

TUGAS AKHIR

**PENGARUH METODE MODIFIKASI GERAKAN TANAH
TERHADAP KINERJA DEFORMASI STRUKTUR BAJA
SRPMK BERBRESING EKSENTRIS
(*Studi Literatur*)**

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

Disusun Oleh :

**GILANG MAHARDIKA
1707210058**



UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

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

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh :

Nama : Gilang Mahardika

NPM : 1707210058

Program Studi : Teknik Sipil

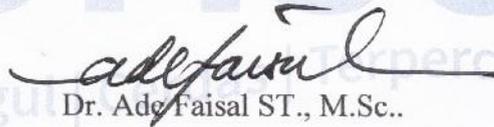
Judul Skripsi : Pengaruh Metode Modifikasi Gerakan Tanah Terhadap
Kinerja Deformasi Struktur Baja SRPMK Berbresing
Eksentris

Bidang Ilmu : Struktur

DISETUJUI UNTUK DISAMPAIKAN KEPADA
PANITIA UJIAN SKRIPSI

Medan, Februari 2022

Dosen Pembimbing



Dr. Ade Faisal ST., M.Sc..

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Judul Skripsi : Pengaruh Metode Modifikasi Gerakan Tanah Terhadap Kinerja
Deformasi Struktur Baja SRPMK Berbresing Eksentris

Nama : Gilang Mahardika

NPM : 1707210058

Program Studi : Teknik Sipil

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, Februari 2022

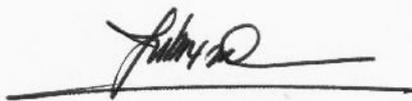
Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing



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

Dosen Pembanding I



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

Dosen Pembanding II



Tondi Amirsyah Putera, S.T., M.T

Kepala Program Teknik Sipil



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

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Gilang Mahardika
Tempat/Tanggal Lahir : Medan/ 13 September 1998
NPM : 1707210058
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil

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

“Pengaruh Metode Modifikasi Gerakan Tanah Terhadap Kinerja Deformasi Struktur Baja SRPMK Berbresing Eksentris”.

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

Bila kemudian hari diduga ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia di proses 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, Februari 2022
Saya yang menyatakan,



Gilang Mahardika

ABSTRAK

PENGARUH METODE MODIFIKASI GERAKAN TANAH TERHADAP KINERJA DEFORMASI STRUKTUR BAJA SRPMK BERBRESING EKSENTRIS (STUDI LITERATUR)

Gilang Mahardika
1707210058
Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Gempa bumi (*earth quake*) adalah suatu gejala fisik yang ditandai dengan bergetarnya bumi dengan berbagai intensitas. Terjadinya gempa salah satunya disebabkan oleh pelepasan energi didalam bumi yang ditandai secara tiba-tiba dengan pergerakan lapisan batuan pada lempeng tektonik (segmen keras kerak bumi) atau juga bisa disebut dengan gempa tektonik. Hal itu yang menyebabkan Indonesia masuk kedalam wilayah zona gempa. Akibat daripada itu diperlukan bangunan-bangunan gedung yang fleksibel sangat dibutuhkan di wilayah area rawan gempa. Dalam hal tersebut struktur baja sangat direkomendasikan karena struktur baja lebih elastis dibandingkan dengan struktur beton bertulang. Pada tugas akhir ini direncanakan 3 model struktur 4, 8, dan 16 lantai yang dimodelkan terhadap 3 jenis metode modifikasi penskalaan rekaman gempa yaitu metode PGA, metode RSA T1, dan metode *Spectral Matching* untuk analisis linier dan analisis non linier. Dari hasil analisis yang didapatkan dari hasil memodelkan struktur baja dengan kondisi tanah sedang ($R=8$) terhadap gempa tunggal didapatkan nilai *interstory drift* dimana hasil metode modifikasi penskalaan RSA T1 lebih dominan dibandingkan dengan nilai penskalaan *Spectral Matching* atau PGA pada hasil linier dan nilai *interstory drift* hasil metode modifikasi penskalaan *Spectral Matching* dapat bersaing dengan nilai penskalaan RSA T1 pada hasil nonlinier. Hasil analisis juga didapatkan nilai simpangan inelastic (ρ -ratio) untuk *interstory drift* dan *top displacement* dimana rasio nilai terbesar pada penskalaan *Spectral Matching* adalah 3,1457 untuk *interstory drift* dan 1,6607 untuk *top displacement* lebih dominan dibandingkan dengan rasio nilai penskalaan RSA T1 atau PGA.

Kata kunci: Gempa bumi, metode modifikasi gerakan tanah, baja.

ABSTRACT

INFLUENCE OF GROUND MOTION MODIFICATION METHOD FOR PERFORMANCE OF DEFORMATION ON ECCENTRIC BRACE FRAME WITH SPECIAL STEEL MOMENT FRAME (LITERATURE STUDY)

Gilang Mahardika
1707210058
Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Earthquake (earth quake) is a physical phenomenon characterized by the shaking of the earth with various intensities. One of the causes of earthquakes is the release of energy in the earth which is marked suddenly by the movement of rock layers on tectonic plates (hard segments of the earth's plate) or also called tectonic earthquakes. This is what causes Indonesia to enter the earthquake zone. As a result, flexible buildings are needed in earthquake-prone areas. In this case, steel structures are highly recommended because steel structures are more elastic than reinforced concrete structures. In this final project, 3 structural models which 4-story, 8-story, and 16-story are planned which are modeled on 3 types of groundmotion modification methods, namely PGA method, RSA T1 method, and Spectral Matching method for linear analysis and non-linear analysis. From the analysis results obtained from the results of modeling steel structures with moderate soil conditions ($R = 8$) against a single earthquake, the interstory drift value is obtained where the results of the RSA T1 scaling modification method are more dominant than the Spectral Matching or PGA scaling values on linear results and The results of Spectral Matching scaling method interstory drift values can compete with the RSA T1 scaling value on nonlinear results. The results of the analysis also show that the inelastic displacement (ρ -ratio) values for interstory drift and top displacement where the ratio of the largest values on Spectral Matching scaling is 3,1457 for interstory drift and 1,6607 for top displacement which is more dominant than the ratio of RSA T1 or PGA scaling values.

Keywords: Earthquake, ground motion modification method, steel.

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 penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini yang berjudul “Pengaruh Metode Modifikasi Gerakan Tanah terhadap Kinerja Deformasi Struktur Baja SRPMK Berbresing Eksentris” 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 Proposal Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terima kasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Dr. Ade Faisal S.T, MSc selaku Dosen Pembimbing yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Proposal Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain S.T, MSc selaku Dosen Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara dan Pembanding I yang telah mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Proposal Tugas Akhir ini.
3. Bapak Tondi Amirsyah Putera, S.T., M.T selaku Dosen Pembanding II yang telah mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Proposal Tugas Akhir ini.
4. Ibu Rizki Efrida S.T., M.T selaku Sekretaris 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 di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.
7. Orang tua saya Ratno Warsono, Sannie dan saudara kandung saya Yongki Janando Putra, S.Kom atas dukungan moril maupun material dan kasih sayang tulus selama ini kepada penulis.

8. Bapak/Ibu Staff Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Mhd Difa Alfanza Nasution dan Afiful Anshari, S.T yang telah membantu saya dalam mengerjakan proposal tugas akhir ini.
10. Kepada para Tim Earthquake Engineering Research Group, Kristian Andika Sihotang, Nanda Irawan, dan semua teman sejawat saya lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

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 Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, Januari 2022

Gilang Mahardika

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI	ii
ABSTRAK	iii
<i>ABSTRACT</i>	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR NOTASI	xiii
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penulisan	3
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Manfaat Penelitian	4
1.6 Sistematika Penulisan	5
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Umum	6
2.2 Pengertian Gempa Bumi	6
2.2.1 Tahapan Kejadian Gempa Bumi	6
2.3 <i>Ground Motion</i> (Getaran Tanah)	7
2.3.1 Metode Modifikasi Gerakan Tanah	7
2.4 Prosedur Analisis	8
2.4.1 Analisis Statik Ekuivalen	8
2.4.2 Analisis Ragam Spektrum Respons	8
2.4.3 Analisa Riwayat Waktu	8
2.5 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019	9
2.5.1 Parameter Percepatan Gempa	9
2.5.2 Simpangan Lantai (<i>Drift</i>) Akibat Gempa	11

2.6	Jenis-Jenis Gempa	12
2.6.1	Gempa Dekat (<i>Near-field</i>)	12
2.6.2	Gempa Jauh (<i>Far-field</i>)	12
2.7	Karakteristik Bangunan Tahan Gempa	12
2.8	Material Baja	13
2.8.1	Daktilitas Material Baja	13
2.8.2	Baja Profil	13
2.9	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	14
2.10	Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE)	14
2.11	Pembebanan Struktur	15
2.12	Program Ruaumoko	16
2.13	Selubung Siklik (<i>Cyclic Envelope</i>)	16
2.14	Pemodelan Sendi Plastis Balok	17
2.15	Pemodelan Sendi Plastis Kolom	19
2.16	Rotasi Leleh (θ_y)	20
2.17	Panel Zone Sambungan Balok-Kolom	20
2.18	Prosedur Nonlinier pada Bresing Eksentris (<i>EBF</i>)	23
2.19	Pemodelan Balok <i>Link</i>	25
BAB 3 METODE PENELITIAN		28
3.1	Umum	28
3.2	Pemodelan Struktur	29
3.2.1	Data Perencanaan Struktur	29
3.3	Dimensi Kolom-Balok	33
3.4	Analisis Struktur	34
3.4.1	Analisis Dinamik Struktur Linier	34
3.4.1.1	Pembebanan	34
3.4.1.2	Respon Spektrum Desain	35
3.4.1.3	Kombinasi Pembebanan	36
3.4.2	Analisis Dinamik Struktur Non Linier	36
3.4.2.1	Pemodelan Struktur pada Program RUAUMOKO2D	36
3.4.2.2	Groundmotion Records	37
3.4.2.3	Analisis Respon Riwayat Waktu	39

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN	43
4.1 Hasil Model Linier Dan Non Linier	43
4.2 Hasil Analisa Linier	43
4.2.1 Respon Spektrum Ragam	43
4.2.2 Koreksi Gempa Dasar Nominal	44
4.2.3 Koreksi Faktor Redundansi	44
4.2.4 Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	45
4.2.5 Nilai Simpangan Antar Lantai	45
4.2.6 Nilai Simpangan Atap	48
4.2.7 Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	49
4.2.8 Pengaruh Efek P-Delta	49
4.3 Hasil Analisa Non Linier	49
4.4 Hasil Rasio Simpangan Inelastis (ρ -ratio)	53
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	56
5.1 Kesimpulan	56
5.2 Saran	57
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Komponen struktural bangunan.	33
Tabel 3.2	Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.	34
Tabel 3.3	Beban hidup pada lantai dan atap struktur berdasarkan SNI 1727:2013.	34
Tabel 3.4	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai $\rho=1$, $S_{DS} = 1$.	36
Tabel 3.5	Data-data rekaman gempa.	38
Tabel 4.1	Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen (V_I) dan Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum <i>output</i> Program Analisa Struktur V_t .	44
Tabel 4.2	Kontrol Nilai Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat.	45
Tabel 4.3	Nilai perbandingan <i>top displacement</i> untuk masing-masing model pada metode modifikasi penskalaan <i>groundmotion</i> .	48
Tabel 4.4	Nilai perbandingan <i>top displacement</i> nonlinier untuk masing masing model pada metode modifikasi penskalaan <i>groundmotion</i> .	53

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Bresing eksentrik tipe D.	2
Gambar 2.1	Skema urutan kejadian gempa bumi.	7
Gambar 2.2	Spektrum respon desain.	11
Gambar 2.3	Peta transisi periode panjang, T_L , wilayah Indonesia.	11
Gambar 2.4	Jenis baja profil, (a) Profil WF, (b) profil HSS.	14
Gambar 2.5	Kolom kuat balok lemah.	14
Gambar 2.6	Jenis rangka bresing eksentrik.	15
Gambar 2.7	Kurva <i>backbone</i> monotonik dan siklik yang ideal untuk balok baja.	17
Gambar 2.8	Skema gaya dari balok dan kolom yang bekerja pada zona panel dan gaya geser zona panel resultan.	21
Gambar 2.9	Gaya geser zona panel yang ideal versus deformasi geser.	22
Gambar 2.10	Skema Pemodelan Analitik Bresing Eksentris (<i>EBF</i>).	24
Gambar 2.11	Kurva Interaksi P-M (Bagian Permukaan luluh).	25
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian.	28
Gambar 3.2	Denah struktur model.	30
Gambar 3.3	Gambar proyeksi model struktur.	32
Gambar 3.4	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2019.	35
Gambar 3.5	Bentuk pemodelan struktur yang akan digunakan didalam program RUAUMOKO2D.	37
Gambar 3.6	Rekaman gempa Mammoth Lakes California sebelum diubah menjadi respon spektrum	40
Gambar 3.7	Rekaman gempa Mammoth Lakes California setelah diubah menjadi respon spektrum.	40
Gambar 3.8	Respon spektrum dengan 24 daerah gempa setelah diskalakan terhadap respon spektrum di Indonesia (Gunungsitoli).	40
Gambar 3.9	Rekaman gempa Mammoth Lakes California sebelum (gambar atas) dan setelah diskalakan (gambar bawah), ini merupakan gempa tunggal.	41

Gambar 4.1	Nilai rata-rata <i>interstory drift</i> untuk struktur SRPMK berbresing eksentris baja lantai 4 (Model 1) terhadap gempa tunggal dengan menggunakan berbagai metode modifikasi penskalaan <i>groundmotion</i> .	46
Gambar 4.2	Nilai rata-rata <i>interstory drift</i> untuk struktur SRPMK berbresing eksentris baja lantai 8 (Model 2) terhadap gempa tunggal dengan menggunakan berbagai metode modifikasi penskalaan <i>groundmotion</i> .	46
Gambar 4.3	Nilai rata-rata <i>interstory drift</i> untuk struktur SRPMK berbresing eksentris baja lantai 16 (Model 3) terhadap gempa tunggal dengan menggunakan berbagai metode modifikasi penskalaan <i>groundmotion</i> .	47
Gambar 4.4	Nilai rata-rata <i>interstory drift</i> Nonlinier untuk struktur SRPMK berbresing eksentris baja lantai 4 (Model 1) terhadap gempa tunggal dengan menggunakan berbagai metode modifikasi penskalaan <i>groundmotion</i> .	50
Gambar 4.5	Nilai rata-rata <i>interstory drift</i> Nonlinier untuk struktur SRPMK berbresing eksentris baja lantai 8 (Model 2) terhadap gempa tunggal dengan menggunakan berbagai metode modifikasi penskalaan <i>groundmotion</i> .	51
Gambar 4.6	Nilai rata-rata <i>interstory drift</i> Nonlinier untuk struktur SRPMK berbresing eksentris baja lantai 16 (Model 3) terhadap gempa tunggal dengan menggunakan berbagai metode modifikasi penskalaan <i>groundmotion</i> .	52
Gambar 4.7	Perbandingan nilai rasio simpangan inelastic (ρ -ratio) <i>interstory drift</i> berdasarkan beberapa metode modifikasi penskalaan <i>groundmotion</i> .	54
Gambar 4.8	Perbandingan nilai rasio simpangan inelastic (ρ -ratio) <i>top displacement</i> berdasarkan beberapa metode modifikasi penskalaan <i>groundmotion</i> .	54

DAFTAR NOTASI

A	= Percepatan
V	= Kecepatan
SDOF	= <i>Single Degree Of Freedom</i>
MDOF	= <i>Multi Degree Of Freedom</i>
F_y	= Tegangan leleh
F_u	= Tegangan ultimate
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
EBF	= <i>Eccentrically Braced Frames</i>
S_I	= Percepatan batuan dasar pada perioda pendek
S_S	= Percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik
MCE_R	= <i>Maximum Considered Eartquake Ratio</i>
F_a	= Faktor amplikasi getaran pada perioda pendek
F_v	= Faktor amplikasi getaran pada perioda 1 detik
S_{MS}	= Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek
S_{M1}	= Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik
T_e	= Waktu getar efektif
K_e	= Kekakuan lateral efektif
V_y	= Kuat leleh bangunan
ρ	= Faktor redundansi
PGA	= <i>Peak Ground Acceleration</i>
RSA (T_1)	= <i>Response Spectra Acceleration (T_1)</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

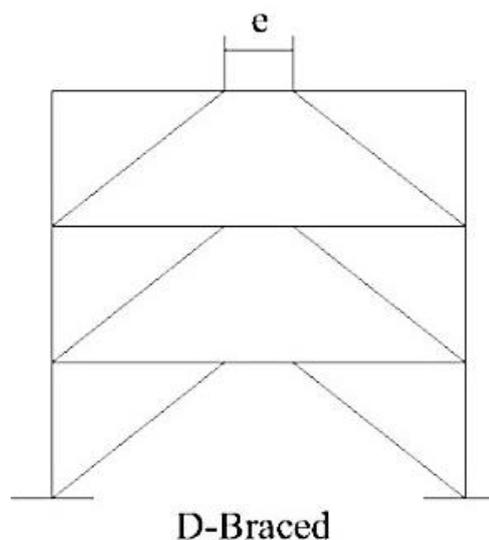
Gempa tektonik merupakan peristiwa bergetarnya bumi akibat pelepasan energi didalam bumi yang ditandai secara tiba-tiba dengan pergerakan lapisan batuan pada lempeng tektonik (segmen keras kerak bumi). Gempa tektonik sangat lumrah terjadi di Indonesia, dimana salah satu negara yang kondisi geografisnya berada pada 3 pertemuan lempeng tektonik, yaitu lempeng Indo-Australia, lempeng Eurasia, dan lempeng Pasifik yang mengakibatkan seringnya terjadi gempa dengan intensitas kecil maupun besar akibat dari pergeseran dari lempeng-lempeng tersebut. Akibat daripada itu diperlukan bangunan-bangunan gedung yang fleksibel sangat dibutuhkan di wilayah area rawan gempa dan juga struktur dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus guna memaksimalkan kinerja daripada balok, kolom dan sambungan. Penggunaan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus agar meminimalisir momen yang terjadi pada elemen akibat gaya gempa. Dengan kondisi geografis yang seperti itu letak suatu gedung bisa saja berada tepat dilokasi patahan dan bisa saja berjauhan dari lokasi patahan yang mengakibatkan berbedanya respon gempa yang diterima oleh suatu gedung. Dengan kondisi seperti ini bangunan gedung dengan material baja lebih sesuai dibandingkan dengan material beton (Siswanto dan Salim, 2018).

Oleh sebab itu dibutuhkan sistem struktur penahan beban gempa. Pada struktur baja, untuk mengurangi perpindahan lateral agar memperoleh kestabilan struktur, maka portal dilengkapi dengan pengaku (*bracing*). Menurut SNI 1726:2019, rangka bresing adalah suatu rangka batang vertikal, atau yang setara dengan jenis konsentris, atau eksentris, yang disediakan pada pada sistem rangka bangunan atau sistem ganda untuk menahan gaya lateral gempa. Penambahan bresing pada struktur gedung akan meningkatkan kekakuan, hal ini disebabkan karena penggunaan bresing akan memperpendek jarak balok atau kolom sehingga struktur menjadi lebih kaku (Affandi, 2020).

Dari berbagai macam sistem struktur pada SNI 1726:2019, salah satu jenisnya adalah Struktur Baja Sistem Rangka Berbresing Eksentris Khusus (SRBEK). Pada sistem ini, suatu sistem struktur portal baja penahan beban lateral yang merupakan perbaikan atau perpaduan dari 2 sistem portal konvensional, yaitu MRF (*Moment Resisting Frame*), dan CBF (*Concentrically Braced Frame*). Ciri yang khusus dari Rangka Berbresing Eksentris Khusus adalah minimal terdapat 1 dari ujung tiap bresing yang terhubung balok dan terdapat segmen terpisah pada balok yang disebut *link beam*. Kelebihan Rangka Berbresing Eksentris Khusus adalah memiliki kekakuan serta daktilitas tinggi. Kekakuan EBF yang tinggi tersebut diperoleh dari hubungan balok dan kolom, sedangkan daktilitas yang tinggi diperoleh dari elemen *link* yang mampu berdeformasi secara *inelastic*.

