk gedung 4 lantai memiliki nilai 7,12, untuk 8 lantai dengan nilai 5,35, dan 16 lantai memiliki nilai 9.41 dimana nilai-nilai tersebut telah melebihi nilai 1,52.

5.2 Saran

1. Dalam Tugas Akhir ini, jika terdapat hasil yang kurang sesuai pada analisis linier dan nonlinier diharapkan agar dapat diskusi dengan penulis. Apabila nilai yang didapatkan jauh dari hasil yang ada.
2. Diharapkan Tugas Akhir ini dapat diteruskan atau dievaluasi kembali dalam rangka mendapatkan hasil yang optimal.

DAFTAR PUSTAKA

- Budiono, B., & Supriatna, L. (2011). Studi komparasi desain bangunan tahan gempa dengan menggunakan SNI 03-1726-2002 dan RSNI 03-1726-201X. *Bandung: Penerbit ITB*.
- Chopra, A. K. (1995). Dynamics of Structures—Theory and Applications to Earthquake Engineering, Third Edition. In *Earthquake Spectra* (Vol. 23, Issue 2, pp. 491–492). <https://doi.org/10.1193/1.2720354>
- Council, A. T. (2009). *Quantification of building seismic performance factors*. US Department of Homeland Security, FEMA.
- Dewobroto, W. (2005). Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisis Pushover. *Universitas Pelita Harapan*.
- Faisal, A. (2020). Pengaruh getaran gempa yang mengandung efek pulse dan tanpa pulse pada struktur tidak simetris sebidang. *KUMPULAN BERKAS KEPANGKATAN DOSEN*.
- FEMA P695. (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors. *Fema P695, June*, 421.
- Haris, S., Iqbal, M. A., Sipil, J. T., Teknik, F., Andalas, U., Sipil, J. T., Teknik, F., Andalas, U., Sipil, J. T., Teknik, F., & Andalas, U. (2019). *STUDI NUMERIK PENGARUH VARIASI BENTUK STRUKTUR PORTAL BAJA KONSENTRIK AKIBAT*. 171–178.
- Harris III, J. L., & Speicher, M. S. (2015). NIST Technical Note 1863-2 Assessment of First Generation Performance-Based Seismic Design Methods for New Steel Buildings Volume 2: Special Concentrically Braced Frames. *National Institute of Standards and Technology*, 4.
- Heshmati, M., Khatami, A., & Shakib, H. (2021). FEMA P695 methodology for safety margin evaluation of steel moment resisting frames subjected to near-field and far-field records. *SN Applied Sciences*, 3(2), 1–21.
- Kachooee, A., & Kafi, M. A. (2018). A Suggested Method for Improving Post Buckling Behavior of Concentric Braces Based on Experimental and Numerical Studies. *Structures*, 14(December 2017), 333–347. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2018.04.003>
- Kalkan, E., & Kunnath, S. K. (2006). Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings. *Earthquake Spectra*, 22(2), 367–390.
- Lukmansa, I. (2015). Studi Perbandingan Perencanaan Struktur Baja

Menggunakan Profil Biasa Dan Profil Kastela pada Proyek Gedung PGN di Surabaya. *EXTRAPOLASI*, 8(02).

- Naji, A., & Khodaverdi Zadeh, M. (2019). Progressive Collapse Analysis of Steel Braced Frames. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 24(2), 04019004. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)sc.1943-5576.0000414](https://doi.org/10.1061/(asce)sc.1943-5576.0000414)
- Pawirodikromo, W. (2012). *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.
- PPPURG. (1987). Pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung. Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.
- Pawirodikromo, W. (2012). *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Pustaka Pelajar. <https://sirherdiansyah.wordpress.com/2013/04/30/ebook-sismologi-teknik-rekayasa-kegempaan/>
- Salim, M. A., & Siswanto, A. B. (2018). Rekayasa Gempa. In *K-Media, Yogyakarta*. https://www.researchgate.net/profile/Agus-Bambang-Siswanto/publication/324604027_REKAYASA_GEMPA/links/5ad8b591aca272fdaf812ca2/REKAYASA-GEMPA.pdf
- Sizemore, J. G., Fahnestock, L. A., & Hines, E. M. (2019). Seismic Performance Assessment of Low-Ductility Concentrically Braced Frames. *Journal of Structural Engineering*, 145(4), 04019016. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002276](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002276)
- Standarisasi Nasional, B. (2019). *Standar Nasional Indonesia SNI 1726:2019*.
- Wang, C., Tremblay, R., & Rogers, C. A. (2021). Component-based model for bolted brace connections in conventional concentrically braced frames. *Engineering Structures*, 247(September), 113137. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113137>
- Zachari, M. Y., & Turuallo, G. (2020). Analisis Struktur Baja Tahan Gempa dengan Sistem SRPMK (Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus) Berdasarkan SNI 1729: 2015 dan SNI 1726: 2012. *Rekonstruksi Tadulako: Civil Engineering Journal on Research and Development*, 9–16.
- Zareian, F., & Krawinkler, H. (2007). Assessment of probability of collapse and design for collapse safety. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(13), 1901–1914.

LAMPIRAN

7.1 Perhitungan Pembebanan Struktur

Dalam Tugas Akhir ini, tipe beban yang digunakan untuk tiga model (4 lantai, 8 lantai, dan 16 lantai) adalah beban gravitasi. Adapun beban gravitasi yang bekerja pada struktur adalah sebagai berikut.