Jenis struktur ini diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang cukup besar pada *Link* saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana. SRBEK memiliki tingkat daktilitas yang lebih tinggi daripada tingkat daktilitas Sistem Rangka Bresing Eksentris Biasa (SRBEB).

Dalam tulisan ini, akan mengulas tentang pengaruh metode modifikasi gerakan tanah terhadap kinerja deformasi (simpangan) struktur baja SRPMK Berbresing Eksentris. Lalu, apakah nilai kinerja deformasi struktur baja SRPMK Berbresing Eksentris menjadi berbeda akibat pengaruh metode modifikasi gerakan tanah?.



Gambar 1.1: Bresing eksentrik tipe D.

1.2 Rumusan Masalah

1. Apakah pengaruh perbedaan metode modifikasi gerakan tanah akan memberikan hasil simpangan antar tingkat struktur baja SRPMK berbresing eksentris yang berbeda?
2. Apakah pengaruh perbedaan metode modifikasi gerakan tanah akan memberikan hasil simpangan atap struktur baja SRPMK berbresing eksentris yang berbeda?

1.3 Tujuan Penulisan

1. Untuk mengetahui dan membandingkan pengaruh metode modifikasi gerakan tanah akan memberikan hasil simpangan antar tingkat struktur baja SRPMK berbresing eksentris yang berbeda.
2. Untuk mengetahui dan membandingkan pengaruh metode modifikasi gerakan tanah akan memberikan hasil simpangan atap struktur baja SRPMK berbresing eksentris yang berbeda.

1.4 Batasan Masalah

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

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan:
 - Struktur baja dengan SRPMK berbresing eksentris Tipe D (sistem ganda) 2 Dimensi pada 4, 8, dan 16 lantai yang difungsikan sebagai perkantoran yang terdapat di daerah Gunungsitoli dengan jenis tanah sedang (SD).
 - Struktur dengan dimensi kolom dan balok yang hanya dianalisa pada batas aman saja, tidak dianalisa sampai ekonomis.
2. Perencanaan struktur baja, pembebanan serta gedung direncanakan berdasarkan:
 - Tata cara perencanaan struktur baja menggunakan Persyaratan Baja Struktural untuk bangunan Gedung SNI 1729:2020.
 - Perencanaan pembebanan menggunakan SNI 1727:2013 dan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung

(PPURG) 1987.

- Beban gempa dan gedung direncanakan menggunakan Standar Perencanaan Tahan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 1726:2019.
3. Menggunakan metode modifikasi gerakan tanah seperti metode PGA (*Peak Ground Acceleration*), metode RSA (T_1) (*Response Spectral Acceleration (T_1)*) dan metode *Spectral Matching* yang diskalakan berdasarkan respon spektrum wilayah Indonesia.
 4. Analisis menggunakan alat bantu berupa program yaitu:
 - Program Analisa Struktur, untuk menganalisa tahap desain pada Analisa *pushover* dan analisa riwayat waktu.
 - PEER NGA, COSMOS untuk mendapatkan rekaman gempa.
 - SEISMOSIGNAL, untuk mengubah *groundmotion* menjadi Respon Spektrum.
 - SEISMOMATCH, untuk menyesuaikan data rekaman gempa dengan respon spektra desain.
 - MATLAB versi R2014a, untuk menskalakan *groundmotion*.
 - RUAUMOKO2D versi 04, untuk menganalisa tahap evaluasi (Analisa Riwayat Waktu Nonlinear) yang hanya ditinjau secara 2 dimensi.
 5. Parameter yang ditinjau:
 - Linear adalah semua aspek yang harus di kontrol sesuai dengan SNI 1726:2019
 - Nonlinear : - Simpangan antar tingkat
- Simpangan atap

1.5 Manfaat Penelitian

Dari hasil perencanaan pada pemodelan Struktur Baja dengan SRPMK berbresing eksentris maka diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat untuk mengetahui bagaimana cara merencanakan struktur gedung baja dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) berbresing eksentris.

1.6 Sistematika Penulisan

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

BAB 1 PENDAHULUAN

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

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini akan menguraikan penjelasan mengenai mekanisme gempa, konsep perencanaan struktur bangunan baja, analisa struktur baja Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) berbresing eksentris, dan konsep tentang kekuatan bangunan baja terhadap gempa yang terjadi.

BAB 3 METODE PENELITIAN

Bab ini akan menampilkan bagaimana metode penelitian yang digunakan dari awal sampai akhir penelitian dan penjelasan mengenai cara memodelkan dan mendesain struktur bangunan baja dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) berbresing eksentris terhadap gempa yang terjadi dengan menggunakan Program Analisa Struktur.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

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

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

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

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

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

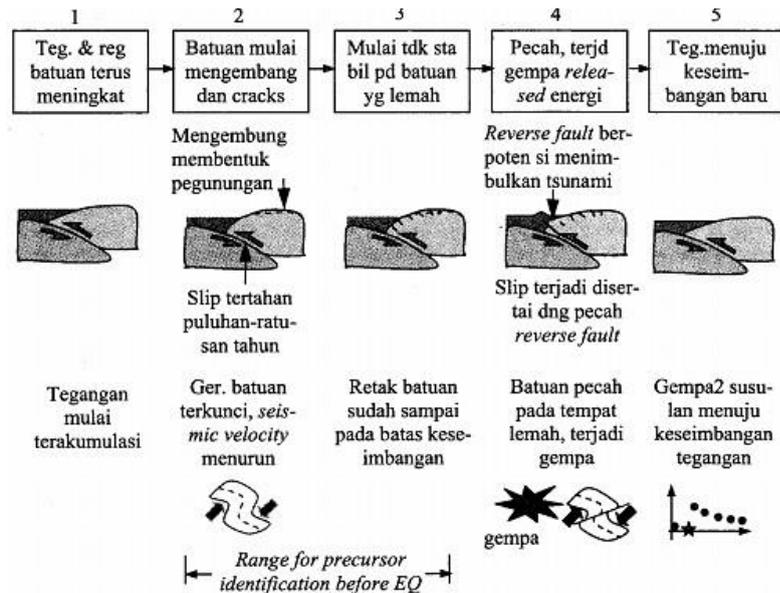
2.2 Pengertian Gempa Bumi

Gempa bumi (*earth quake*) adalah suatu gejala fisik yang ditandai dengan bergetarnya bumi dengan berbagai intensitas (Siswanto dan Salim, 2018). Gerakan atau getaran tanah yang terjadi akibat gempa disebabkan oleh terlepasnya timbunan energi yang tersimpan di dalam bumi secara tiba-tiba.

Getaran gempa juga dapat diakibatkan oleh peristiwa tektonik yaitu getaran tanah yang disebabkan oleh gerakan atau benturan antara lempeng-lempeng tektonik yang terdapat di dalam lapisan permukaan bumi. Gempa yang terjadi akibat aktivitas tektonik disebut juga gempa tektonik.

2.2.1 Tahapan Kejadian Gempa Bumi

Gempa bumi yang dibahas lebih selanjutnya yaitu gempa tektonik. Pada kondisi normal batuan hanya mengalami tegangan karena beban gravitasi, namun karena ada “*driving force*” maka elemen batuan mengalami tegangan baru. Salah satu tegangan yaitu tegangan geser yang terjadi pada daerah subduksi maupun daerah *strike-slip*.



Gambar 2.1: Skema urutan kejadian gempa bumi (Prawirodikromo, 2013).

2.3 Ground Motion (Getaran Tanah)

Ground motion adalah pergerakan permukaan bumi yang diakibatkan adanya gempa atau ledakan. Pada umumnya, pengertian pergerakan tanah akibat gempa lebih banyak ditujukan pada percepatan tanah. Khususnya untuk keperluan teknik, percepatan tanah akibat gempa merupakan data yang sangat penting (Pawirodikromo, 2012).

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

2.3.1 Metode Modifikasi Gerakan Tanah

Menurut SNI 1726:2019, Metode Modifikasi Gerakan Tanah adalah metode dimana Gerakan tanah dasar harus diskalakan amplitudonya (*amplitude-scaled*) sesuai dengan persyaratan pada Penskalaan amplitudo atau dicocokkan secara spektral (*spectral matching*) sesuai dengan persyaratan pada Pencocokan spektral. Pencocokan spektral tidak boleh digunakan untuk lokasi *near-fault* kecuali karakteristik gerakan tanah dasar dipertahankan setelah proses pencocokan selesai.

2.4 Prosedur Analisis

2.4.1 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 dapat ditentukan dengan cara analisis statik ekuivalen. Pada analisis beban statik ekuivalen ragam getar 1 dianggap dominan.

2.4.2 Analisis Ragam Spektrum Respons

Analisis ragam spektrum 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 respons, dimana respons dinamik total struktur gedung tersebut didapat sebagai superposisi dari respons dinamik maksimum masing-masing ragamnya yang didapat melalui spektrum respons gempa rencana (Akbar dkk, 2017).

2.4.3 Analisa 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 respons spektra lokasi dan data gempa yang sudah terjadi (Abidin dkk, 2018). Prosedur dalam analisa respon riwayat waktu dibagi menjadi dua yaitu prosedur riwayat waktu linear dan prosedur riwayat waktu non linear.

Menurut Pangestu (2017), Analisa respon dinamik riwayat waktu linear adalah suatu cara analisa untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data maksimum, dimana

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

Sedangkan, Analisis riwayat waktu nonlinier adalah analisis yang mereproduksi perilaku sebenarnya dari suatu struktur di bawah gaya rekaman *groundmotion*. Rekaman *groundmotion* yang memadai penting untuk melakukan analisis Riwayat Waktu dengan benar dan gerakan tanah yang tercatat rill umumnya dimodifikasi atau diskalakan untuk analisis semacamnya. Tuntutan untuk memodifikasi dan mengukur *groundmotion* 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).

2.5 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019

2.5.1 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 respons spectral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada pasal 14 SNI 1726:2019.

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

Spektrum respons merupakan suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara perioda getar struktur, T , lawan respons-respons maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respons-respons maksimum dapat berupa simpangan maksimum (spektrum perpindahan, S_d) kecepatan maksimum (spektrum kecepatan, S_v) atau percepatan maksimum (spektrum percepatan, S_a) massa struktur. Terdapat dua macam spektrum yaitu spektrum elastik dan spektrum inelastik. Nilai spektrum dipengaruhi oleh perioda getar, rasio redaman, tingkat daktilitas dan jenis tanah. Secara umum yang dipakai adalah spektrum akselerasi.

Spektrum respons desain dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.2 dan mengikuti ketentuan Pers. 2.1a sampai Pers. 2.3 di bawah ini :

$$\text{Bila } T < T_0, \quad S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.1a)$$

$$\text{Bila } T_0 \leq T \leq T_s, \quad S_a = S_{DS} \quad (2.1b)$$

$$\text{Bila } T > T_s, \quad S_a = \frac{S_{DS}}{T} \quad (2.1c)$$

$$\text{Bila } T > T_L, \quad S_a = \frac{S_{DS} T_L}{T^2} \quad (2.1d)$$

dimana:

S_{DS} = parameter respons spectral percepatan desain pada perioda pendek

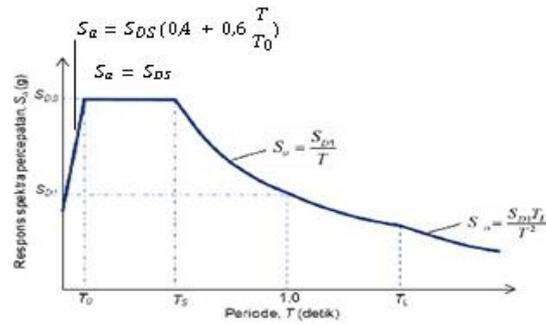
S_{DI} = parameter respons spectral percepatan desain pada perioda 1 detik

T = perioda getar fundamental struktur

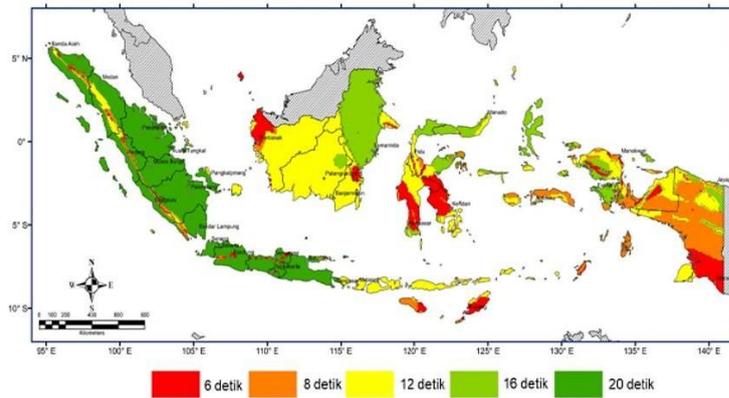
$$T_0 = 0.2 \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \quad (2.2)$$

$$T_1 = \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \quad (2.3)$$

T_L = Peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada Gambar 2.2 yang nilainya diambil dari Gambar 2.3.



Gambar 2.2: Spektrum respon desain.



Gambar 2.3: Peta transisi periode panjang, T_L , wilayah Indonesia.
 Sumber: SNI 1726-2019

2.5.2 Simpangan Lantai (*Drift*) Akibat Gempa

Simpangan (*drift*) adalah sebagai perpindahan lateral relatif antara dua tingkat bangunan yang berdekatan atau dapat dikatakan simpangan mendatar tiap-tiap tingkat bangunan (*horizontal story to story deflection*). Simpangan lateral dari suatu sistem struktur akibat beban gempa adalah sangat penting yang dilihat dari tiga pandangan yang berbeda :

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

2.6.1 Gempa Dekat (*Near-field*)

Gempa dekat adalah suatu respon tanah akibat dari aktivitas gempa pada suatu daerah yang tercatat dan dihitung pada stasiun gempa yang dekat dengan *epicenter*/pusat gempa tersebut (Pawirodikromo, 2012).

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

2.6.2 Gempa Jauh (*Far-field*)

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

2.7 Karakteristik Bangunan Tahan Gempa

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa dengan tingkat keamanan memadai, struktur harus dirancang dapat memikul gaya horizontal atau gaya gempa. Struktur harus dapat memberikan layanan yang sesuai dengan perencanaan. Menurut Budiono dan Supriatna (2011) tingkat layanan dari struktur akibat gaya gempa terdiri dari tiga, yaitu:

1. Kemampuan layan (*serviceability*).

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

2.8 Material Baja

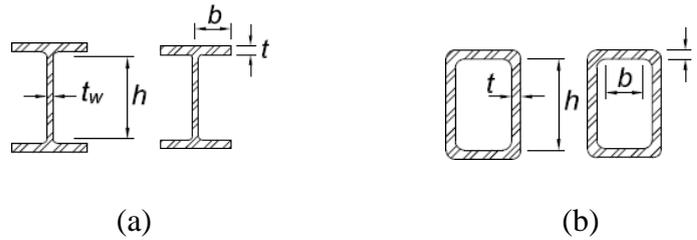
Baja adalah logam campuran yang terdiri dari besi (Fe) dan karbon (C). Jadi baja berbeda dengan besi (Fe), aluminium (Al), seng (Zn), tembaga (Cu) dan titanium (Ti) yang merupakan logam murni. Kandungan karbon berkisar antara 0,2 – 2,1% dari berat baja, tergantung tingkatannya. Secara sederhana, fungsi karbon adalah meningkatkan kualitas baja, yaitu daya tariknya (*tensile strength*) dan tingkat kekerasannya (*hardness*).

2.8.1 Daktilitas Material Baja

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.

2.8.2 Baja Profil

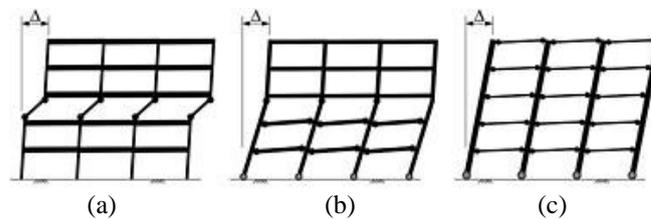
Baja profil yaitu baja berupa batangan (lonjoran) dengan penampang berprofil dengan bentuk tertentu dengan panjang pada umumnya 6 meter. Terdapat berbagai jenis profil baja yang digunakan dalam konstruksi. Diantaranya yaitu, profil WF (*Wide Flange*) dan profil HSS (*Hollow Structural Section*). Profil Wide Flange adalah profil berpenampang H atau I yang dihasilkan dari proses canai panas. Sedangkan, profil HSS adalah penampang pipa panjang yang memiliki rongga berbentuk segi empat.



Gambar 2.4: Jenis baja profil, (a) Profil WF, (b) profil HSS.
 Sumber: SNI 1729-2020

2.9 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) adalah sistem yang memiliki tingkat daktilitas penuh, dan harus digunakan pada daerah dengan tingkat resiko gempa tinggi, prinsip dari sistem ini yaitu *strong column weak beam*. Menurut Karisoh dkk. (2018), Pada saat struktur mengalami gaya lateral gempa, distribusi kerusakan sepanjang ketinggian bangunan bergantung pada distribusi lateral *story drift* (simpangan antar lantai). Jika struktur memiliki kolom yang lemah, simpangan antar lantai akan cenderung terpusat pada satu lantai (Gambar 2.5a). Sebaliknya jika kolom sangat kuat, maka *drift* akan tersebar merata, dan keruntuhan lokal di satu lantai dapat diminimalkan (Gambar 2.5c dan 2.5b).

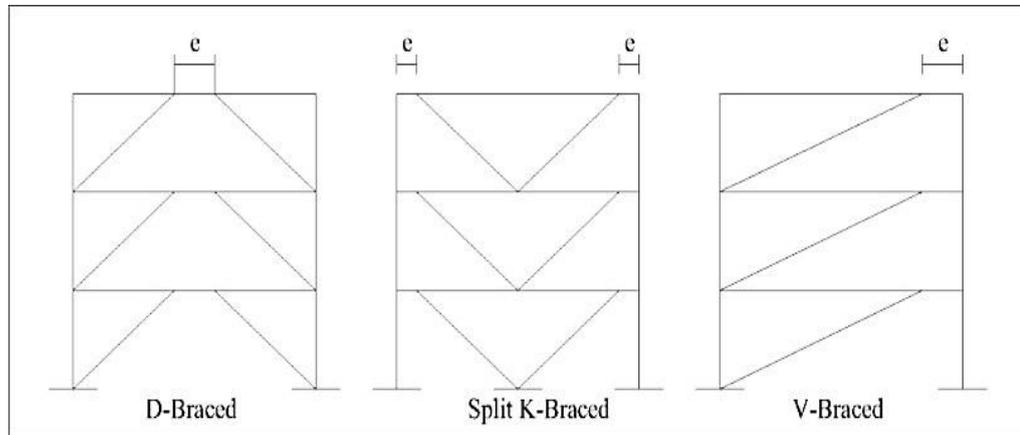


Gambar 2.5: Kolom kuat balok lemah.
 Sumber : NEHRP

2.10 Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE)

Pada Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE) terdapat suatu bagian balok yang disebut *Link* dan direncanakan secara khusus. Sistem SRBE diharapkan dapat mengalami deformasi inelastic yang besar pada *Link* saat sedang memikul gaya-gaya akibat beban gempa yang telah direncanakan. Komponen struktur di luar *Link* direncanakan untuk tetap pada keadaan elastik akibat gaya-gaya yang dihasilkan oleh *Link* pada saat mengalami pelelehan penuh hingga tahap perkerasan-regangan,

dan tegangan leleh bahan baja yang digunakan tidak boleh lebih dari 350 MPa (Akbar dkk, 2017). Contoh jenis rangka bresing eksentrik dapat dilihat seperti pada Gambar 2.6 berikut.



Gambar 2.6: Jenis rangka bresing eksentrik.

2.11 Pembebanan Struktur

Menurut Akbar dkk. (2017), Sering kali beban yang terjadi diluar dugaan sehingga diperlukan adanya pendekatan dengan asumsi mendekati beban yang sebenarnya. Beberapa jenis beban yang digunakan dalam bangunan gedung meliputi beban gravitasi dan beban akibat gempa yaitu:

1. Beban Gravitasi meliputi :
 - a) Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang,
 - b) Beban hidup adalah Besarnya beban pada suatu bangunan dapat berubah-ubah, tergantung pada fungsi bangunan tersebut.
2. Beban gempa, yaitu semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu.

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

Untuk KDS D, E, dan F. $\rho = 1,3$

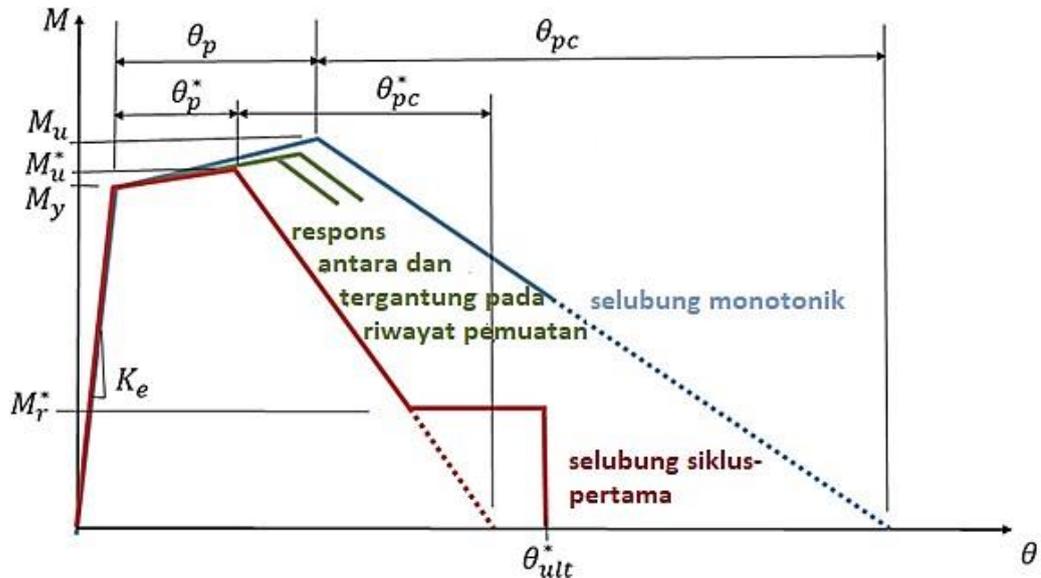
2.12 Program Ruaumoko

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

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

2.13 Selubung Siklik (*Cyclic Envelope*)

Jika kerusakan siklik tidak secara eksplisit ditangkap dalam model sendi komponen balok, model harus didasarkan pada *envelope* siklik (lihat Gambar 2.7), yang parameternya ditentukan menggunakan statistik kurva selubung (*envelope*) siklus pertama dari tes siklik (NIST, 2017b; Hartloper dan Lignos, 2016). Parameter untuk kurva tulang punggung (*backbone*) siklik didefinisikan seperti, Kekuatan Hasil Efektif dan Kekakuan Elastis (M_y dan K_e).



Gambar 2.7: Kurva *backbone* monotonik dan siklik yang ideal untuk balok baja (Applied Technology Council, 2017).

2.14 Pemodelan Sendi Plastis Balok

➤ Momen leleh (M_y)

Momen leleh (M_y). Untuk tujuan pemodelan praktis, Momen leleh dinaikkan (dengan faktor β) di atas momen balok plastis yang diharapkan, $M_{p,exp}$, untuk memperhitungkan kecukupan jumlah siklik strain hardening. Momen luluh efektif diberikan pada Pers. 2.4 sebagai:

$$M_y = \beta M_{p,exp} = \beta Z R_y F_y \quad (2.4)$$

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 linier respon riwayat waktu menggunakan Program Analisa Struktur.

➤ 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, Ke , relatif besar terhadap keseluruhan balok. Ini dapat dinyatakan pada Pers. 2.5 sebagai :

$$Ke = \alpha_e EI / L \quad (2.5)$$

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

➤ Momen Puncak (M_u^*)

Momen Puncak (M_u^*). Kekuatan puncak meningkat di atas momen luluh efektif karena pengerasan siklik pada Pers. 2.6 sebagai berikut:

$$M_u^* = 1.15M_y \quad (2.6)$$

➤ Kapasitas Rotasi (θ_p)

- Kapasitas rotasi plastis (θ_p)

Rotasi plastis siklik pra-puncak (θ_p^*) (rad), dapat ditentukan pada Pers. 2.7a dan Pers. 2.7b sebagai berikut:

untuk balok standar (non-RBS):

$$\theta_p^* = 0.3 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.3} \left(\frac{bf}{2t_f}\right)^{-1.7} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.2} \left(\frac{L}{d}\right)^{1.1} \quad (\text{COV} = 0.34) \quad (2.7a)$$

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

$$\theta_p^* = 0.55 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.5} \left(\frac{bf}{2t_f}\right)^{-0.7} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.5} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.8} \quad (\text{COV} = 0.42) \quad (2.7b)$$

di mana 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 pada Pers. 2.8a dan Pers. 2.8b sebagai berikut:

untuk balok standar (non-RBS):

$$\theta_{pc}^* = 24.0 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.9} \left(\frac{bf}{2t_f}\right)^{-0.2} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.5} \quad (\text{COV} = 0.45) \quad (2.8a)$$

untuk balok RBS:

$$\theta_{pc}^* = 20.0 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.8} \left(\frac{bf}{2t_f}\right)^{-0.1} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.6} \quad (\text{COV} = 0.31) \quad (2.8b)$$

- Gaya Residu (M_r^*)
Gaya Residu siklik untuk balok RBS dan non-RBS dapat diasumsikan sebagai : $M_r^* = 0.3 M_y$.
- 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.
- Batasan Penggunaan Persamaan
Berdasarkan data yang tersedia yang digunakan dalam kalibrasi, kisaran penerapan yang disarankan dari persamaan di atas adalah sebagai berikut:

$$20 \leq h / t_w \leq 55$$

$$4 \leq b_f / 2t_f \leq 8$$

$$20 \leq L_b / r_y \leq 65$$

$$2.5 \leq L / d \leq 7$$

$4 \leq d \leq 36$ untuk balok standar; $21 \leq d \leq 36$ untuk balok RBS

2.15 Pemodelan Sendi Plastis Kolom

Momen Hasil Efektif dan Kekakuan Elastis (M_y dan K_e). Parameter ini sama seperti yang didefinisikan sebelumnya untuk kurva *backbone* siklik.

Momen Puncak (M_u^*). Kekuatan momen puncak balok-kolom di bawah pembebanan siklik meningkat di atas momen leleh efektif karena pengerasan siklik, yang dapat diambil sebagai:

$$M_u^* = a^* M_y \tag{2.9}$$

Dimana a^* ditentukan sebagai:

$$a^* = 9.5 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.4} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.16} \left(1 - \frac{P_g}{P_{ye}} \right)^{0.2} \geq 1.0 \text{ dan } < 1.3 \quad (\text{COV} = 0.07) \tag{2.10}$$

Rotasi Pra-Puncak (θ_p^*). Rotasi plastis pra-puncak, θ_p^* , untuk kolom balok di bawah siklik pembebanan dapat diambil sebagai:

$$\theta_p^* = 15 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-1.6} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.3} \left(1 - \frac{P_g}{P_{ye}} \right)^{2.3} \geq 0.10 \quad (\text{COV} = 0.31) \quad (2.11)$$

Rotasi Plastis Pasca-Puncak (θ_{pc}^*). Rotasi plastis pasca-puncak, θ_{pc}^* untuk balok-kolom di bawah siklik pembebanan dapat diambil sebagai:

$$\theta_{pc}^* = 14 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.8} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.5} \left(1 - \frac{P_g}{P_{ye}} \right)^{3.2} \geq 0.10 \quad (\text{COV} = 0.40) \quad (2.12)$$

Momen sisa (M_r^*). Kekuatan lentur sisa, M_r^* , di bawah siklik pembebanan dapat diambil sebagai:

$$M_r^* = \left(0.4 - 0.4 \frac{P_g}{P_{ye}} \right) M_y^* \quad (\text{COV} = 0.35) \quad (2.13)$$

Rotasi Ultimate, (θ_{ult}^*). Untuk balok-kolom baja dengan sendi lentur, kapasitas rotasi ultimit kemungkinan besar akan dikendalikan oleh hilangnya daya dukung aksial kolom. Direkomendasikan untuk mengasumsikan bahwa:

$$\theta_{ult}^* = 0.08 \left(1 - 0.6 \frac{P_g}{P_{ye}} \right) \quad (\text{COV} = 0.51) \quad (2.14)$$

2.16 Rotasi Leleh (θ_y)

Rotasi pada saat leleh digunakan untuk mendapatkan nilai daktalitas yang dibutuhkan sebagai *input* dalam *software* RUAUMOKO2D versi 04. Nilai rotasi sendi plastis tersebut dihitung untuk semua *frame* (balok-kolom) pada struktur gedung yang direncanakan. Nilai θ_y untuk semua *frame* dapat dilihat pada pembahasan selanjutnya.

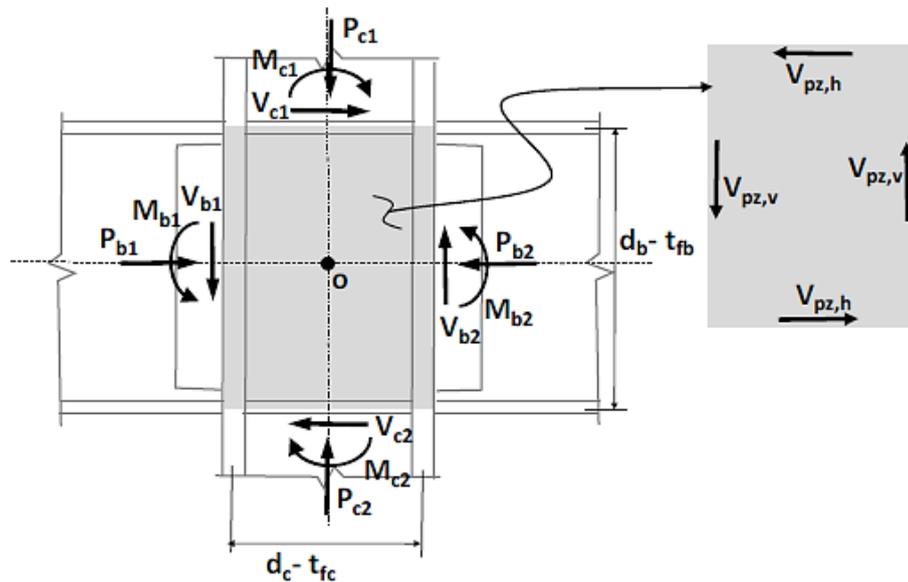
2.17 Panel Zone Sambungan Balok-Kolom

Kawasan *panel zone* (PZ) yang umum untuk pembatas balok dan kolom dikenai kombinasi gaya aksial, gaya geser, dan momen dari bagian yang terhubung. Mengacu pada Gambar 2.8 dan mengasumsikan bahwa momen balok dan kolom ditahan terutama oleh pasangan gaya pada sayapnya, gaya geser horizontal nominal yang ditahan oleh PZ dihitung sebagai:

$$V_{pz,h} = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{d_b - t_{fb}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad (2.15)$$

dimana M_{b1} & M_{b2} adalah momen pada balok, yang bekerja pada muka kolom, V_{c1} dan V_{c2} adalah gaya geser pada kolom, d_b adalah kedalaman balok, dan t_{fb} adalah tebal sayap balok. Perhatikan bahwa geser zona panel biasanya didefinisikan dalam istilah komponen horizontal, $V_{pz,h}$, karena hal ini konsisten dengan bagaimana kekuatan geser panel sambungan seperti ditentukan dalam ANSI / AISC 360-16, Spesifikasi Bangunan Baja (AISC, 2016d). Berdasarkan resultan gaya geser sambungan horizontal, resultan gaya geser sambungan vertikal yang sesuai dapat ditentukan dengan kesetimbangan momen, yaitu,

$$V_{pz,h}(d_b - t_{fb}) = V_{pz,v}(d_c - t_{fc}).$$

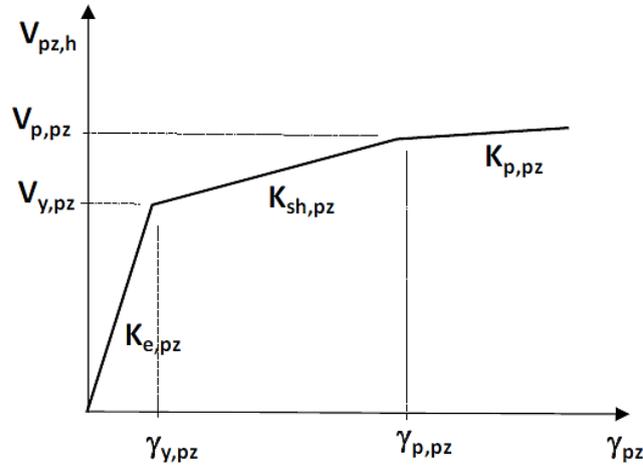


Gambar 2.8: Skema gaya dari balok dan kolom yang bekerja pada zona panel dan gaya geser zona panel resultan (Applied Technology Council, 2017).

1. Model Geser Terkonsentrasi

Dimana permintaan gaya geser menunjukkan bahwa geser PZ yang diinduksi melebihi kekuatan luluh PZ (Bagian J10.6a dalam ANSI / AISC 360-16), respon *panel zone* inelastis dapat diidealkan oleh tri-linier kurva respon untuk gaya geser PZ versus deformasi geser, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.9. Untuk *panel zone* yang cukup kompak dan tidak rentan terhadap tekuk, respons histeresis sangat stabil dan kurva *backbone* pada dasarnya sama untuk pembebanan monotonik dan siklik. Meskipun hal ini biasanya terjadi pada sambungan modern dengan detail

seismik, mungkin tidak demikian halnya untuk desain yang lebih tua atau tidak sesuai, di mana tekuk mungkin perlu dipertimbangkan.



Gambar 2.9: Gaya geser zona panel yang ideal versus deformasi geser.

Kekakuan geser elastis dari zona panel diberikan pada Pers. 2.16 sebagai berikut:

$$K_{e,pz} = GA_{s,pz} \quad (2.16)$$

di mana G adalah modulus geser elastis baja, dan $A_{s,pz}$ adalah luas penampang pelat badan dalam rencana, sama dengan kedalaman kolom dikalikan tebal pelat badan, termasuk setiap pelat badan.

Selain ekspresi alternatif untuk kekuatan dan kekakuan, Kim dkk. (2015) mengusulkan parameter untuk memperkirakan deformasi pada kekuatan plastis penuh PZ, yang juga mereka rekomendasikan sebagai batasan deformasi untuk menghindari fraktur karena regangan terlokalisasi tinggi (karena kusut) pada sayap kolom. Deformasi ini dihitung berdasarkan Pers. 2.17 sebagai berikut:

$$\gamma_{p,pz} = \frac{0.475F_{yc}}{E} \left(\frac{d_b}{t_{fc}} + 3.45 \frac{t_{fc}}{d_b} \right) \quad (2.17)$$

dimana kuat leleh baja F_{yc} sayap kolom, E adalah modulus elastisitas baja, d_b adalah kedalaman balok, dan t_{fc} adalah tebal sayap kolom.

2. Model Kendala Krawinkler Dan Kinematik

Model yang menunjukkan interpretasi literal dari apa yang disebut "model Krawinkler", di mana PZ dimodelkan dengan anggota kaku dengan koneksi

tersepat untuk mensimulasikan kinematika *panel zone*, dan pegas rotasi (pada sudut kanan atas PZ) digunakan untuk merepresentasikan kekakuan geser PZ.

Untuk model kendala Krawinkler dan kinematik, sendi PZ biasanya dijelaskan dalam istilah momen panel geser ekivalen, M_{pz} , di mana hasil dan kekuatan plastis penuh dan parameter kekakuan terkait ($K_{M,pz}$) dihitung dengan mengalikan gaya geser dan kekakuan dari Gambar 2.9 dengan tinggi zona panel (Gambar 2.8), sebagaimana pada Pers. 2.18a dan Pers. 2.18b berikut:

$$M_{pz} = V (d_b - t_{fb}) \quad (2.18a)$$

$$K_{M,pz} = K (d_b - t_{fb}) \quad (2.18b)$$

dimana d_b adalah kedalaman balok dan t_{fb} adalah tebal sayap balok. Untuk model *scissors*, parameter kekuatan dan kekakuan momen ditentukan dengan mengalikan gaya geser dari Gambar 2.9 dengan tinggi zona panel, ditambah istilah untuk menyesuaikan perbedaan dalam kinematika sendi (Charney dan Marshall, 2006), seperti pada Pers. 2.19a dan Pers. 2.19b berikut:

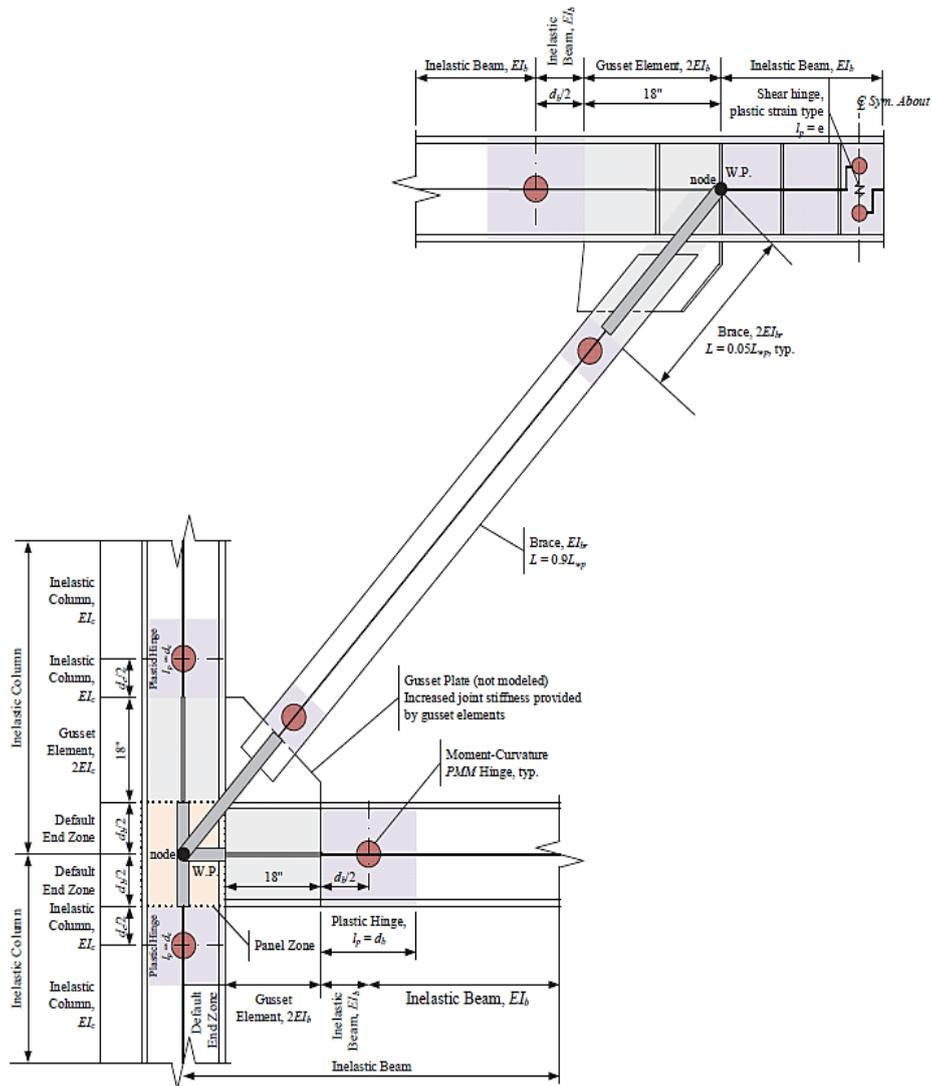
$$M_{pz} = V(d_b - t_{fb}) / (1 - d_b/H - d_e/L) \quad (2.19a)$$

$$K_{M,pz} = K(d_b - t_{fb}) / (1 - d_b/H - d_e/L)^2 \quad (2.19b)$$

Dimana d_c adalah kedalaman kolom, H adalah tinggi lantai, dan L adalah jarak kolom.