- 4. Beban mati = 31,33 psf = 1,5 kN/m²
- 5. Beban mati tambahan (SDL)
 - Lantai tipikal = 80 psf = 3,83 kN/m²
 - Lantai atap = 25 psf = 1,2 kN/m²
 - Beban dinding = 10 psf = 0,479 kN/m²
- Beban Hidup (Live) = 50 psf = 2,39 kN/m²

7.2 Syarat Perioda Struktur

Penentuan perioda yang digunakan untuk perhitungan gaya geser dasar dan gaya lateral statik ekuivalen adalah sebagai berikut dengan menggunakan acuan SNI 1726:2019.

- 4 Lantai

Data struktur adalah sebagai berikut:

- Tinggi lantai bawah : 5,486 m
- Tinggi lantai tipikal : 4,267 m
- Hn : 18,288 m
- Cu : 1,4
- Ct : 0,0731
- x : 0,75

Tabel 7.1: Kontrol perioda getar alami struktur 4 lantai.

Arah X				
$T_{a\min} = C_t \cdot h_n^x$	$T_{a\max} = C_u \cdot T_a$	T (Etabs)	T pakai	Kontrol
0,614 s	0,859 s	0,578 s	0,614 s	Ok

Berdasarkan tabel 7.1, perioda alami struktur yang digunakan adalah harus dikontrol menggunakan $T_{a \min}$ dan $T_{a \max}$ sehingga digunakan perioda yaitu 0,614 detik pada 4 lantai.

- 8 Lantai

Data struktur adalah sebagai berikut.

- Tinggi lantai bawah : 5,486 m
- Tinggi lantai tipikal : 4,267 m
- H_n : 35,355 m
- C_u : 1,4
- C_t : 0,0731
- x : 0,75

Tabel 7.2: Kontrol perioda getar alami struktur 8 lantai.

Arah X				
$T_{a \min} = C_t \cdot H_n^x$	$T_{a \max} = C_u \cdot T_a$	T (Etabs)	T pakai	Kontrol
1,032 s	1,445 s	1,455 s	1,445 s	Ok

Berdasarkan tabel 7.2, perioda alami struktur yang digunakan adalah harus dikontrol menggunakan $T_{a \min}$ dan $T_{a \max}$ sehingga digunakan perioda yaitu 1,445 detik pada 8 lantai.

- 16 Lantai

Data struktur adalah sebagai berikut.

- Tinggi lantai bawah : 5,486 m
- Tinggi lantai tipikal : 4,267 m
- H_n : 69,491 m
- C_u : 1,4
- C_t : 0,0731
- x : 0,75

Tabel 7.3: Kontrol perioda getar alami struktur 16 lantai.

Arah X				
$T_{a\min} = C_t \cdot h_n^x$	$T_{a\max} = C_u \cdot T_a$	T (Etabs)	T pakai	Kontrol
1,736 s	2,431 s	2,274 s	2,274 s	Ok

Berdasarkan tabel 7.3, perioda alami struktur yang digunakan adalah harus dikontrol menggunakan $T_{a\min}$ dan $T_{a\max}$ sehingga digunakan perioda yaitu 2,274 detik pada 16 lantai.

7.3 Modal Participating Mass Ratios

- 4 Lantai

Tabel 7.4: Hasil output *Modal Participating Mass Ratios* struktur pemodelan dengan Program Analisis Struktur (4 lantai).

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>						
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.578	0.8044	0	80%	0%
Modal	2	0.567	0	0.8041	80%	80%
Modal	3	0.35	0	0	80%	80%
Modal	4	0.219	0.1349	0	94%	80%
Modal	5	0.212	0	0.1353	94%	94%
Modal	6	0.152	0.0302	0	97%	94%
Modal	7	0.146	0	0.0305	97%	97%
Modal	8	0.13	0	0	97%	97%
Modal	9	0.121	0.0305	0	100%	97%
Modal	10	0.115	0	0.03	100%	100%
Modal	11	0.09	0	0	100%	100%
Modal	12	0.072	0	0	100%	100%

Tabel 7.5: Hasil selisih persentase nilai perioda (4 lantai).

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
1 & 2	1.903	OK	Not OK
2 & 3	38.272	Not OK	OK
3 & 4	37.429	Not OK	OK
4 & 5	3.196	OK	Not OK
5 & 6	28.302	Not OK	OK
6 & 7	3.947	OK	Not OK

Tabel 7.5: Lanjutan

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS >15%
7 & 8	10.959	OK	Not OK
9 & 10	8.61	OK	Not OK
10 & 11	5.74	OK	Not OK
11 & 12	22.61	Not OK	OK

- 8 Lantai

Tabel 7.6: Hasil output *Modal Participating Mass Ratios* struktur pemodelan dengan Program Analisis Struktur (8 lantai).

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>						
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1.455	0	0.7323	0%	73%
Modal	2	1.446	0.7358	0	74%	73%
Modal	3	0.919	0	0	74%	73%
Modal	4	0.491	0.1698	0	91%	73%
Modal	5	0.49	0	0.1709	91%	90%
Modal	6	0.312	0	0	91%	90%
Modal	7	0.278	0.043	0	95%	90%
Modal	8	0.275	0	0.0431	95%	95%
Modal	9	0.202	0.0256	0	97%	95%
Modal	10	0.199	0	0.0257	97%	97%
Modal	11	0.175	0	0	97%	97%
Modal	12	0.164	0.0078	0	98%	97%

Tabel 7.7: Hasil selisih persentase nilai perioda (8 lantai).