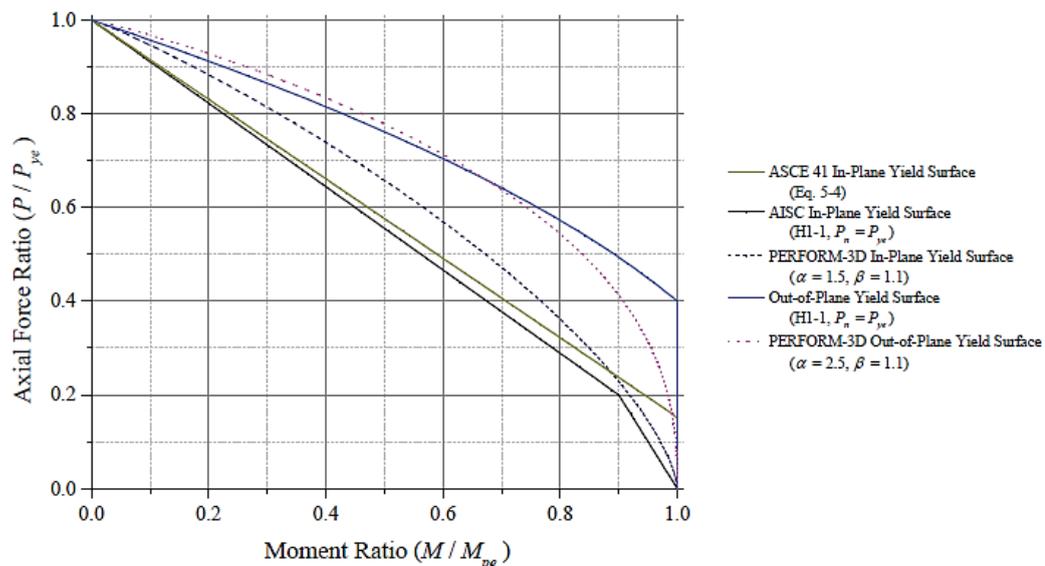
2.18 Prosedur Nonlinier pada Bresing Eksentris (EBF)

Komponen nonlinier antara lain sendi lentur kolom dan brace yang dimodelkan dengan interaksi momen aksial (P-M) dan *panel zone* dimodelkan dengan model Krawinkler (Krawinkler 1978). Sambungan pelat gusset untuk bresing tidak dimodelkan secara eksplisit. Kekakuan lentur, EI , dari bagian-bagian yang berdekatan dengan pelat gusset ditingkatkan untuk mendekati efek kekakuan pelat gusset pada bidang rangka. Gambar 2.10 mengilustrasikan model analitik dari sub-perakitan *brace-to-beam/column* untuk prosedur penilaian nonlinier. Pada gambar, Zona Akhir Default dimodelkan dengan faktor kekakuan lentur dua; faktor zona ujung yang lebih tinggi berpotensi terlalu kaku untuk menangkap deformasi lentur di dalam daerah sambungan.



Gambar 2.10: Skema Pemodelan Analitik B्रेसing Eksentris (EBF).

Plastisitas geser pada sambungan balok direpresentasikan dengan sendi regangan geser plastis dengan panjang sendi plastis sama dengan panjang sambungan, e . Kriteria pemodelan dan penerimaan untuk sendi lentur balok-kolom diambil seperti yang disediakan untuk kolom pada ASCE 41 Tabel 5-6. Efek interaksi P-M pada kekuatan lentur bidang-dalam dari sendi kolom, MC_{Ex} , di mana x menunjukkan sumbu tekuk dalam-bidang, dimodelkan oleh kekuatan penampang bagian (yaitu, permukaan luluh) menggunakan P/P_{ye} sebagai Pers. 2.20; (lihat Gambar 2.11).



Gambar 2.11: Kurva Interaksi P-M (Bagian Permukaan luluh)(Speicher, 2015).

Hubungan interaksi P-M untuk permukaan hasil sendi MC dalam kolom balok dikalibrasi untuk mendekati kurva ini seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.11.

$$M_{CEX} = 1.18M_{pe,x} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq M_{pe,x} \quad (\text{ASCE 41, Persamaan 5-4}) \quad (2.20)$$

Persamaan 2.20 didasarkan pada teori desain plastis dan dapat diterapkan untuk kekuatan penampang dalam bidang (tekukan sumbu kuat) dari penampang sayap lebar. AISC 360 Persamaan H1-1 juga dapat diterapkan untuk menghitung kekuatan penampang dalam bidang dengan menggunakan P/P_{ye} sebagai pengganti P_r/P_c sebagaimana didefinisikan dalam AISC 360.

2.19 Pemodelan Balok *Link*

Dalam pemodelan balok *link*, terlebih dahulu kita harus menentukan jenis bentang balok *link*. Untuk syaratnya dapat dilihat pada Pers. 2.21a sampai dengan Pers. 2.21c dibawah ini.

$$\text{Balok link pendek} \quad : \quad e \leq 1.6 \frac{M_P}{V_P} \quad (2.21a)$$

$$\text{Balok link sedang} \quad : \quad 1.6 \frac{M_P}{V_P} < e < 2.6 \frac{M_P}{V_P} \quad (2.21b)$$

$$\text{Balok link panjang} \quad : \quad e \geq 2.6 \frac{M_P}{V_P} \quad (2.21c)$$

dimana M_p adalah Momen lentur plastis balok *link*, V_p adalah gaya geser plastis balok *link*, dan e adalah panjang bentang balok *link*.

Untuk nilai simpangan gaya geser global terhadap desain antar tingkat, $\Delta_{xp,z}$ adalah sebagai Pers. 2.22 berikut :

$$\Delta_{xp,s} = \frac{3}{4} \Delta_x \quad (2.22)$$

dimana Δ_x adalah desain simpangan antar tingkat ke-x.

Untuk sudut rotasi balok *link*, γ_p , digunakan Pers. 2.23 sebagai berikut:

$$\gamma_p = \frac{L_b}{e} \times \frac{\Delta_{xp,s}}{h_{sx}} \quad (2.23)$$

dimana L_b adalah panjang bentang keseluruhan balok, e adalah panjang bentang balok *link*, dan h_{sx} adalah tinggi struktur arah x.

Menurut ASCE 41-13, Model deformasi beban untuk balok penghubung harus mencakup deformasi geser dan deformasi lentur. Ketika tidak secara eksplisit dimodelkan dalam model matematika, kekakuan elastis balok penghubung, K_e , dapat dihitung sesuai dengan Pers. 2.24 sampai dengan Pers. 2.26:

$$K_e = \frac{K_s \times K_b}{K_s + K_b} \quad (2.24)$$

Dimana :

$$K_s = \frac{GA_{tw}}{e} \quad (2.25)$$

$$K_b = \frac{12EI_b}{e^3} \quad (2.26)$$

Kemudian, untuk kekakuan balok *link* arah x dan y, K_x dan K_y adalah sebagaimana pada Pers. 2.27 dan Pers. 2.28 berikut:

$$K_x = \frac{AE}{e} \quad (2.27)$$

$$K_y = \frac{V_p}{\gamma_p} \quad (2.28)$$

Sedangkan, untuk rotasi leleh balok *link*, θ_y , ditentukan berdasarkan pers. 2.29 berikut:

$$\theta_y = \frac{Q_{CE}}{K_{ee}} \quad (2.29)$$

dimana :

K_s = kekakuan geser

K_b = kekakuan lentur

G = modulus geser

e = panjang balok *link*

E = modulus elastisitas

I_b = momen inersia balok *link*

A = luas penampang

t_w = tebal badan (web) profil

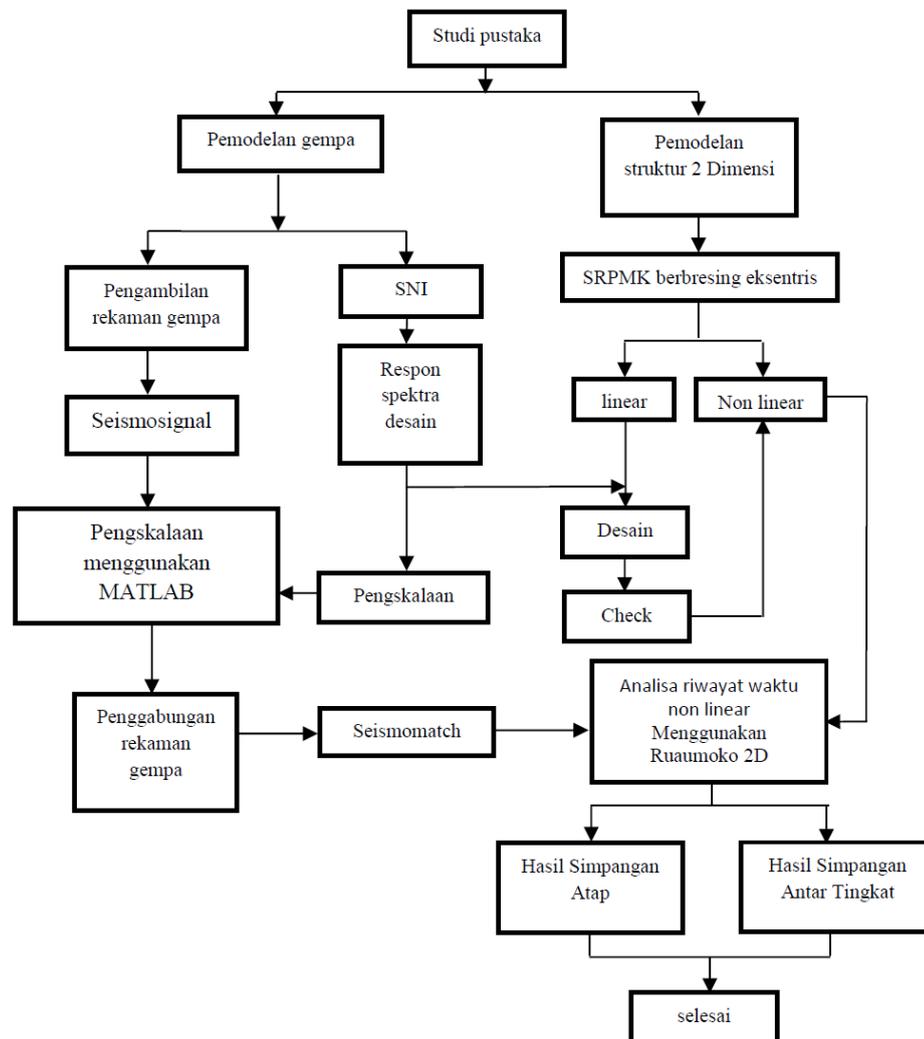
Q_{CE} = kapasitas gaya geser balok *link*

BAB 3

METODE PENELITIAN

3.1 Umum

Bab ini berisi tentang pemodelan struktur yang direncanakan. Struktur dianalisis menggunakan 2 *software* bantuan, yaitu Program Analisa Struktur, dan RUAUMOKO2D versi 04. Secara umum, metode penelitian dalam Tugas Akhir ini dibuat dalam suatu diagram alir seperti yang tampak pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir penelitian.

Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis dilakukan terhadap 3 model dengan sistem rangka pemikul momen khusus berbresing eksentris pada bagian luar dan sistem rangka pemikul gravitasi pada bagian dalam. Model bangunan tersebut dianalisis secara Linear dan Non-Linear dengan menggunakan Metode Analisis Respon Spektrum (*Response Spectrum Analysis*) dengan menggunakan Program Analisa Struktur serta Analisis Riwayat Waktu (*Time History Analysis*) dengan menggunakan *software* RUAUMOKO versi 04, untuk mendapatkan nilai simpangan antar tingkat (*interstory drift*) dan simpangan atap (*top displacement*) ketika bangunan telah dikenakan gempa. Kemudian nilai simpangan tersebut akan dibandingkan dengan nilai-nilai yang dihasilkan pada metode-metode modifikasi penskalaan gempa.

3.2 Pemodelan Struktur

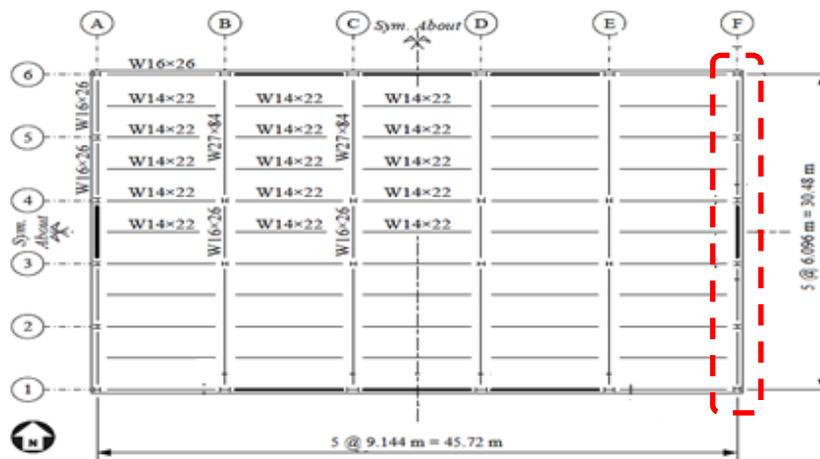
3.2.1 Data Perencanaan Struktur

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

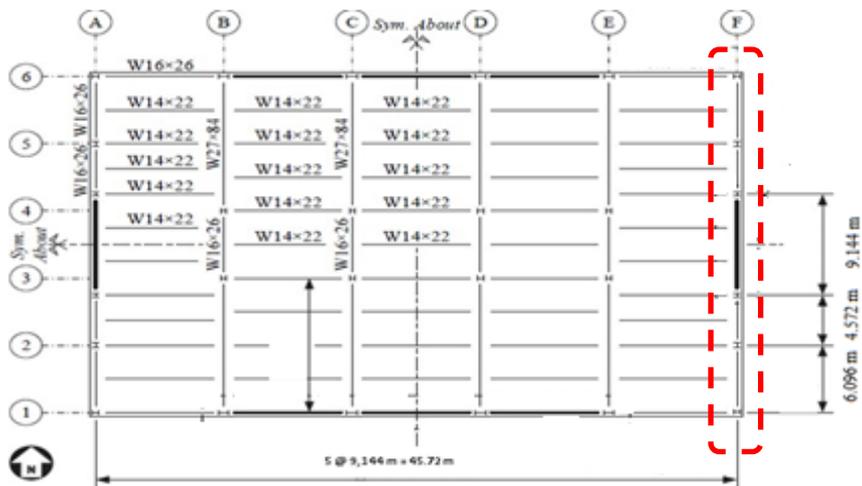
1. Jenis pemanfaatan gedung perkantoran.
2. Gedung terletak di kota Gunungsitoli.
3. Klasifikasi situs tanah sedang (*SD*).
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan bresing eksentris (sistem ganda).
5. Jenis portal struktur gedung adalah struktur baja.
6. Mutu baja yang digunakan adalah mutu baja yang telah digunakan pada penelitian sebelumnya pada buku “Assessment of First Generation Performance-Based Seismic Design Methods for New Steel Buildings, Volume 3: Eccentrically Braced Frames (Vol. 3)”, untuk itu digunakan mutu baja sebagai berikut.
 - a. Untuk profil IWF ASTM 992 Grade 50
 - Kuat leleh minimum (f_y) : 345 Mpa
 - Kuat tarik minimum (f_u) : 450 Mpa

- b. Untuk profil HSS ASTM 500 Grade B :
- Kuat leleh minimum (f_y) : 317 Mpa
 - Kuat tarik minimum (f_u) : 450 Mpa

Pada tugas akhir ini, direncanakan struktur bangunan dengan material baja dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dengan bresing eksentris dan berbentuk simetri. Adapun bentuk pemodelan yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan bresing eksentris pada bagian luar dan Sistem Rangka Pemikul Gravitasi pada bagian dalam (4, 8, dan 16 Lantai).

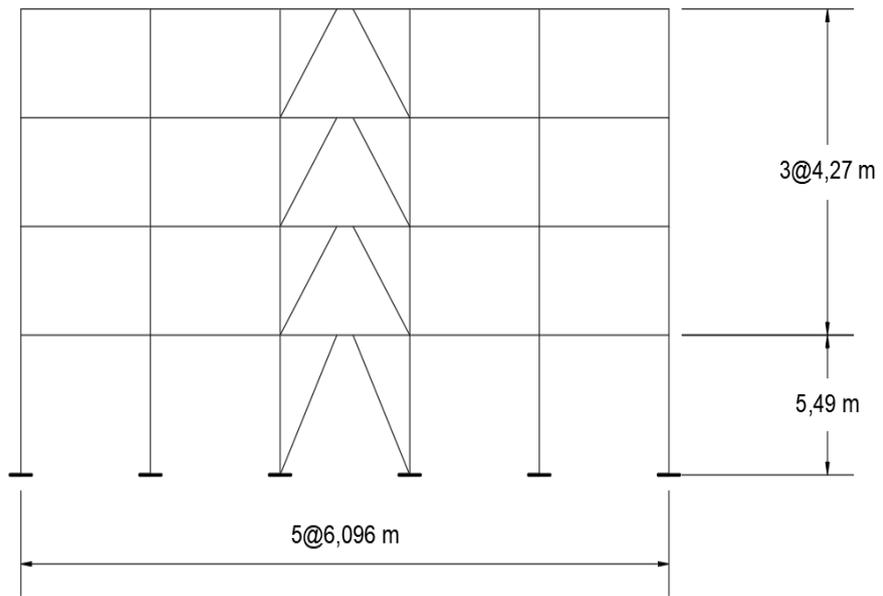


(a) Denah Rangka Lantai Tipikal 4 Lantai dan 8 Lantai.

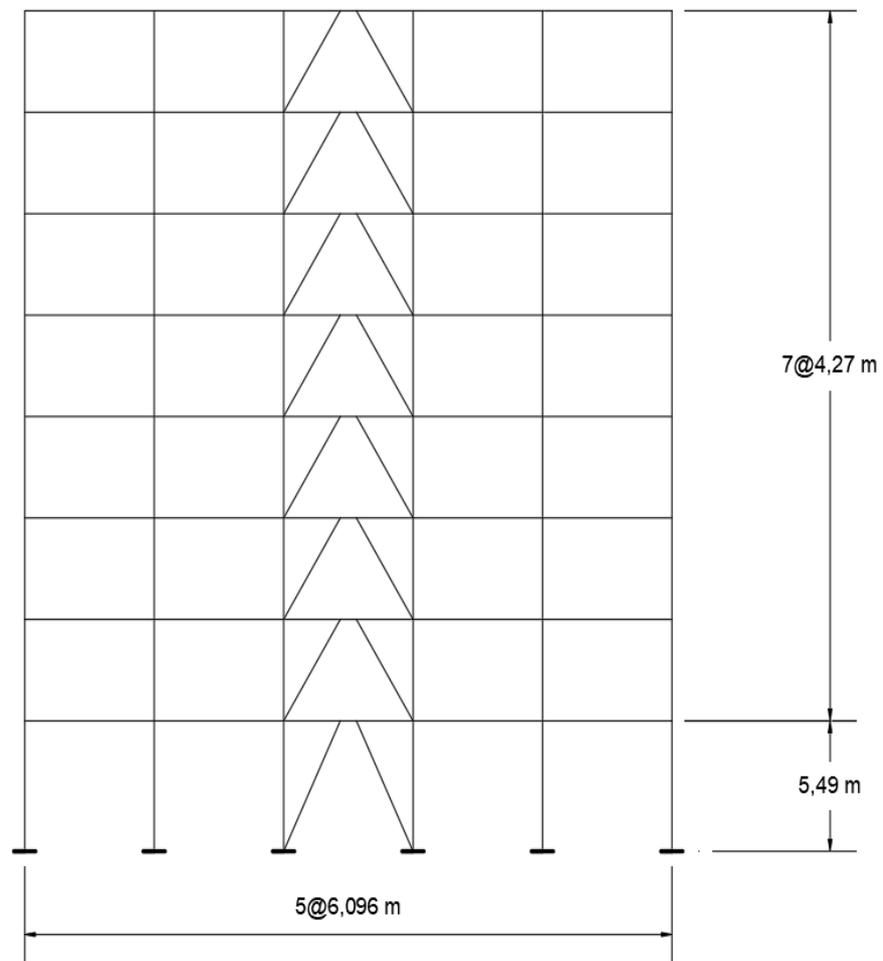


(b) Denah Rangka Lantai Tipikal 16 Lantai.