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS >15%
1 & 2	0.619	OK	Not OK
2 & 3	36.445	Not OK	OK
3 & 4	46.572	Not OK	OK
4 & 5	0.204	OK	Not OK
5 & 6	36.327	Not OK	OK
6 & 7	10.897	OK	Not OK
7 & 8	1.079	OK	Not OK
9 & 10	26.545	Not OK	OK
10 & 11	1.485	OK	Not OK
11 & 12	12.060	OK	Not OK

- 16 Lantai

Tabel 7.8: Hasil output *Modal Participating Mass Ratios* struktur pemodelan dengan Program Analisis Struktur (16 lantai).

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>						
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	2.274	0	0.6742	0%	67%
Modal	2	2.214	0.6794	0	68%	67%
Modal	3	1.387	0	0	68%	67%
Modal	4	0.712	0	0.1806	68%	85%
Modal	5	0.705	0.1755	0	85%	85%
Modal	6	0.435	0	0	85%	85%
Modal	7	0.381	0	0.0591	85%	91%
Modal	8	0.381	0.0585	0	91%	91%
Modal	9	0.256	0.0264	0	94%	91%
Modal	10	0.255	0	0.0267	94%	94%
Modal	11	0.233	0	0	94%	94%
Modal	12	0.198	0.0168	0	96%	94%

Tabel 7.9: Hasil selisih persentase nilai perioda (16 lantai).

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
1 & 2	2.639	OK	Not OK
2 & 3	37.353	Not OK	OK
3 & 4	48.666	Not OK	OK
4 & 5	0.983	OK	Not OK
5 & 6	38.298	Not OK	OK
6 & 7	12.414	OK	Not OK
7 & 8	0.000	OK	Not OK
9 & 10	32.808	Not OK	OK
10 & 11	0.391	OK	Not OK
11 & 12	8.627	OK	Not OK

7.4 Berat Sendiri Struktur

- 4 Lantai

Tabel 7.10: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan Program Analisis Struktur (Etabs).

TABLE: Mass Summary by Story	
Story	UX
	Kg
Story4	485678.89
Story3	1061483.71
Story2	1067842.77
Story1	1099133.42
Total	3714138.79

Dari hasil perhitungan Etabs diatas, total dari berat keseluruhan gedung dan termasuk beban yang ada pada 4 lantai adalah 3.714.138.79 Kg

- 8 Lantai

Tabel 7.11: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan Program Analisis Struktur (Etabs).

TABLE: Mass Summary by Story	
Story	UX
	Kg
Story8	567750.94
Story7	1410310.39
Story6	1422968.01
Story5	1420524.2
Story4	1431055.87
Story3	1426426.82
Story2	1444030.71
Story1	1461094.96
Total	10584161.9

Dari hasil perhitungan Etabs diatas, total dari berat keseluruhan gedung dan termasuk beban yang ada pada 8 lantai adalah 10.584.161.9 Kg

- 16 Lantai

Tabel 7.12: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan Program Analisis Struktur (Etabs).

TABLE: Mass Summary by Story	
Story	UX
	Kg
Story16	439791.76
Story15	644593.99
Story14	645589.5
Story13	656931.11
Story12	653727.48
Story11	660627.84
Story10	660640.06
Story9	670757.78
Story8	671298.98
Story7	681929.78
Story6	682065.34
Story5	692263.93
Story4	698702.72
Story3	700212.18
Story2	715929.39
Story1	747767.61
Total	10622829

Dari hasil perhitungan Etabs diatas, total dari berat keseluruhan gedung dan termasuk beban yang ada pada 16 lantai adalah 10.622.829 Kg

7.5 Perhitungan Gaya Geser Dasar dan Gaya Lateral Statik Ekuivalen

Menghitung gaya geser dasar untuk mendapatkan hasil gaya lateral statik ekuivalen, dimana mengacu pada peraturan SNI 1726:2019.

- 4 Lantai

Data Struktur :

- S_{D1} : 0,684 g
- S_{Ds} : 1,0 g
- R : 6
- I_e : 1

– S_1 : 0,6033 g

❖ Cs Hitung : $C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$
: 0,167

❖ Cs Max : $C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$
: 0,186

❖ Cs Min : $C_{s \min} = \frac{0.5 \times S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$
: 0,044

Tabel 7.13: Nilai Cs untuk 4 lantai (R=6).

Arah X				
Arah X	Cs Hitung	Cs Minimum	Cs Maksimum	Cs Pakai
	0,167 s	0,044 s	0,186 s	0.167 s

Pada SNI 1726:2019, penentuan nilai C_s yaitu C_s hitung harus berada diantara $C_s \min$ dan $C_s \max$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung 4 lantai adalah :

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,167 \times 36398,56 \text{ KN}$$

$$V = 6066,43 \text{ KN}$$

Ket : $W_t = 3714138.79 \text{ Kg} \times 0,0098$

$$W_t = 36398,56 \text{ KN}$$

❖ Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.3, k adalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$

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

Tabel 7.14: Penentuan nilai k .

Distribusi Beban Gempa	
Periode	K
0.5	1
2.5	2
0,5-2,5	Interpolasi

Hasil interpolasi dari kedua periode adalah 1.073, maka nilai k yang digunakan adalah 1.073.

Tabel 7.15: Nilai story shear untuk gaya lateral statik ekivalen 4 lantai.

Arah X					
Lantai	Berat (kg) W_x	Tinggi Lantai h_x	$W_x \cdot h_x^k$	Force	Story Shear (F_x)
Story 4	4759.65	18.288	107678.27	1383.51	1383.51
Story 3	10402.54	14.02	176949.32	2273.54	3657.05
Story 2	10464.86	9.753	120585.02	1549.34	5206.40
Story 1	10771.51	5.486	66935.79	860.03	6066.43
Hasil	36398.56		472148.41		

Berdasarkan tabel 7.15 diatas, dapat dilihat bahwasanya nilai gaya geser pada lantai 1 untuk struktur 4 lantai adalah 6066.43 KN.

- 8 Lantai

Data Struktur :

- S_{D1} : 0,684 g
- S_{DS} : 1,0 g
- R : 6
- I_e : 1
- S_1 : 0,6033 g

❖ C_s Hitung : $C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$
: 0,167

$$\begin{aligned} \text{❖ Cs Max} & : C_{S \max} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \\ & : 0,079 \\ \text{❖ Cs Min} & : C_{S \min} = \frac{0.5 \times S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \\ & : 0,044 \end{aligned}$$

Tabel 7.16: Nilai Cs untuk 8 lantai (R=6).

Arah X				
Arah X	Cs Hitung	Cs Minimum	Cs Maksimum	Cs Pakai
	0,167 s	0,044 s	0,079 s	0.079 s

Pada SNI 1726:2019, penentuan nilai *Cs* yaitu *Cs* hitung harus berada diantara *Cs min* dan *Cs max*.

Maka gaya geser dasar struktur gedung 8 lantai adalah :

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,079 \times 103724,79 \text{ KN}$$

$$V = 8123,33 \text{ KN}$$

$$\text{Ket : } W_t = 10584161,9 \text{ Kg} \times 0,0098$$

$$W_t = 103724,79 \text{ KN}$$

❖ Penentuan nilai *k*

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.3, *k* adalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

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

Tabel 7.17: Penentuan nilai k .

Distribusi Beban Gempa	
Periode	K
0.5	1
2.5	2
0,5-2,5	Interpolasi

Hasil interpolasi dari kedua periode adalah 1.478, maka nilai k yang digunakan adalah 1.478.

Tabel 7.18: Nilai story shear untuk gaya lateral statik ekivalen 8 lantai.

Arah X					
Lantai	Berat (kg) W_x	Tinggi Lantai h_x	$W_x * h_x^k$	Force	Story Shear (F_x)
Story 8	5563.96	35.355	1079493.56	997.47	997.47
Story 7	13821.04	31.088	2217413.15	2048.94	3046.41
Story 6	13945.09	26.821	1798841.82	1662.17	4708.58
Story 5	13921.14	22.554	1390152.82	1284.53	5993.11
Story 4	14024.35	18.287	1027302.06	949.25	6942.35
Story 3	13978.98	14.02	691505.70	638.97	7581.32
Story 2	14151.50	9.753	409500.31	378.39	7959.71
Story 1	14318.73	5.486	177074.07	163.62	8123.33
Hasil	103724.79		8791283.48		

Berdasarkan tabel 7.18 diatas, dapat dilihat bahwasanya nilai gaya geser pada lantai 1 untuk struktur 8 lantai adalah 8123.33 KN.

- 16 Lantai

Data Struktur :

- S_{D1} : 0,684 g
- S_{Ds} : 1,0 g
- R : 6
- I_e : 1
- S_1 : 0,6033 g

$$\begin{aligned} \text{❖ Cs Hitung} &: C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &: 0,167 \\ \text{❖ Cs Max} &: C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &: 0,050 \\ \text{❖ Cs Min} &: C_{s \min} = \frac{0,5 \times S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &: 0,044 \end{aligned}$$

Tabel 7.19: Nilai Cs untuk 16 lantai (R=6).

Arah X				
Arah X	Cs Hitung	Cs Minimum	Cs Maksimum	Cs Pakai
	0,167 s	0,044 s	0,050 s	0.050 s

Pada SNI 1726:2019, penentuan nilai C_s yaitu C_s hitung harus berada diantara $C_s \min$ dan $C_s \max$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung 16 lantai adalah :

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,050 \times 104103,73 \text{ KN}$$

$$V = 5216,63 \text{ KN}$$

$$\text{Ket : } W_t = 10622829,45 \text{ Kg} \times 0,0098$$

$$W_t = 104103,73 \text{ KN}$$

❖ Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.3, k adalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

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

Tabel 7.20: Penentuan nilai k .

Distribusi Beban Gempa	
Periode	K
0.5	1
2.5	2
0,5-2,5	Interpolasi

Hasil interpolasi dari kedua periode adalah 1.887, maka nilai k yang digunakan adalah 1.887.

Tabel 7.21: Nilai story shear untuk gaya lateral statik ekuivalen 16 lantai.

Arah X					
Lantai	Berat (kg) W_x	Tinggi Lantai h_x	$W_x * h_x^k$	Force	Story Shear (F_x)
Story 16	4309.96	69.491	12888202.74	598.21	598.21
Story 15	6317.02	65.224	16760969.92	777.97	1376.18
Story 14	6326.78	60.957	14774814.57	685.78	2061.96
Story 13	6437.92	56.69	13110298.77	608.52	2670.48
Story 12	6406.53	52.423	11255391.01	522.42	3192.90
Story 11	6474.15	48.156	9690457.10	449.79	3642.68
Story 10	6474.27	43.889	8134224.59	377.55	4020.24
Story 9	6573.43	39.622	6809226.32	316.05	4336.29
Story 8	6578.73	35.355	5496279.39	255.11	4591.40
Story 7	6682.91	31.088	4380143.25	203.31	4794.71
Story 6	6684.24	26.821	3315769.39	153.90	4948.61
Story 5	6784.19	22.554	2426781.45	112.64	5061.25
Story 4	6847.29	18.287	1648850.73	76.53	5137.78
Story 3	6862.08	14.02	1000850.56	46.45	5184.24
Story 2	7016.11	9.753	515941.07	23.95	5208.19
Story 1	7328.12	5.486	181956.86	8.45	5216.63
Hasil	104103.73		112390157.72		

Berdasarkan tabel 7.21 diatas, dapat dilihat bahwasanya nilai gaya geser pada lantai 1 untuk struktur 16 lantai adalah 5216.63 KN.