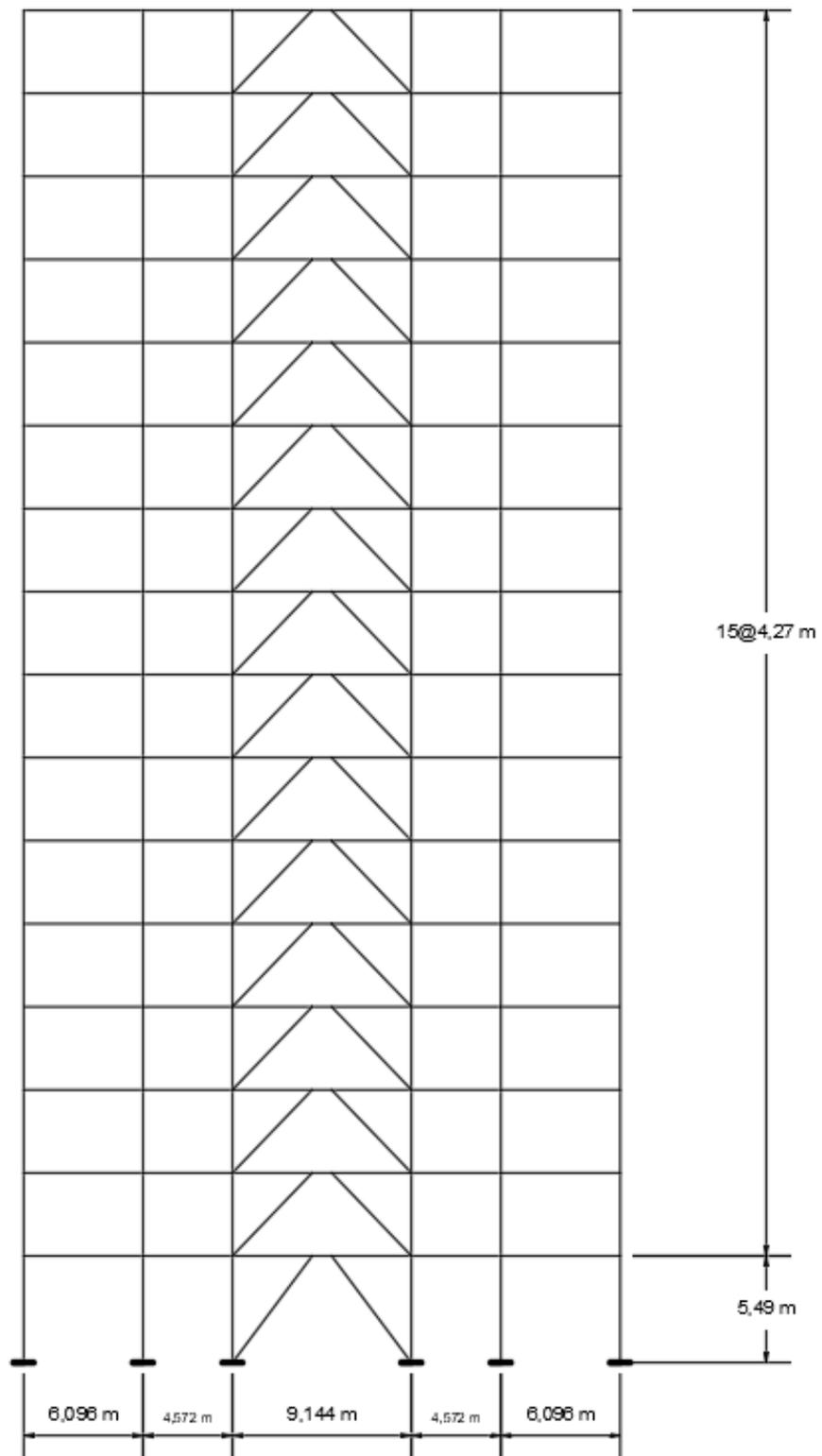
Gambar 3.2: Denah struktur model.



(a) Tampilan Elevasi Model Gedung 4 Lantai.



(b) Tampilan Elevasi Model Gedung 8 Lantai.



(c) Tampilan Elevasi Model Gedung 16 Lantai.

Gambar 3.3: Gambar proyeksi model struktur.

3.3 Dimensi Kolom-Balok

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

Tabel 3.1: Komponen struktural bangunan.

Model Bangunan	Lantai	Bracing	Kolom Interior (Inchi)	Kolom Eksterior (Inchi)	Balok (Inchi)
Lantai 4	1	Hss 8x8x1/2	W 14x132	W 14x132	W 16x77
	2	Hss 7x7x1/2	W 14x132	W 14x132	W 16x45
	3	Hss 6x6x1/2	W 14x48	W 14x132	W 14x38
	4	Hss 6x6x1/2	W 14x48	W 14x132	W 14x26
Lantai 8	1	Hss 9x9x5/8	W 14x145	W 14x145	W 21x83
	2	Hss 8x8x1/2	W 14x145	W 14x145	W 18x55
	3	Hss 7x7x5/8	W 14x132	W 14x132	W 18x46
	4	Hss 7x7x1/2	W 14x132	W 14x132	W 18x40
	5	Hss 6x6x5/8	W 14x68	W 14x68	W 16x40
	6	Hss 6x6x5/8	W 14x68	W 14x68	W 16x31
	7	Hss 6x6x1/2	W 14x48	W 14x48	W 14x26
	8	Hss 6x6x1/2	W 14x48	W 14x48	W 14x26
Lantai 16	1	W 12x120	W 14x426	W 14x426	W 24x103
	2	W 12x96	W 14x426	W 14x426	W 21x73
	3	W 12x96	W 14x342	W 14x342	W 21x73
	4	W 12x96	W 14x342	W 14x342	W 21x73
	5	W 12x87	W 14x283	W 14x283	W 21x68
	6	W 12x87	W 14x283	W 14x283	W 21x68
	7	W 12x87	W 14x233	W 14x233	W 21x62
	8	W 12x87	W 14x233	W 14x233	W 21x50
	9	W 12x87	W 14x139	W 14x139	W 18x55
	10	W 12x87	W 14x139	W 14x139	W 18x50
	11	W 12x72	W 14x132	W 14x132	W 16x45
	12	W 12x72	W 14x132	W 14x132	W 14x38
	13	W 12x58	W 14x82	W 14x82	W 14x38
	14	W 12x58	W 14x82	W 14x82	W 14x38
	15	W 12x58	W 14x48	W 14x48	W 14x38
	16	W 12x58	W 14x48	W 14x48	W 14x38

3.4 Analisis Struktur

3.4.1 Analisis Dinamik Struktur Linier

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

3.4.1.1 Pembebanan

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

Tabel 3.2: Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton bertulang	2400 kg/m ²
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Adukan /cm dari semen	21 kg/m ²
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²

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

Beban Hidup	Besarnya Beban
Kantor	2,40 kN/m ²
Atap	1 kN/m ²

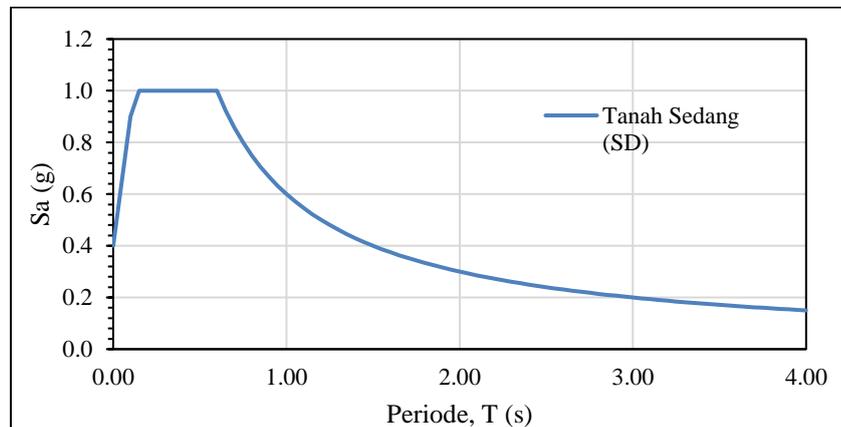
Selanjutnya nilai-nilai tersebut dihitung dan diakumulasikan sesuai dengan luas bangunan pada masing-masing tingkat/lantai yang kemudian digunakan sebagai *input* dalam pemodelan Program Analisa Struktur.

3.4.1.2 Respon Spektrum Desain

Berdasarkan SNI 1726:2019, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah sedang yang terletak di Kota Gunungsitoli, kemudian dianalisis dengan data data $PGA = 0.60 \text{ g}$, $S_s = 1.50 \text{ g}$ dan $S_l = 0.603 \text{ g}$. Nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain yaitu:

- Nilai $F_a = 1$
- Nilai $F_v = 1.5$
- $S_{MS} = 1.5$
- $S_{MI} = 0.9$
- $S_{DS} = 1$
- $S_{D1} = 0.6$
- $T_0 = 0.12$
- $T_s = 0.6$
- $T_L = 20$
- 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 Linier dengan Metode Respon Spektrum pada pemodelan menggunakan Program Analisa Struktur.

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

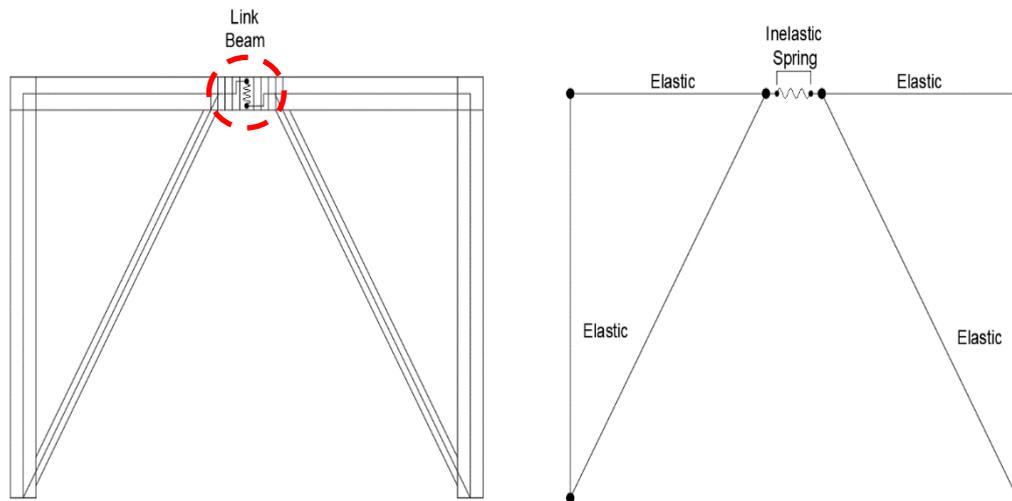
Tabel 3.4: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai $\rho=1$, $S_{DS} = 1$.

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (EX)	Koefisien (EY)
Kombinasi 1	1.4			
Kombinasi 2	1.2	1.6		
(1.2 + 0.2 S_{DS})DL + 1.0 LL + ρ ($\pm 30\%$ QEx $\pm 100\%$ QEy)				
Kombinasi 3	1.40	1	0.3	1
Kombinasi 4	1.40	1	-0.3	-1
(1.2 + 0.2 S_{DS})DL + 1.0 LL + ρ ($\pm 100\%$ QEx $\pm 30\%$ QEy)				
Kombinasi 5	1.40	1	1	0.3
Kombinasi 6	1.40	1	-1	-0.3
(0.9 - 0.2 S_{DS})DL + ρ ($\pm 30\%$ QEx $\pm 100\%$ QEy)				
Kombinasi 7	0.70		0.3	1
Kombinasi 8	0.70		-0.3	-1
(0.9 - 0.2 S_{DS})DL + ρ ($\pm 100\%$ QEx $\pm 30\%$ QEy)				
Kombinasi 9	0.70		1	0.3
Kombinasi 10	0.70		-1	-0.3
Envelope	Nilai absolute dari seluruh kombinasi			

3.4.2 Analisis Dinamik Struktur Non Linier

3.4.2.1 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, dan balok *link*. Untuk elemen apa saja yang akan digunakan dalam analisis di RUAUMOKO2D, bisa dilihat pada Gambar 3.5 berikut.



Gambar 3.5: Bentuk pemodelan struktur yang akan digunakan didalam program RUAUMOKO2D.

Bedasarkan Gambar 3.5 diatas, hanya bagian balok *link* yang akan dianalisis secara inelastis dengan menggunakan komponen *spring* pada program RUAUMOKO2D, sedangkan untuk elemen lainnya dimodelkan secara elastis. Bentuk pemodelan tersebut diharapkan terjadi kerusakan pertama pada balok *link* dalam mendapatkan data hasil simpangan antar tingkat maupun simpangan atap. Untuk persamaan yang digunakan untuk balok *link* dapat dilihat kembali pada Subbab 2.19 tentang pemodelan balok *link*.

3.4.2.2 Groundmotion Records

Data rekaman gempa diperoleh dari *website* resmi *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Next Generation Attenuation (NGA)*, *COSMOS Strongmotion Data Center*. Data rekaman gempa yang diambil sebanyak 24 rekaman gempa diantaranya rekaman gempa tanpa *Pulse* (gempa biasa) dengan jarak *epicentral* diatas 20 km diambil sebanyak 8 data rekaman gempa, rekaman gempa yang mengandung *Pulse* diambil sebanyak 8 rekaman dan rekaman gempa *Pulse* yang mengandung *fling* diambil sebanyak 8 rekaman. Untuk semua tipe rekaman gempa diperoleh dari PEER NGA dan COSMOS seperti terlihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Data-data rekaman gempa.

Data Gempa No Pulse (Gempa Biasa)

No	Nama <i>Groundmotion</i>	Tahun	Nama Stasiun	Mag.
1	Coalinga-05	1983	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.8
2	Coalinga-06	1983	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.8
3	Coalinga-07	1983	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.2
4	Coalinga-08	1983	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.2
5	Coalinga-09	1983	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.3
6	Livermore-01	1980	APEEL 3E Hayward CSUH	5.8
7	Livermore-02	1980	APEEL 3E Hayward CSUH	5.42
8	Mammoth Lakes-02	1980	Convict Creek	5.69

Data Gempa Mengandung *Pulse*

No	Nama <i>Groundmotion</i>	Tahun	Nama Stasiun	Mag.
1	Chi-Chi Taiwan	1999	CHY088	7.62
2	Chi-Chi Taiwan	1999	CHY036	7.62
3	Chi-Chi Taiwan	1999	HWA019	7.62
4	Chichi-01	1999	CHY080	6.2
5	Erzican Turkey	1992	Erzincan	6.69
6	Kocaeli Turkey	1999	Duzce	7.51
7	Mammoth Lakes-01	1980	Convict Creek	6.06
8	Borrego	1942	El Centro Array#9	6.5

Data Gempa Mengandung *Fling*

No	Nama <i>Groundmotion</i>	Tahun	Nama Stasiun	Mag.
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

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

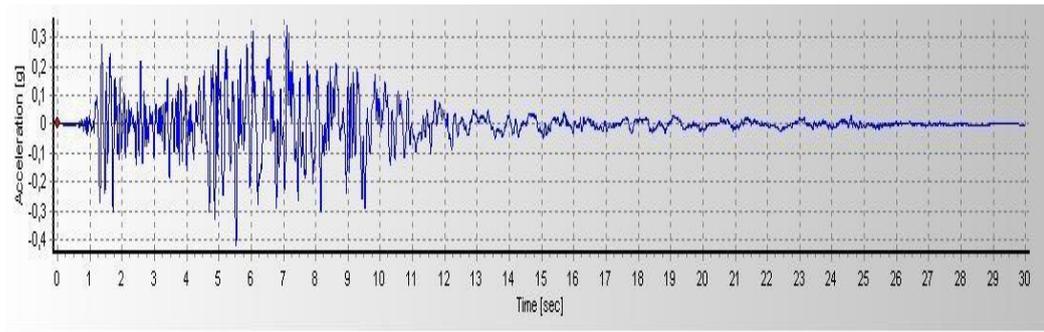
Selanjutnya data rekaman gempa yang diperoleh tersebut diskalakan terhadap respon spektrum desain. Pada proses penskalaan dibutuhkan data respon spektrum desain agar data rekaman gempa original disesuaikan dengan kondisi geologis pada Kota Gunungsitoli (tanah sedang). Selain itu, rentang perioda alami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

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

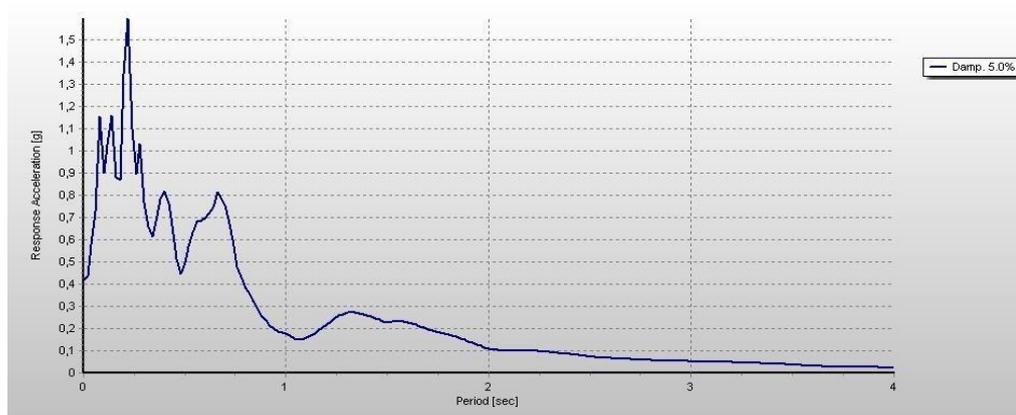
3.4.2.3 Analisis Respon Riwayat Waktu

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 linier sebelumnya yaitu dengan Metode Respon Spektrum. Pada Metode Respon Riwayat Waktu ini dianalisis secara dua dimensi. Alat bantu *software* yang digunakan adalah RUAUMOKO2D versi 04. Sebelum dianalisis dengan RUAUMOKO2D terdapat beberapa tahapan sebagai berikut :

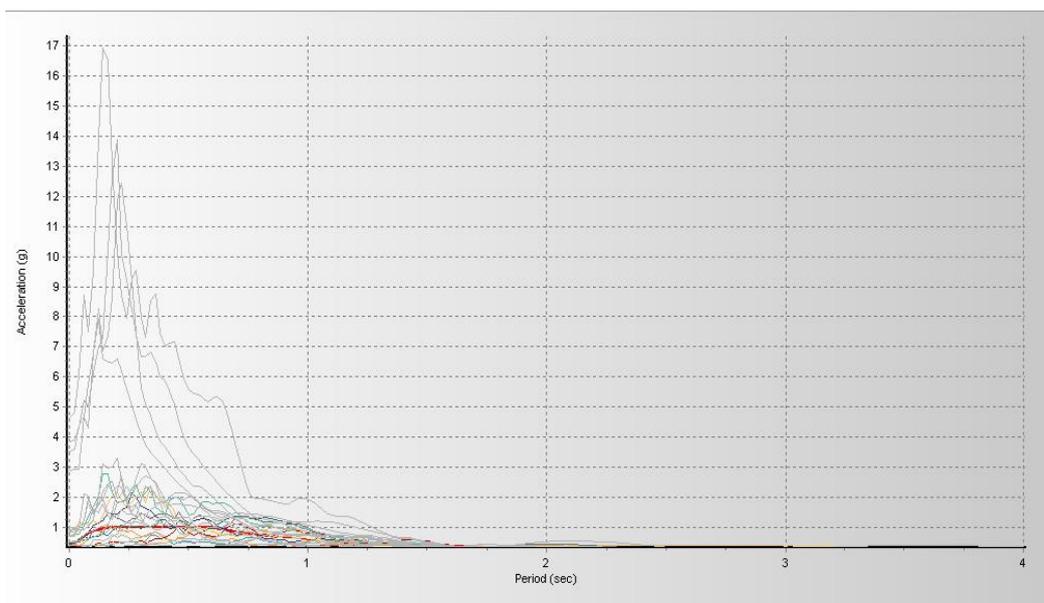
- a. Pengambilan rekaman gempa dari PEER NGA dan COSMOS. Daerah-daerah rekaman yang diambil tertera pada tabel 3.5.
- b. Mengubah rekaman gempa menjadi respon spektrum dengan bantuan *software* *Seismosignal*. Hal ini dilakukan untuk memudahkan proses penskalaan. Selain itu, metode penskalaan PGA maupun RSA T1 perlu menggunakan *software* ini untuk mencari nilai percepatan pada masing-masing *groundmotion*.