7.6 Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear*

Tabel 7.22: Hasil Analisis koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1,3, dan nilai R=6, untuk 4 lantai.

Story	Vx	35% Base Shear	Kontrol
4	1292.44	1912.22	OK
3	3387.46	1912.22	OK
2	4770.57	1912.22	OK
1	5463.49	1912.22	OK
Base	0	0	OK

Tabel 7.23: Hasil Analisis koreksi *story shear* dengan 35% *base shaer* dengan redundansi 1,3, dan nilai R=8, Untuk 8 lantai.

Story	Vx	35% Base Shear	Kontrol
8	910.44	2.512,20	TIDAK OK
7	2768.17	2.512,20	OK
6	4261.82	2.512,20	OK
5	5401.72	2.512,20	OK
4	6228.37	2.512,20	OK
3	6767.72	2.512,20	OK
2	7068.20	2.512,20	OK
1	7177.72	2.512,20	OK
Base	0	0	OK

Tabel 7.24: Hasil Analisis koreksi *story shear* dengan 35% *base shaer* dengan redundansi 1,3, dan nilai R=6, Untuk 16 lantai.

Story	Vx	35% Base Shear	Kontrol
16	601.66	1823,05	TIDAK OK
15	1383.89	1823,05	TIDAK OK
14	2073.11	1823,05	OK
13	2684.27	1823,05	OK
12	3208.45	1823,05	OK
11	3659.12	1823,05	OK
10	4036.70	1823,05	OK
9	4351.93	1823,05	OK
8	4605.43	1823,05	OK
7	4806.39	1823,05	OK
6	4957.35	1823,05	OK

Tabel 7.24: Lanjutan

Story	Vx	35% Base Shear	Kontrol
5	5066.57	1823,05	OK
4	5139.40	1823,05	OK
3	5182.18	1823,05	OK
2	5202.78	1823,05	OK
1	5208.72	1823,05	OK
Base	0	0	OK

7.7 Nilai Simpangan Gedung

Tabel 7.25: Hasil Analisis nilai simpangan gedung untuk 4 lantai.

Story	Combo	Direction	δ_{ex}	$\delta_{xe} = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1})$	$\Delta_x = \delta_{xe} \frac{c_{dx}}{I_e}$	h_{sx}	$\Delta_{ijin} = 0.020 h_{sx}$	Cek
			(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	
Lantai 4	Envelope	Y	22.768	4.087	20.435	4267	85.4	OK
Lantai 3	Envelope	Y	18.681	6.790	33.95	4267	85.4	OK
Lantai 2	Envelope	Y	11.891	7.087	35.435	4267	85.4	OK
Lantai 1	Envelope	Y	4.804	4.804	24.02	5486	109.7	OK

Berdasarkan tabel 7.25 diatas, seluruh simpangan antar tingkat sudah memenuhi syarat aman, dengan angka izin $\Delta_{ijin} = 0.020 h_{sx}$.

Tabel 7.26: Hasil Analisis nilai simpangan gedung untuk 8 lantai.

Story	Combo	Direction	δ_{ex}	$\delta_{xe} = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1})$	$\Delta_x = \delta_{xe} \frac{c_{dx}}{I_e}$	h_{sx}	$\Delta_{ijin} = 0.020 h_{sx}$	Cek
			(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	
Lantai 8	Envelope	Y	75.296	7.305	36.525	85.4	75.296	OK
Lantai 7	Envelope	Y	67.991	10.252	51.26	85.4	67.991	OK
Lantai 6	Envelope	Y	57.74	11.659	58.295	85.4	57.739	OK
Lantai 5	Envelope	Y	46.08	12.370	61.85	85.4	46.080	OK
Lantai 4	Envelope	Y	33.71	10.953	54.765	85.4	33.710	OK

Tabel 7.26: Lanjutan

Story	Combo	Direction	δ_{ex}	$\delta_{xe} = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1})$	$\Delta_x = \delta_{xe} \frac{C_{dx}}{I_e}$	h_{sx}	$\Delta_{ijin} =$ 0.020 h_{sx}	Cek
			(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	
Lantai 3	Envelope	Y	22.76	9.447	47.235	85.4	22.757	OK
Lantai 2	Envelope	Y	13.31	8.153	40.765	85.4	13.310	OK
Lantai 1	Envelope	Y	5.157	5.157	25.785	109.72	5.157	OK

Berdasarkan tabel 7.26 diatas, seluruh simpangan antar tingkat sudah memenuhi syarat aman, dengan angka izin $\Delta_{ijin} = 0.020 h_{sx}$.

Tabel 7.27: Hasil Analisis nilai simpangan gedung untuk 16 lantai.

Story	Combo	Direction	δ_{ex}	$\delta_{xe} = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1})$	$\Delta_x = \delta_{xe} \frac{C_{dx}}{I_e}$	h_{sx}	$\Delta_{ijin} =$ 0.020 h_{sx}	Cek
			(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	
Lantai 16	Envelope	Y	155.6	9.996	49.98	4267.2	85.4	OK
Lantai 15	Envelope	Y	145.6	11.641	58.21	4267.2	85.4	OK
Lantai 14	Envelope	Y	133.9	12.009	60.05	4267.2	85.4	OK
Lantai 13	Envelope	Y	121.9	12.605	63.03	4267.2	85.4	OK
Lantai 12	Envelope	Y	109.3	12.345	61.73	4267.2	85.4	OK
Lantai 11	Envelope	Y	96.97	11.977	59.89	4267.2	85.4	OK
Lantai 10	Envelope	Y	84.99	12.138	60.69	4267.2	85.4	OK
Lantai 9	Envelope	Y	72.85	11.457	57.29	4267.2	85.4	OK
Lantai 8	Envelope	Y	61.39 6	11.404	57.02	4267.2	85.4	OK
Lantai 7	Envelope	Y	49.99	10.365	51.83	4267.2	85.4	OK
Lantai	Envelope	Y	39.63	9.558	47.79	4267.2	85.4	OK

Story	Combo	Direction	δ_{ex}	$\delta_{xe} = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1})$	$\Delta_x = \delta_{xe} \frac{C_{dx}}{I_e}$	h_{sx}	$\Delta_{ijin} = 0.020 h_{sx}$	Cek
			(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	
6								
Lantai 5	Envelope	Y	30.069	8.138	40.69	4267.2	85.4	OK
Lantai 4	Envelope	Y	21.931	7.820	39.1	4267.2	85.4	OK
Lantai 3	Envelope	Y	14.111	6.423	32.12	4267.2	85.4	OK
Lantai 2	Envelope	Y	7.688	4.854	24.27	4267.2	85.4	OK
Lantai 1	Envelope	Y	2.834	2.834	14.17	5486.4	109.72	OK

Berdasarkan tabel 7.27 diatas, seluruh simpangan antar tingkat sudah memenuhi syarat aman, dengan angka izin $\Delta_{ijin} = 0.020 h_{sx}$.

7.8 Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Tabel 7.28: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah X 4 lantai.

Story	Kekakuan total	Ki/Ki+1 (%)	Rata-rata Kek. 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr (%)
4	343588.9			
3	532814.9	155%	535086.90	
2	728856.9	137%	824093.68	136%
1	1210609	166%		147%

Tabel 7.29: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah X 8 lantai.

Story	Kekakuan total	Ki/Ki+1 (%)	Rata-rata Kek. 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr (%)
8	172098.3			
7	315780.1	183%	294339.42	
6	395139.8	125%	386331.87	134%
5	448075.7	113%	476367.18	116%
4	585886.1	131%	592338.15	123%
3	743052.7	127%	748416.45	125%
2	916310.5	123%	1010444.72	122%
1	1371971	150%		136%

Tabel 7.30: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah X 16 lantai.

Story	Kekakuan total	Ki/Ki+1 (%)	Rata-rata Kek. 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr (%)
16	111099.3			
15	190397	171%	184024.77	
14	250578.1	132%	240316.30	136%
13	279973.9	112%	283382.25	117%
12	319594.8	114%	318650.33	113%
11	356382.3	112%	349649.45	112%
10	372971.2	105%	383314.96	107%
9	420591.3	113%	413463.03	110%
8	446826.5	106%	462309.64	108%
7	519511	116%	521360.81	112%
6	597744.9	115%	614683.11	115%
5	726793.4	122%	698631.22	118%
4	771355.4	106%	807445.08	110%
3	924186.4	120%	976911.96	114%
2	1235194	134%	1374589.18	126%
1	1964387	159%		143%

7.9 Pengaruh Efek P-Delta

Tabel 7.31: Hasil Analisis P-Delta struktur 4 lantai (R=6).

Perhitungan P-Δ arah X Akibat Envelope Max								
Story	Px	Δx	Ie	Vx	hsx	Cdx	$\theta = \frac{P_x \Delta_x I_e}{V_x h_{sx} C_{dx}}$	Cek
	kN	mm		kN	mm			
Lantai 4	4497.3	22.768	1	1432.5	4270	5	0.0033	P-Δ Diabaikan
Lantai 3	12631.9	18.681	1	3758.2	4270	5	0.0029	P-Δ Diabaikan
Lantai 2	21411.0	11.891	1	5296.8	4270	5	0.0023	P-Δ Diabaikan
Lantai 1	30623.6	4.804	1	6070.5	5486	5	0.0009	P-Δ Diabaikan

Tabel 7.32: Hasil Analisis P-Delta struktur 8 lantai (R=6).

Story	Px	Δ_x	Ie	Vx	hsx	Cdx	$\theta_x = \frac{P_x \Delta_x I_e}{V_x h_{sx} C_{dx}}$	Cek
	kN	mm		kN	mm			
Lantai 8	5597.5	75.296	1	906.7	4270	5	0.0218	P- Δ Diabaikan
Lantai 7	23179.9	67.991	1	2755.7	4270	5	0.0268	P- Δ Diabaikan
Lantai 6	40865.2	57.739	1	4241.3	4270	5	0.0261	P- Δ Diabaikan
Lantai 5	58587.9	46.080	1	5374.2	4270	5	0.0235	P- Δ Diabaikan
Lantai 4	76414.4	33.710	1	6195.0	4270	5	0.0195	P- Δ Diabaikan
Lantai 3	94218.1	22.757	1	6729.9	4270	5	0.0149	P- Δ Diabaikan
Lantai 2	112124.9	13.310	1	7027.4	4270	5	0.0099	P- Δ Diabaikan
Lantai 1	130404.5	5.157	1	7135.5	5486	5	0.0034	P- Δ Diabaikan

Tabel 7.33: Hasil Analisis P-Delta struktur 16 lantai (R=6).