Gambar 3.6: Rekaman gempa Mammoth Lakes California sebelum diubah menjadi respon spektrum

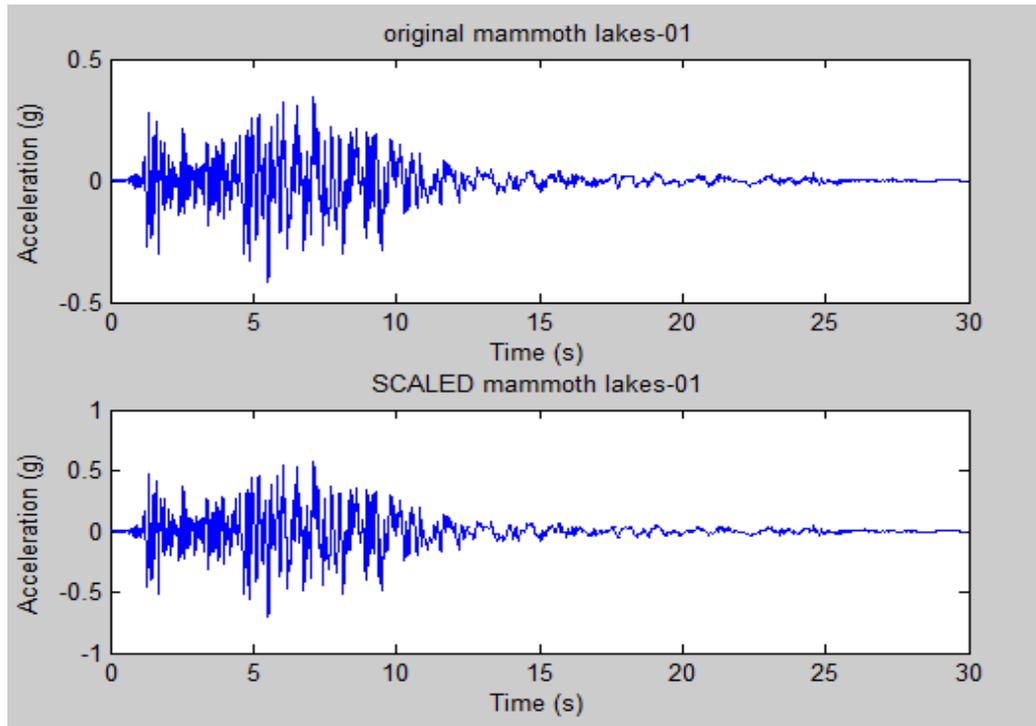


Gambar 3.7: Rekaman gempa Mammoth Lakes California setelah diubah menjadi respon spektrum.



Gambar 3.8: Respon spektrum dengan 24 daerah gempa setelah diskalakan terhadap respon spektrum di Indonesia (Gunungsitoli).

- c. Menskalakan rekaman gempa dengan menggunakan *software* MATLAB.
- d. Melakukan *spectral matching* dengan menggunakan *software* Seismomatch. *Software* ini lebih khusus digunakan untuk metode penskalaan *spectral matching* dengan melakukan pencocokan spectral terhadap grafik Respon Spektra Desain yang ada di Indonesia.



Gambar 3.9: Rekaman gempa Mammoth Lakes California sebelum (gambar atas) dan setelah diskalakan (gambar bawah), ini merupakan gempa tunggal.

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

- I : Momen inersia penampang
- E : Modulus elastisitas penampang
- G : Modulus geser penampang
- A : Luas penampang
- A_s : Luas penampang geser
- M_y : Momen leleh

- P_{yc} : Gaya tekan leleh aksial
- P_{yt} : Gaya tarik leleh aksial
- M_c : Momen puncak
- K_e : 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*

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Hasil Model Linier Dan Non Linier

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

4.2 Hasil Analisa Linier

4.2.1 Respon Spektrum Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2019, analisa harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisa harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

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

Analisa menggunakan metode CQC (*Complete Quadratic Combination*), hasil persentase perioda rata-rata yang didapat lebih kecil dari 15% dan SRSS (*Square Root of the Sum of Square*) lebih besar dari 15%. Pada hasil analisa diperoleh hasil model 4 lantai didapat 6 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak diatas 15 %. Untuk hasil model 8 lantai didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak diatas 15 %. Untuk hasil model 16 lantai didapat 16 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak diatas 15 %. Untuk perhitungan tertera pada Lampiran A3.

4.2.2 Koreksi Gempa Dasar Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.4.1, kombinasi respon untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V_l) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala seperti pada Pers. 4.1 yaitu:

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

dimana:

V_l = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

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

Struktur	Arah Gempa	V_l (kN)	V_t (kN)
Lantai 4 (Model 1)	Gempa Y	1956,78	1751.94
Lantai 8 (Model 2)	Gempa Y	2690,18	1693.74
Lantai 16 (Model 3)	Gempa Y	3382,19	10687.47

Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI 1726:2019, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1.

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

Untuk perhitungan tertera pada Lampiran A5.

4.2.3 Koreksi Faktor Redundansi

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

4.2.4 Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

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

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

Berdasarkan Tabel 4.11 nilai V_t sb. x diperoleh :

Tabel 4.2: Kontrol Nilai Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat.

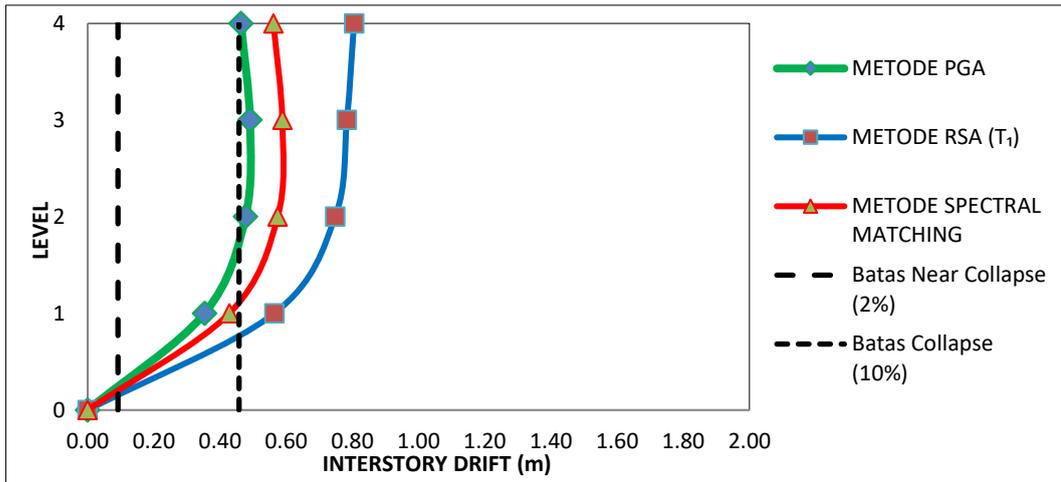
Struktur	Arah Gempa	V_t (kN)	$0,85 C_s W$ (kN)	Cek
Lantai 4 (Model 1)	Gempa Y	1751.94	1663.26	Oke
Lantai 8 (Model 2)	Gempa Y	1693.74	2286.65	Oke
Lantai 16 (Model 3)	Gempa Y	10687.47	2874.86	Oke

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

4.2.5 Nilai Simpangan Antar Lantai

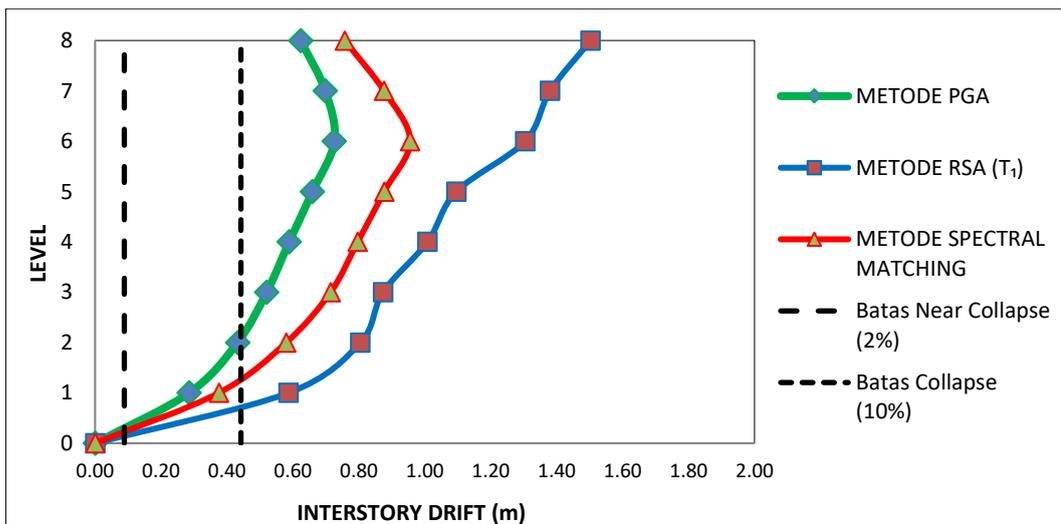
Berdasarkan peraturan SNI 1726:2019, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai yang diizinkan yaitu 0,02 dikali tinggi lantai, nilai simpangan tidak boleh melebihi ketentuan tersebut. Pada hasil yang diperoleh, nilai simpangan antar lantai tidak melebihi batas izin atau memenuhi syarat. Untuk hasil perhitungan terdapat pada Lampiran A7.

Berdasarkan analisa menggunakan aplikasi Ruaumoko 2D didapatkan nilai simpangan antar lantai berdasarkan dari metode modifikasi *groundmotion* seperti metode PGA (*Peak Ground Acceleration*), metode RSA (T_1) (*Response Spectral Acceleration* (T_1)), dan metode *Spectral Matching* yang diskalakan berdasarkan respon spektrum wilayah Indonesia. Pada gambar 4.1 sampai dengan gambar 4.3 menunjukkan beberapa grafik *interstory drift* dengan perbedaan menggunakan metode modifikasi penskalaan *groundmotion* dan tabel 4.3 menunjukkan perbedaan nilai simpangan pada metode penskalaan *groundmotion* seperti metode PGA, RSA (T_1), dan *Spectral Matching* untuk tiap-tiap model.



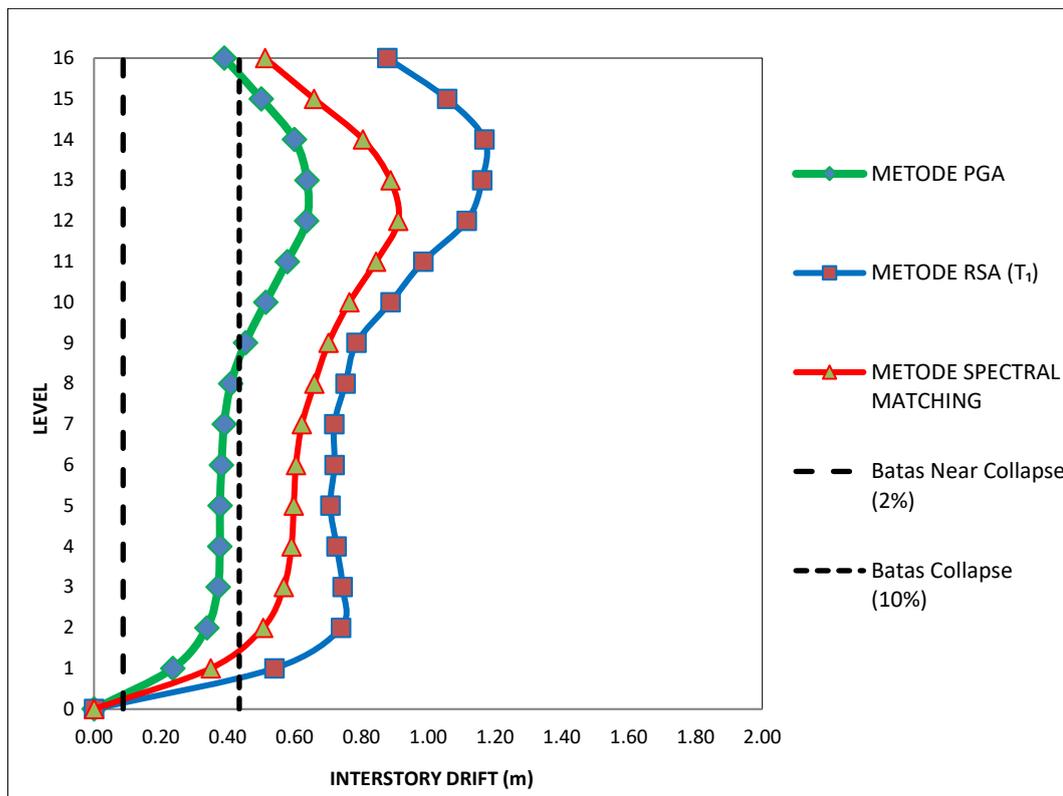
Gambar 4.1: Nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPMK berbrebing eksentris baja lantai 4 (Model 1) terhadap gempa tunggal dengan menggunakan berbagai metode modifikasi penskalaan *groundmotion*.

Pada gambar 4.1 untuk model 4 lantai (Model 1) dapat dilihat bahwa batas *Near collapse* telah dilampaui oleh semua nilai rata-rata *interstory drift* dengan persentase terbesar senilai 880% pada metode RSA (T₁). Batas *collapse* telah dilampaui oleh hampir semua nilai rata-rata *interstory drift* dengan persentase terbesar senilai 176% pada metode RSA (T₁). Nilai rata-rata *interstory drift* terbesar terjadi pada metode penskalaan RSA (T₁) dengan nilai sebesar 0,80 m, lebih besar dari pada menggunakan metode *Spectral matching* atau Metode PGA.



Gambar 4.2: Nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPMK berbrebing eksentris baja lantai 8 (Model 2) terhadap gempa tunggal dengan menggunakan berbagai metode modifikasi penskalaan *groundmotion*.

Pada gambar 4.2 untuk model 8 lantai (model 2) dapat dilihat bahwa batas *Near collapse* telah dilampaui oleh semua nilai rata-rata *interstory drift* dengan persentase terbesar senilai 1699% pada metode RSA (T_1). Batas *collapse* telah dilampaui oleh hampir semua nilai rata-rata *interstory drift* dengan persentase terbesar senilai 340% pada metode RSA (T_1). Nilai rata-rata *interstory drift* terbesar terjadi pada metode penskalaan RSA (T_1) dengan nilai sebesar 1,50 m, lebih besar dari pada menggunakan metode *Spectral matching* atau Metode PGA.



Gambar 4.3: Nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPMK berbrebing eksentris baja lantai 16 (Model 3) terhadap gempa tunggal dengan menggunakan berbagai metode modifikasi penskalaan *groundmotion*.

Pada gambar 4.3 untuk model 16 lantai (model 3) dapat dilihat bahwa batas *Near collapse* telah dilampaui oleh semua nilai rata-rata *interstory drift* dengan persentase terbesar senilai 1010% pada metode RSA (T_1). Batas *collapse* telah dilampaui oleh sebagian besar nilai rata-rata *interstory drift* dengan persentase terbesar senilai 202% pada metode RSA (T_1). Nilai rata-rata *interstory drift* terbesar terjadi pada metode penskalaan RSA (T_1) dengan nilai sebesar 1,17 m, lebih besar dari pada menggunakan metode *Spectral matching* atau Metode PGA.

Pada gambar 4.1 sampai gambar 4.3 menunjukkan metode RSA (T_1) memiliki nilai rata-rata *interstory drift* terbesar dibandingkan dengan metode *Spectral matching* atau Metode PGA. Hal ini terjadi dikarenakan kandungan perioda dan amplitudo maksimum pada *groundmotion* yang diskalakan dengan metode RSA (T_1) banyak yang mendekati dengan nilai perioda alami struktur pada keseluruhan model.

4.2.6 Nilai Simpangan Atap

Jika masing-masing node mengalami perpindahan akibat gaya gempa, maka perpindahan tersebut disebut simpangan. Besarnya simpangan dipengaruhi oleh kekakuan dari struktur tersebut. Biasanya simpangan terbesar terjadi di atap.

Tabel 4.3 menunjukkan perbedaan nilai simpangan pada metode penskalaan *groundmotion* seperti metode PGA, RSA (T_1), dan *Spectral Matching* untuk tiap-tiap model. Secara keseluruhan, nilai simpangan pada metode PGA lebih kecil dari nilai simpangan pada metode RSA T_1 atau *Spectral Matching*.

Tabel 4.3: Nilai perbandingan *top displacement* untuk masing-masing model pada metode modifikasi penskalaan *groundmotion*.

Struktur	Metode Modifikasi <i>groundmotion</i>		
	PGA	RSA (T_1)	<i>Spectral Matching</i>
Lantai 4 (Model 1)	100%	156%	120%
Lantai 8 (Model 2)	100%	145%	137%
Lantai 16 (Model 3)	100%	128%	170%

Pada tabel 4.12 terdapat beberapa nilai perbandingan *top displacement* untuk berbagai metode modifikasi penskalaan gempa. Besarnya kenaikan yang terjadi dapat dilihat dengan nilai pada Metode PGA sebagai acuan (100%), dalam tabel tersebut perbandingan nilai *top displacement* cukup bervariasi. Semisal pada Metode RSA (T_1) memiliki nilai perbandingan yang besar pada Model 1 dan Model 2. Sedangkan pada Metode *Spectral Matching* memiliki nilai perbandingan yang besar pada Model 3.

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

Berdasarkan SNI 1726:2019, kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya.