Story	Px	Δ_x	Ie	Vx	hsx	Cdx	$\theta_x = \frac{P_x \Delta_x I_e}{V_x h_{sx} C_{dx}}$	Cek
	kN	mm		kN	mm			
Lantai 16	3856.3	155.564	1	607.8	4270	5	0.0462	P- Δ Diabaikan
Lantai 15	11636.0	145.568	1	1396.5	4270	5	0.0568	P- Δ Diabaikan
Lantai 14	19904.1	133.927	1	2090.1	4270	5	0.0597	P- Δ Diabaikan
Lantai 13	28379.9	121.918	1	2703.7	4270	5	0.0599	P- Δ Diabaikan
Lantai 12	36796.0	109.313	1	3228.7	4270	5	0.0584	P- Δ Diabaikan
Lantai 11	45315.2	96.968	1	3679.0	4270	5	0.0559	P- Δ Diabaikan
Lantai 10	53774.7	84.991	1	4055.1	4270	5	0.0528	P- Δ Diabaikan
Lantai 9	62413.1	72.853	1	4368.2	4270	5	0.0488	P- Δ Diabaikan
Lantai 8	70991.9	61.396	1	4619.1	4270	5	0.0442	P- Δ Diabaikan
Lantai 7	79761.8	49.992	1	4817.2	4270	5	0.0388	P- Δ Diabaikan

Story	Px	Δx	Ie	Vx	hsx	Cdx	$\theta_x = \frac{P_x \Delta_x I_e}{V_x h_{sx} C_{dx}}$	Cek
	kN	mm		kN	mm			
Lantai 6	88472.3	39.627	1	4965.3	4270	5	0.0331	P-Δ Diabaikan

Tabel 7.33: Lanjutan

Story	Px	Δx	Ie	Vx	hsx	Cdx	$\theta_x = \frac{P_x \Delta_x I_e}{V_x h_{sx} C_{dx}}$	Cek
	kN	mm		kN	mm			
Lantai 5	97363.8	30.069	1	5071.9	4270	5	0.0270	P-Δ Diabaikan
Lantai 4	106254.5	21.931	1	5142.5	4270	5	0.0212	P-Δ Diabaikan
Lantai 3	115239.6	14.111	1	5183.6	4270	5	0.0147	P-Δ Diabaikan
Lantai 2	124282.4	7.688	1	5203.2	4270	5	0.0086	P-Δ Diabaikan
Lantai 1	133827.2	2.834	1	5208.7	5486	5	0.0027	P-Δ Diabaikan

7.10 Koreksi Simpangan Antar Tingkat

Table 7.34: Nilai koreksi skala simpangan antar tingkat.

Model Struktur	Arah Gempa	Vt (kN)	Cs . W (kN)	Kontrol
4 Lantai	Y	5463.49	6066.43	NOT OK
8 Lantai	Y	7177.72	8177.90	NOT OK
16 Lantai	Y	5208.72	5216.63	NOT OK

Dikarenakan syarat skala simpangan antar lantai belum terpenuhi, yaitu gaya geser dasar respon spektrum (V_t) lebih kecil dari nilai $C_s.W$, maka sesuai SNI 1726-2019 pasal 7.9.1.4.1 maka simpangan harus dikali dengan $C_s.W/V_t$.

- 4 Lantai

$$\begin{aligned} C_s.W/V_t &= 6066,43 \text{ kN} / 5463,49 \text{ kN} \\ &= 111 \% \text{ (OKE)} \end{aligned}$$

- 8 Lantai

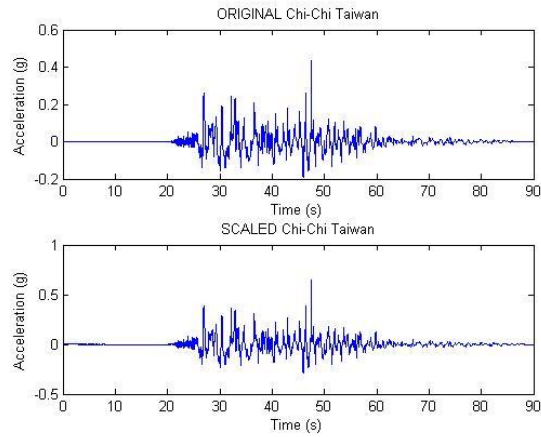
$$\begin{aligned} C_s.W/V_t &= 8177,90 \text{ kN} / 7177,72 \text{ kN} \\ &= 113 \% \text{ (OKE)} \end{aligned}$$

- 16 Lantai

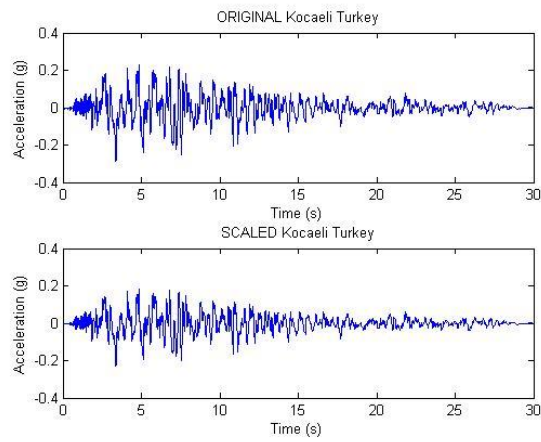
$$C_s \cdot W / V_t = 5216,63 \text{ kN} / 5208,72 \text{ kN}$$

$$= 100,2 \% \text{ (OKE)}$$

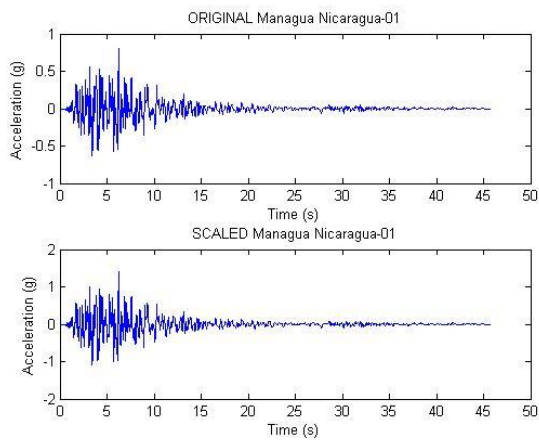
7.11 Ground Motion (Rekaman gempa)