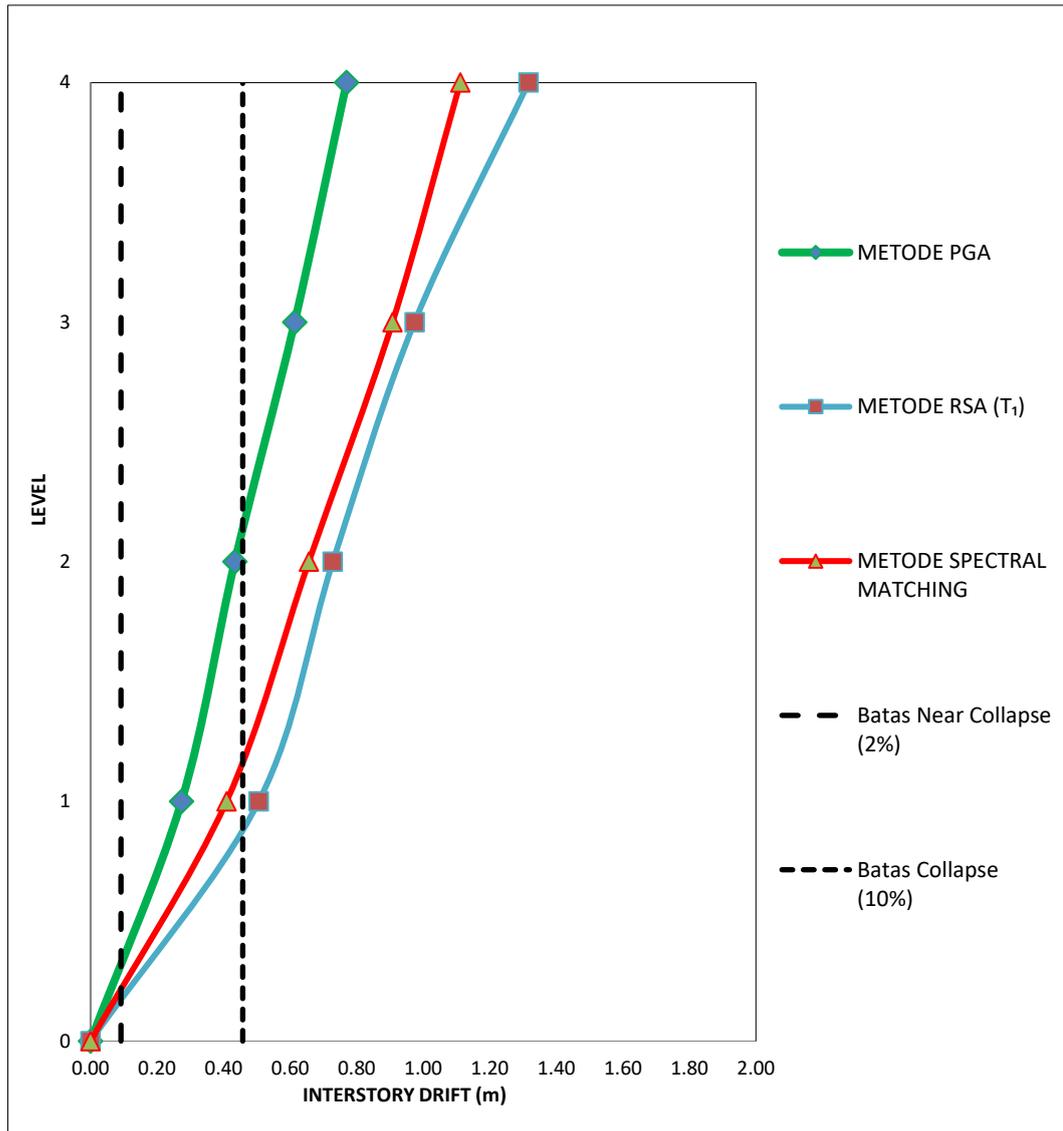
Pada hasil kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah y untuk semua model, diperoleh nilai persentase kekakuan di atas batas yang ditentukan atau struktur yang direncanakan tidak mengalami *Soft Story*. Untuk hasil perhitungan terdapat pada Lampiran A8.

4.2.8 Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2019, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 1. Pada hasil perhitungan, nilai *stability ratio* dibawah nilai 1 untuk semua model atau dapat dikatakan kontrolnya memenuhi syarat yang ditentukan. Pada dasarnya efek P-delta dapat diabaikan jika syarat *stability ratio* sudah terpenuhi. Untuk hasil perhitungan terdapat pada Lampiran A9.

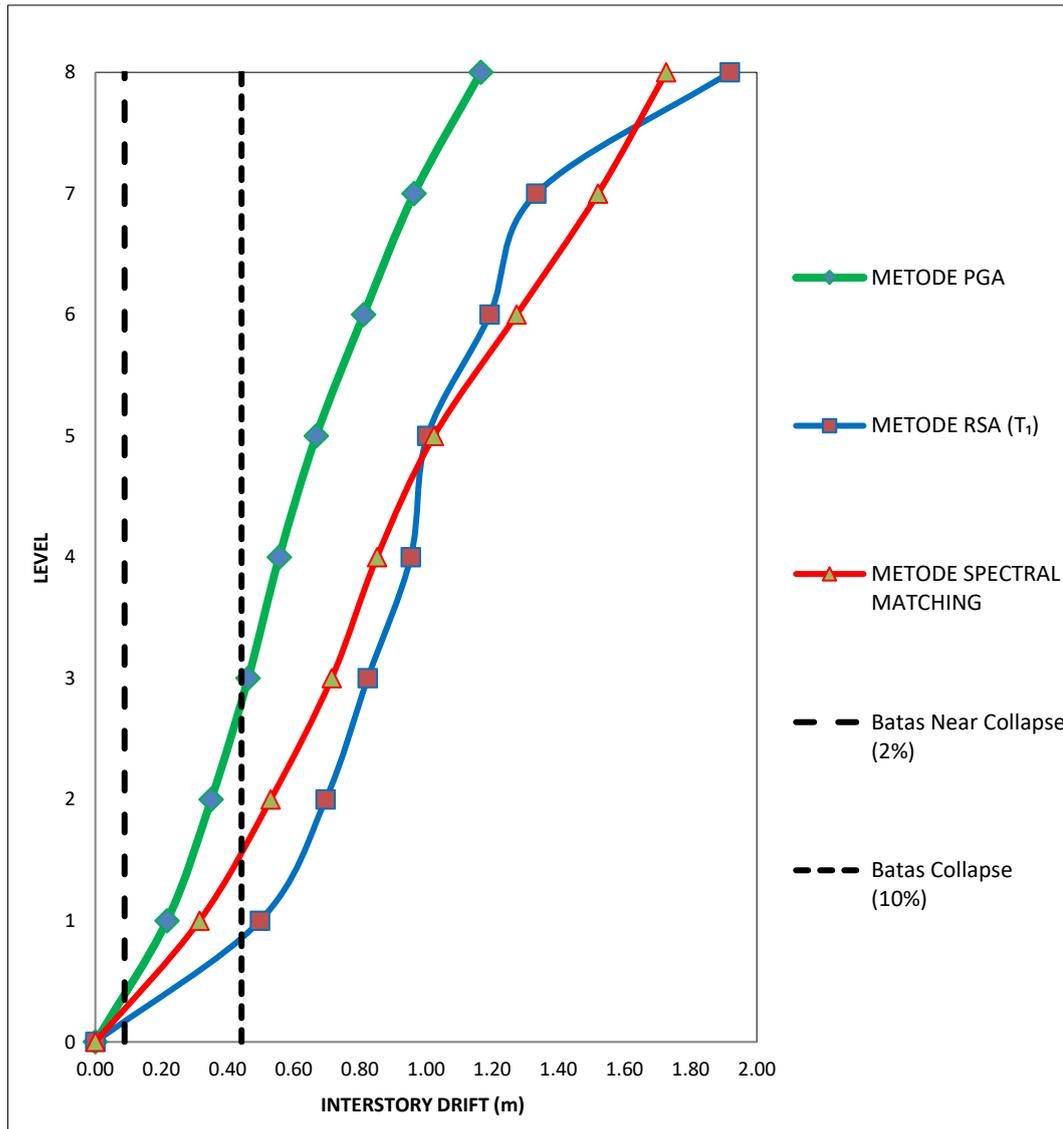
4.3 Hasil Analisa Non Linier

Pada tahap ini merupakan bagian dari evaluasi struktur baja yang telah di desain terhadap beban gempa yang telah direncanakan, dalam hal ini respon struktur akan ditinjau terhadap perbedaan metode modifikasi penskalaan rekaman gempa. Jenis gempa yang diberikan pada struktur baja yaitu gempa tunggal. Setiap model struktur akan diambil data *interstory drift* dan *top displacement* setelah dianalisis, nilai tersebut dibandingkan terhadap faktor-faktor yang telah disebutkan diatas. Pada gambar 4.4 sampai 4.6 menunjukkan beberapa grafik hasil analisis *interstory drift* Nonlinier dengan perbedaan hasil berbagai metode penskalaan *groundmotion* dan Tabel 4.19 menunjukkan nilai perbandingan *top displacement* nonlinier untuk masing-masing model pada metode modifikasi penskalaan *groundmotion*.



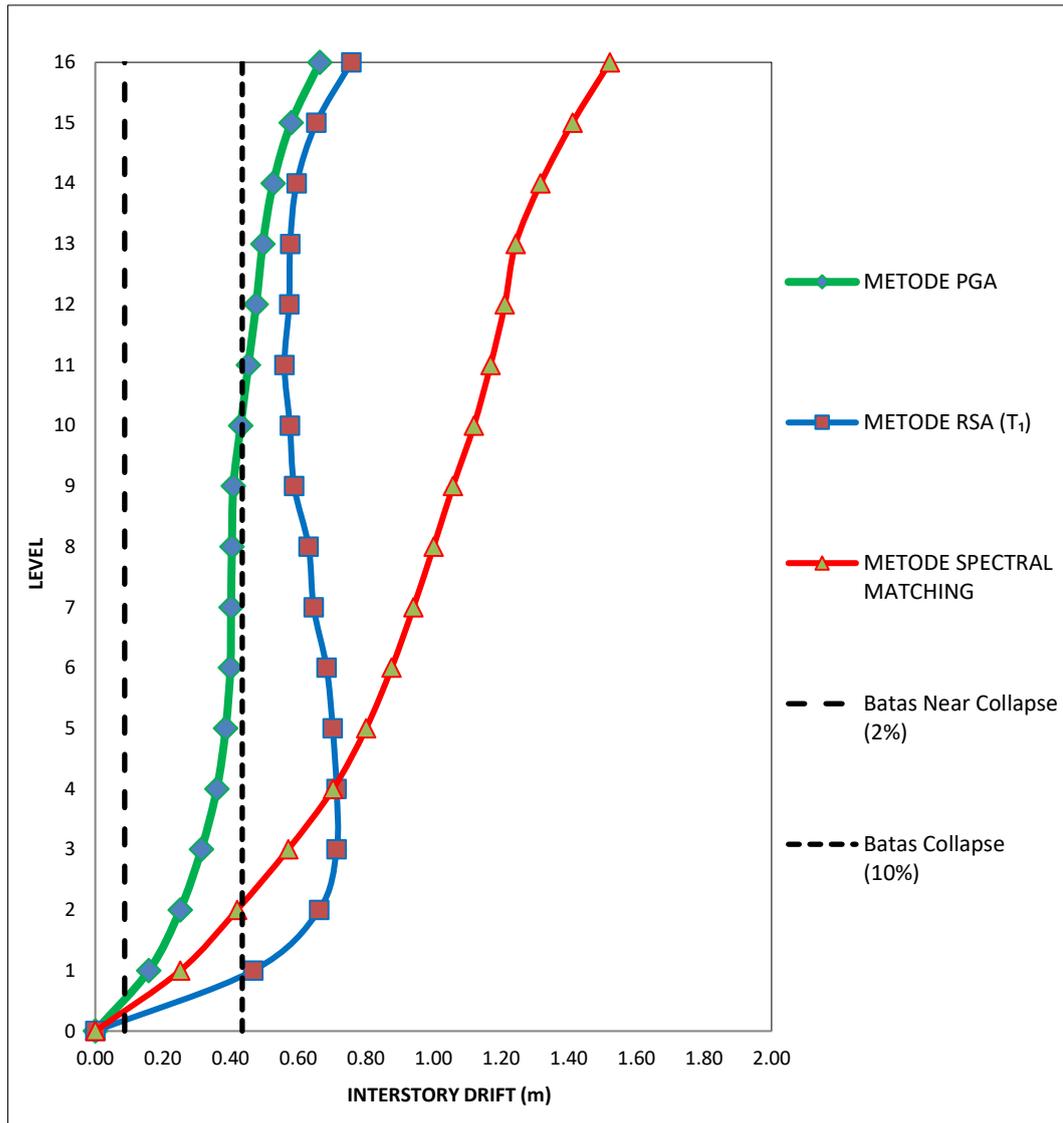
Gambar 4.4: Nilai rata-rata *interstory drift* Nonlinier untuk struktur SRPMK berbrenging eksentris baja lantai 4 (Model 1) terhadap gempa tunggal dengan menggunakan berbagai metode modifikasi penskalaan *groundmotion*.

Pada Gambar 4.4 untuk model 4 lantai (Model 1) dapat dilihat bahwa batas *Near collapse* telah dilampaui oleh semua nilai rata-rata *interstory drift* dengan persentase terbesar senilai 1439% pada metode RSA (T₁). Batas *collapse* telah dilampaui oleh sebagian besar nilai rata-rata *interstory drift* dengan persentase terbesar senilai 288% pada metode RSA (T₁). Nilai rata-rata *interstory drift* terbesar terjadi pada metode penskalaan RSA (T₁) dengan nilai sebesar 1,32 m, lebih besar dari pada menggunakan metode *Spectral matching* atau Metode PGA.



Gambar 4.5: Nilai rata-rata *interstory drift* Nonlinier untuk struktur SRPMK berbresing eksentris baja lantai 8 (Model 2) terhadap gempa tunggal dengan menggunakan berbagai metode modifikasi penskalaan *groundmotion*.

Pada Gambar 4.5 untuk model 8 lantai (Model 2) dapat dilihat bahwa batas *Near collapse* telah dilampaui oleh semua nilai rata-rata *interstory drift* dengan persentase terbesar senilai 2170% pada metode RSA (T₁). Batas *collapse* telah dilampaui oleh hampir semua nilai rata-rata *interstory drift* dengan persentase terbesar senilai 434% pada metode RSA (T₁). Pada nilai rata-rata *interstory drift* terbesar terjadi pada metode penskalaan RSA (T₁) dengan nilai sebesar 1,92 m dengan dominasi nilai yang besar walau pada tingkat 5, 6, dan 7 metode *Spectral matching* memiliki nilai *interstory drift* terbesar sedangkan metode PGA memiliki nilai *interstory drift* terkecil.



Gambar 4.6: Nilai rata-rata *interstory drift* Nonlinier untuk struktur SRPMK berbreising eksentris baja lantai 16 (Model 3) terhadap gempa tunggal dengan menggunakan berbagai metode modifikasi penskalaan *groundmotion*.

Pada Gambar 4.6 untuk model 16 lantai (Model 3) dapat dilihat bahwa batas *Near collapse* telah dilampaui oleh semua nilai rata-rata *interstory drift* dengan persentase terbesar senilai 1751% pada metode *Spectral Matching*. Batas *collapse* telah dilampaui oleh sebagian besar nilai rata-rata *interstory drift* dengan persentase terbesar senilai 350% pada metode *Spectral Matching*. Pada nilai rata-rata *interstory drift* terbesar terjadi pada metode penskalaan *Spectral Matching* dengan nilai sebesar 1,52 m dengan dominasi nilai yang cukup besar walau pada tingkat 1-4 metode RSA (T₁) memiliki nilai *interstory drift* terbesar sedangkan metode PGA memiliki nilai *interstory drift* terkecil.

Pada Gambar 4.4 sampai Gambar 4.6 menunjukkan metode RSA (T_1) dan metode *Spectral matching* bersaing dengan masing-masing nilai rata-rata *interstory drift* yang dimiliki. Hal ini terjadi dikarenakan kandungan perioda dan amplitudo maksimum pada *groundmotion* yang diskalakan dengan metode-metode tersebut mendekati dengan nilai perioda alami struktur, seperti model 1 lebih condong ke metode RSA T_1 sedangkan model 3 lebih condong ke metode *Spectral Matching*.

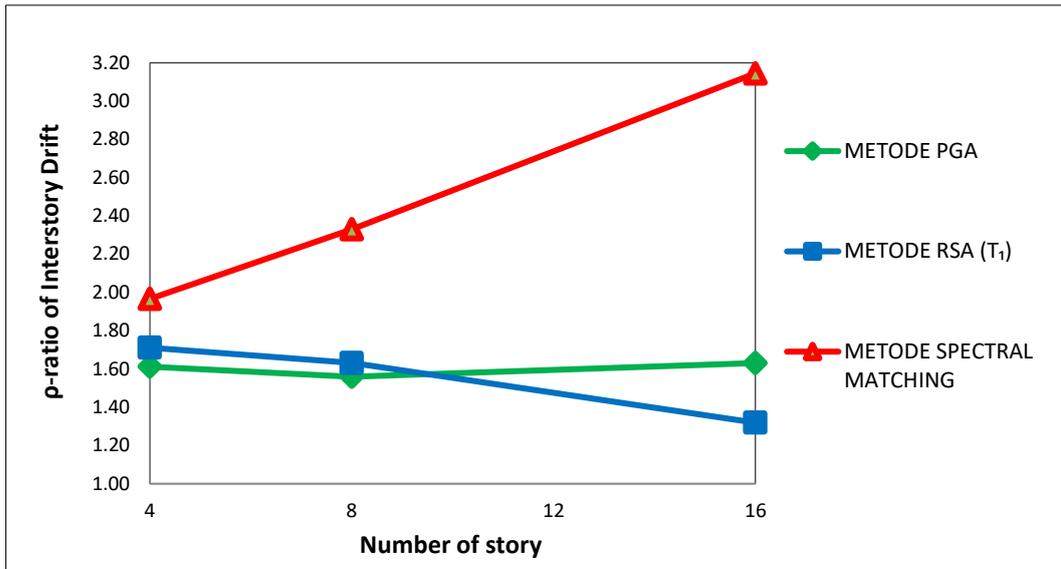
Tabel 4.4: Nilai perbandingan *top displacement* nonlinier untuk masing-masing model pada metode modifikasi penskalaan *groundmotion*.

Struktur	Metode Modifikasi <i>groundmotion</i>		
	PGA	RSA (T_1)	<i>Spectral Matching</i>
Lantai 4 (Model 1)	100%	157%	146%
Lantai 8 (Model 2)	100%	131%	152%
Lantai 16 (Model 3)	100%	125%	241%

Pada tabel 4.19 terdapat beberapa nilai perbandingan *top displacement* untuk berbagai metode modifikasi penskalaan gempa. Besarnya kenaikan yang terjadi dapat dilihat dengan nilai pada metode PGA sebagai acuan (100%), dalam tabel tersebut perbandingan nilai *top displacement* cukup bervariasi. Semisal pada Metode RSA (T_1) memiliki nilai perbandingan yang besar hanya pada Model 1. Sedangkan pada metode *Spectral Matching* memiliki nilai perbandingan yang besar pada Model 2 dan Model 3.

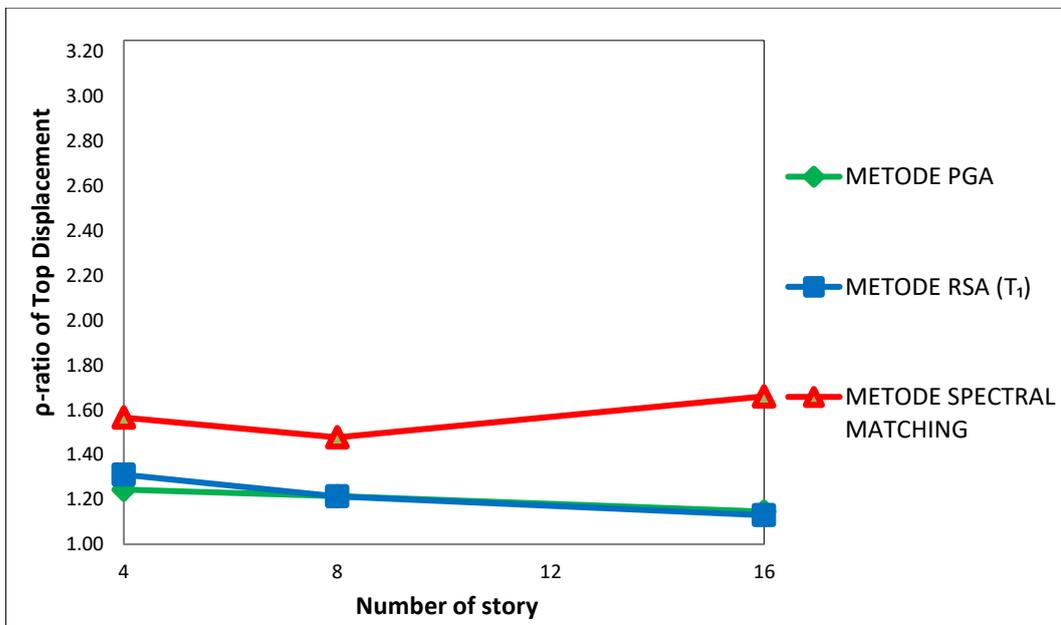
4.4 Hasil Rasio Simpangan Inelastis (ρ -ratio)

Rasio simpangan inelastis (ρ -ratio) merupakan rasio yang didapatkan berdasarkan hasil nilai analisis nonlinier dibagikan dengan hasil nilai analisis linier. Nilai simpangan inelastis ini digunakan untuk mempermudah perhitungan analisis struktur secara nonlinier dalam mencari nilai-nilai *interstory drift* maupun nilai-nilai *top displacement*. Untuk hasil rasio simpangan inelastis dari nilai rata-rata *interstory drift* maupun nilai rata-rata *top displacement* dapat dilihat pada Gambar 4.7 dan Gambar 4.8 berikut.