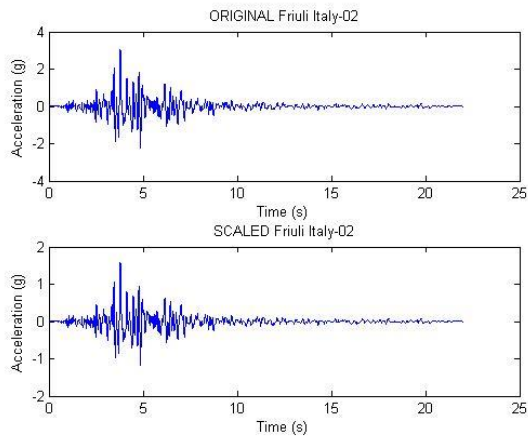
Gambar 7.1 Chi-Chi Taiwan



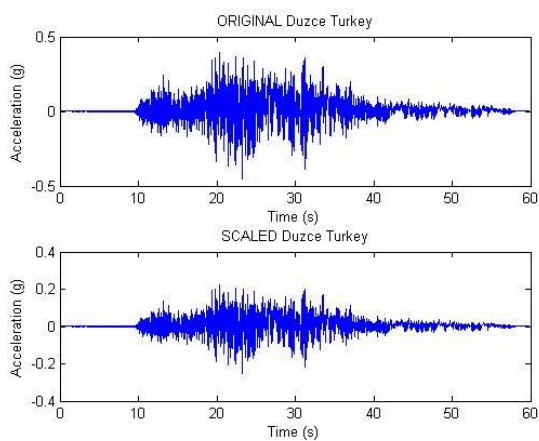
Gambar 7.2 Kocaeli Turkey



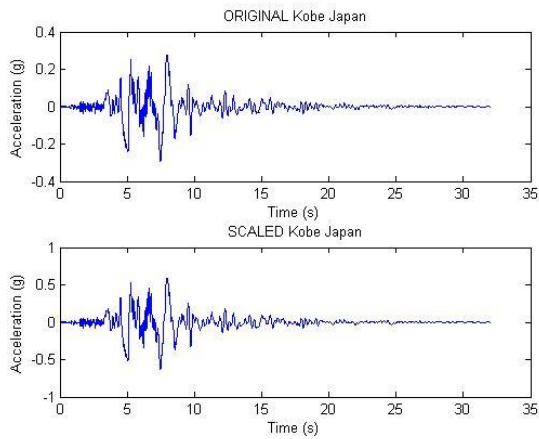
Gambar 7.3 Managua Nicaragua-01



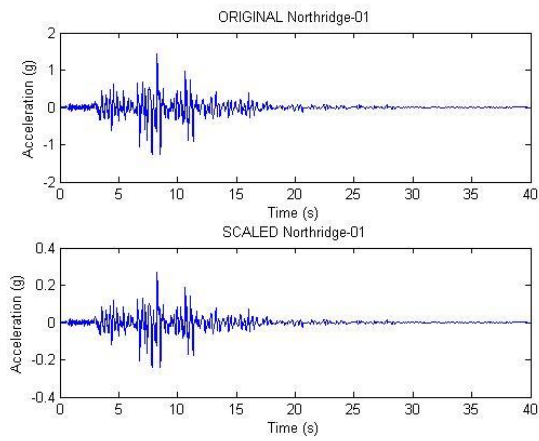
Gambar 7.4 Friuli Italy-02



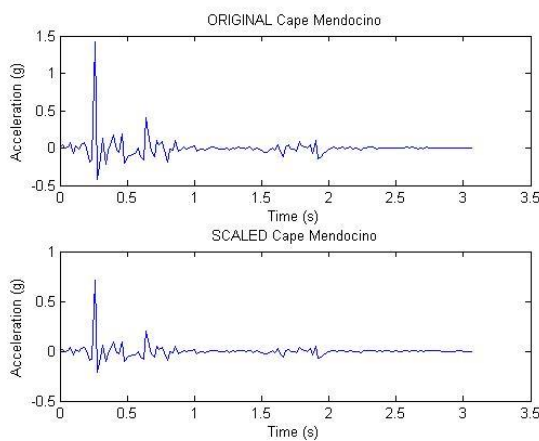
Gambar 7.5 Duzce Turkey



Gambar 7.6 Kobe Japan



Gambar 7.7 Northridge-01



Gambar 7.8 Cape Mendocino

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI

Nama : Juliana Helen Sinambela
Tempat, Tanggal Lahir : Halado, 25 Juli 2000
Alamat : Jln. Ampera 6 No. 22, Medan Timur
Agama : Islam
No.Hp : 082273087933
Email : julianasinambela25@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

No.	Tingkat	Nama sekolah	Tahun Lulus
1.	SD	SD Negeri 177939 Halado	2012
2.	SMP	SMP Negeri 1 Pintu Pohan Meranti	2015
3.	SMA	SMA Negeri 1 Pintu Pohan Meranti	2018
4.	Perguruan Tinggi (S1)	Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU)	2022