Gambar 4.7: Perbandingan nilai rasio simpangan inelastic (ρ -ratio) *interstory drift* berdasarkan beberapa metode modifikasi penskalaan *groundmotion*.

Pada Gambar 4.7 dapat dilihat bahwa berdasarkan grafik hasil analisis simpangan inelastic *interstory drift* bahwa rasio simpangan pada metode penskalaan modifikasi *groundmotion* pada metode *Spectral Matching* memiliki nilai yang besar pada keseluruhan model dengan nilai tertinggi senilai 3,14 daripada metode PGA atau metode RSA (T₁).



Gambar 4.8: Perbandingan nilai rasio simpangan inelastic (ρ -ratio) *top displacement* berdasarkan beberapa metode modifikasi penskalaan *groundmotion*.

Pada Gambar 4.8 dapat dilihat bahwa berdasarkan grafik hasil analisis simpangan inelastik *top displacement* bahwa rasio simpangan pada metode penskalaan modifikasi *groundmotion* pada metode *Spectral Matching* memiliki nilai yang besar pada keseluruhan model dengan nilai tertinggi senilai 1,66 daripada metode PGA atau metode RSA (T_1).

Dari hasil yang ada pada gambar 4.7 dan gambar 4.8 menunjukkan bahwa metode *Spectral Matching* memiliki nilai ρ -ratio atau nilai Simpangan Inelastis yang besar dibandingkan dengan metode PGA atau metode RSA (T_1). Hal ini bias terjadi dikarenakan nilai-nilai rasio hasil analisis nonlinier dan linier pada metode *Spectral Matching* pada keseluruhan model yang didapat memiliki nilai rasio yang besar.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis linear dan non linear yaitu pembahasan mengenai perbandingan simpangan antar tingkat dan simpangan atap sistem rangka pemikul momen (SRPMK) berbresing Eksentris terhadap berbagai metode modifikasi penskalaan rekaman gempa, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil analisa pada struktur terhadap metode modifikasi penskalaan rekaman gempa didapati bahwa nilai simpangan antar tingkat terbesar pada metode penskalaan RSA T1 pada hasil linier. Sedangkan pada hasil analisa nonlinier nilai simpangan antar tingkat terbesar rata-rata terjadi pada metode penskalaan RSA T1.
2. Pada hasil analisa pada struktur terhadap rekaman gempa tunggal berdasarkan metode modifikasi penskalaan rekaman gempa didapati bahwa nilai *top displacement* diplot menjadi diagram analisis simpangan *inelastic* dimana pada diagram tersebut menunjukkan bahwa rasio dari metode *Spectral Matching* lebih besar dibandingkan dengan rasio dari metode PGA atau RSA T1 didapatkan dari nilai rata-rata simpangan atap yang dimodelkan terhadap 24 rekaman gempa tunggal.

5.2 Saran

- 1 Dalam Tugas Akhir ini, dimensi balok kolom yang ekonomis diabaikan. Disarankan untuk penganalisaan selanjutnya komponen tersebut direncanakan agar data yang dihasilkan lebih akurat dan sesuai data kondisi yang ada dilapangan.
- 2 Dalam Tugas Akhir ini, jika terdapat hasil yang kurang sesuai pada analisa linier dan non linier diharapkan agar dapat diskusi dengan penulis. Apabila nilai yang didapatkan jauh dari hasil yang ada.
- 3 Diharapkan tugas akhir ini dapat diteruskan atau dievaluasi kembali dalam rangka mendapatkan hasil yang optimal.
- 4 Bila memungkinkan, sebaiknya dilakukan analisa 3D agar mendapat hasil yang lebih akurat.

DAFTAR PUSTAKA

- Abidin, Z., Sangadji, S., & Supriyadi, A. (2018). Analisis Dinamik Riwayat Waktu Nonlinier Skew Bridge. *Jurnal Matriks Teknik Sipil*, 378–385.
- Affandi, S. (2020). Studi Perbandingan Variasi Konfigurasi Sistem Rangka Bresing Kosentris pada Gedung CDAST Universitas Jember.
- Akbar, S. J., Chandra, Y., & Yusriansyah. (2017). Analisa Nilai Simpangan Horizontal (Drift) Pada Struktur Tahan Gempa Menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentrik Tipe Braced V. *Teras Journal*, 7(2), 301–312.
- Aritonang, K. N., & Hayu, G. A. (2020). Perancangan Bangunan Apartemen Delapan Lantai Menggunakan Struktur Baja dengan Pengaku EBF (Eccentrically Braced Frame), *Jurnal Rekayasa Sipil Dan Lingkungan*, 4(1), 96–106.
- ASCE Standard (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building (ASCE/SEI 41-13)*. American Society of Civil Engineers.
- Badan Standardisasi Nasional Indonesia. (2020). *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standardisasi Nasional Indonesia. (2019). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standardisasi Nasional Indonesia. (2020). *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Budiono, B., Supriyatna, Lucky. (2011), *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa*. Penerbit ITB., Bandung.
- Carr, A. J. (2007). *Ruamoko Manual Volume 1: Theory*. In Civil Engineering Department, University of Canterbury (Vol. 1).
- Cavdar, E., Ozdemir, G., & Bayhanb, B. (2019). Significance of Ground Motion Scaling Parameters on Amplitude of Scale Factors and Seismic Response of Short- and Long-Period Structures. *Earthquake Spectra*, 4(35), 1663–1688.
- <http://peer.berkeley.edu>.
- <http://puskim.pu.go.id>.
- <http://strongmotioncenter.org>.

- III, J. L. H., & Speicher, M. S. (2015). Assessment of First Generation Performance-Based Seismic Design Methods for New Steel Buildings, Volume 3: Eccentrically Braced Frames (Vol. 3). National Institute of Standards and Technology.
- Kariso, P. H., Dapas, S. O., & Pandaleke, R. (2018). Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. *Jurnal Sipil Statik*, 6(6), 361–372.
- Lancieri, M., Bazzurro, P., & Scotti, O. (2018). Spectral Matching in Time Domain: A Seismological and Engineering Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(4), 1972–1994.
- Lignos, D. G., Hartloper, A. R., Elkady, A., Deierlein, G. G., & Hamburger, R. (2019). Proposed Updates to the ASCE 41 Nonlinear Modeling Parameters for Wide-Flange Steel Columns in Support of Performance-Based Seismic Engineering. *Journal of Structural Engineering*, 145(9).
- National Institute of Standards and Technology. (2017a). Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part I – General. Gaithersburg: Applied Technology Council.
- National Institute of Standards and Technology. (2017b). Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part Iia – Steel Moment Frames (April 2017). Gaithersburg: Applied Technology Council.
- Pawirodikromo, W., (2012), *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*, Pustaka Pelajar., Yogyakarta.
- Pangestu, M. (2017). *Analisa Kinerja Bangunan Bertingkat Akibat Gempa Pada Gedung Pascasarjana Universitas Muhammadiyah Malang Dengan Metode Riwayat Waktu*. Malang.
- Samanta, A., & Pandey, P. (2018). Effects of Ground Motion Modification Methods and Ground Motion Duration On Seismic Performance of a 15-Storeyed Building. *Journal of Building Engineering*, 15, 14–25.
- Shakeri, K., Khansoltani, E., & Pessiki, S. (2018). Ground Motion Scaling for Seismic Response Analysis by Considering Inelastic Response and contribution of The Higher Modes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 110, 70–85.
- Siswanto, B., & Salim, M., (2018), Kriteria Dasar Perencanaan Struktur Bangunan Tahan Gempa. *Jurnal Teknik Sipil*, 11(1), 59–72.
- Siswanto, B., & Salim, M., (2018), *Rekayasa Gempa*, K-Media, Yogyakarta.
- Wang, G. (2011). A Ground Motion Selection and Modification Method Capturing Response Spectrum Characteristics and Variability of Scenario Earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(4), 611–625.

LAMPIRAN

A.1. Perhitungan Pembebanan Struktur

Dalam Tugas Akhir ini, jenis pembebanan yang digunakan adalah beban gravitasi. Adapun beban gravitasi yang bekerja pada struktur tersebut adalah:

- Beban mati $= 46 \text{ psf} = 2,20 \text{ KN/m}^2$
- Beban mati tambahan
 - Pada lantai tipikal $= 15 \text{ psf} = 0,48 \text{ KN/m}^2$
 - Pada atap $= 10 \text{ psf} = 0,72 \text{ KN/m}^2$
 - Pada Façade (*Curtain Wall*) $= 250 \text{ plf} = 3,65 \text{ KN/m}$
- Beban hidup
 - Pada lantai tipikal $= 50 \text{ psf} = 2,39 \text{ KN/m}^2$
 - Pada atap $= 30 \text{ psf} = 1,44 \text{ KN/m}^2$

A.2. Syarat Periode Struktur

Penentuan periode yang akan digunakan untuk perhitungan gaya geser dasar dan gaya lateral statik ekuivalen adalah berdasarkan SNI 1726:2019.

➤ Model 1

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 5,49 m
- Tinggi lantai tipikal : 4,27 m
- Hn : 18,29 m
- Cu : 1,4
- Ct : 0.0724
- x : 0,75

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

SYARAT PERIODA					
Arah	$T_{a_{min}}$ ($C_t \times h_n^x$)	$T_{a_{max}}$ ($C_u \times T_{a_{min}}$)	$T_{sap2000}$	$T_{dipakai}$	KONTROL
Y	0,647	0,905	0.99	1,09	OK

Berdasarkan Tabel L.1, periode alami struktur yang digunakan adalah batas periode maksimum yaitu 1,09 karena nilai periode pada Program Analisa Struktur lebih kecil dari batas maksimum pada model tersebut.

➤ Model 2

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 5,49 m
- Tinggi lantai tipikal : 4,27 m
- Hn : 35,36 m
- Cu : 1,4
- Ct : 0.0724
- x : 0,75

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

SYARAT PERIODA					
Arah	$T_{a_{min}}$ ($C_t \times h_n^x$)	$T_{a_{max}}$ ($C_u \times T_{a_{min}}$)	$T_{sap2000}$	$T_{dipakai}$	KONTROL
Y	1,060	1,485	2,421	2,46	OK

Berdasarkan Tabel L.3, perioda alami struktur yang digunakan adalah batas perioda maksimum yaitu 2,46 karena nilai perioda pada Program Analisa Struktur lebih kecil dari batas maksimum pada model tersebut.

➤ Model 3

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 5,49 m
- Tinggi lantai tipikal : 4,27 m
- H_n : 69,49 m
- C_u : 1,4
- C_t : 0,0724
- x : 0,75

Tabel L.3: Kontrol perioda getar alami struktur Model 2

SYARAT PERIODA					
Arah	$T_{a_{min}}$ ($C_t \times h_n^x$)	$T_{a_{max}}$ ($C_u \times T_{a_{min}}$)	$T_{sap2000}$	$T_{dipakai}$	KONTROL
Y	1,76	2,464	3,542	3,88	OK

Berdasarkan Tabel L.3, perioda alami struktur yang digunakan adalah batas perioda maksimum yaitu 3,88 karena nilai perioda pada Program Analisa Struktur lebih kecil dari batas maksimum pada model tersebut.

A.3. Modal Participating Mass Ratios

A.3.1. Modal Participating Mass Ratios Model 1

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

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>				
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	UY	Sum UY
Modal	1	1,991	0	0.00%
Modal	2	0,99	0,8913	89,13%
Modal	3	0,772	0	89,13%
Modal	4	0,542	0	89,13%
Modal	5	0,356	0,089	98,03%
Modal	6	0,285	0	98,03%

Tabel L.5: Hasil selisih persentase nilai perioda (Model 1).

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	50,28	not OK	OK
T2-T3	22,02	not OK	OK
T3-T4	29,79	not OK	OK
T4-T5	34,32	not OK	OK
T5-T6	19,94	not OK	OK

A.3.2. Modal Participating Mass Ratios Model 2

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

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>				
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	UY	Sum UY
Modal	1	3,409	0	0,00%
Modal	2	2,421	0,7267	72,67%
Modal	3	1,588	0	72,67%
Modal	4	1,166	0	72,67%
Modal	5	0,812	0,188	91,47%
Modal	6	0,603	0	91,47%
Modal	7	0,547	0	91,47%
Modal	8	0,45	0,049	96,37%
Modal	9	0,404	0	96,37%
Modal	10	0,404	0	96,37%
Modal	11	0,403	0	96,37%
Modal	12	0,403	0	96,37%

Tabel L.7: Hasil selisih persentase nilai perioda (Model 2).

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	28,98	not OK	OK
T2-T3	34,41	not OK	OK
T3-T4	26,57	not OK	OK
T4-T5	30,36	not OK	OK
T5-T6	25,74	not OK	OK
T6-T7	9,29	OK	not OK
T7-T8	17,73	not OK	OK
T8-T9	10,22	OK	not OK
T9-T10	0,00	OK	not OK
T10-T11	0,25	OK	not OK
T11-T12	0,00	OK	not OK

A.3.3. Modal Participating Mass Ratios Model 3

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

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>				
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	UY	Sum UY
Modal	1	4,53	0	0,00%
Modal	2	3,542	0,67080	67,08%
Modal	3	2,283	0,00001	67,08%
Modal	4	1,641	0	67,08%
Modal	5	1,113	0,20020	87,10%
Modal	6	0,912	0	87,10%
Modal	7	0,753	0,00001	87,10%
Modal	8	0,585	0,06300	93,39%
Modal	9	0,579	0	93,39%
Modal	10	0,442	0	93,39%
Modal	11	0,442	0	93,39%
Modal	12	0,434	0	93,39%
Modal	13	0,434	0	93,39%
Modal	14	0,414	0	93,39%
Modal	15	0,411	0	93,39%
Modal	16	0,41	0	93,39%

Tabel L.9: Hasil selisih persentase nilai perioda (Model 3).

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	21,81	not OK	OK
T2-T3	35,54	not OK	OK
T3-T4	28,12	not OK	OK
T4-T5	32,18	not OK	OK
T5-T6	18,06	not OK	OK
T6-T7	17,43	not OK	OK
T7-T8	22,31	not OK	OK
T8-T9	1,03	OK	not OK
T9-T10	23,66	not OK	OK
T10-T11	0,00	OK	not OK
T11-T12	1,81	OK	not OK
T12-T13	0,00	OK	not OK
T13-T14	4,61	OK	not OK
T14-T15	0,72	OK	not OK
T15-T16	0,24	OK	not OK

A.4. Berat Sendiri Struktur

A.4.1 Berat Sendiri Struktur (Model 1)

Tabel L.10: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur.

<i>Story</i>	<i>Self weight (KN)</i>
4	4789.1852
3	6196.818667
2	6209.090682
1	6263.281024
TOTAL	23458.376

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa berat total struktur untuk tersebut adalah 23458,376 KN.

A.4.2 Berat Sendiri Struktur (Model 2)

Tabel L.11: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur.

<i>Story</i>	<i>Self weight (KN)</i>
8	5125,006614
7	6736,508165
6	6762,705574
5	6781,653687
4	6839,041696
3	6884,091767
2	6922,963794
1	7003,776416
TOTAL	53055,74771

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa berat total struktur untuk tersebut adalah 53055,745 KN.

A.4.3 Berat Sendiri Struktur (Model 3)

Tabel L.12: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur.

<i>Story</i>	<i>Self weight (KN)</i>
16	5172,129734
15	6815,850856
14	6832,586716
13	6849,515931
12	6899,667791
11	6923,59026
10	6949,987597
9	6977,649148
8	7010,86159
7	7038,38482
6	7066,177041
5	7092,61038
4	7156,132681
3	7202,250864
2	7275,236675
1	7452,133735
TOTAL	110714,7658

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa berat total struktur untuk tersebut adalah 110714,76 KN.

A.5. Perhitungan Gaya Geser Dasar dan Gaya Lateral Statik Ekivalen

Gaya geser dasar yang digunakan untuk menghitung gaya lateral statik ekivalen ditentukan berdasarkan SNI 1726:2019.

Model 1

❖ Data struktur:

- S_{D1} : 0,60
- S_{DS} : 1,00
- R : 8,00
- I_e : 1,00
- S_1 : 0,60

$$\begin{aligned}\checkmark \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{1,0}{\left[\frac{8}{1}\right]} = 0,125\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\checkmark \text{ Cs Minimum} &= \frac{S_1}{\left[\frac{R}{I_e}\right]} \\ &= \frac{0,60}{\left[\frac{8}{1}\right]} = 0,075\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\checkmark \text{ Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,60}{0,905 \cdot \left[\frac{8}{1}\right]} = 0,083\end{aligned}$$

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

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
Y	0,125	0,083	0,075	0,083

Pada peraturan SNI 1726:2019. Pemilihan nilai Cs di dapat karena nilai $C_{hitungan}$ berada diantara $C_{minimum}$ dan $C_{maksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{hitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,083 \times 23624,54$$

$$V = 1956,78 \text{ KN}$$

✓ 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.

Nilai perioda struktur adalah 1,09 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,295.

Tabel L.14: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 1.

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (h_x)	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{(W_x \cdot h_x^k)}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> (F_x)
4	4789,19	18,3	206602,60	707,26	707,26
3	6196,82	14,03	189499,68	648,71	1355,98
2	6209,09	9,76	118676,72	406,27	1762,24
1	6263,28	5,49	56826,13	194,53	1956,78
TOTAL			571605,13		

Berdasarkan Tabel L.14, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk struktur tersebut adalah 1956,78 KN.

Model 2

❖ Data struktur:

- S_{D1} : 0,60
- S_{DS} : 1,00
- R : 8,00
- I_e : 1,00
- S_1 : 0,60

$$\begin{aligned}\checkmark \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{1,0}{\left[\frac{8}{1}\right]} = 0,125\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\checkmark \text{ Cs Minimum} &= \frac{S_1}{\left[\frac{R}{I_e}\right]} \\ &= \frac{0,60}{\left[\frac{8}{1}\right]} = 0,075\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\checkmark \text{ Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,60}{2,460 \cdot \left[\frac{8}{1}\right]} = 0,051\end{aligned}$$

Tabel L.15: Nilai Cs yang digunakan untuk Model 1 (R=8).

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
Y	0,125	0,051	0,075	0,051

Pada peraturan SNI 1726:2019. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{hitungan}$ berada dibawah $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{hitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$
$$V = 0,051 \times 53251,72$$
$$V = 2690,18 \text{ KN}$$

✓ 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.

Nilai perioda struktur adalah 2,46 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,98.

Tabel L.16: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 2.

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (h_x)	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	Story Shear (F_x)
8	5125,01	35,38	5973583,39	665,48	665,48
7	6736,51	31,11	6086629,44	678,07	1343,55
6	6762,71	26,84	4561522,83	508,17	1851,72
5	6781,65	22,57	3245847,38	361,60	2213,32
4	6839,04	18,3	2160968,37	240,74	2454,06
3	6884,09	14,03	1285348,34	143,19	2597,26
2	6922,96	9,76	630090,16	70,19	2667,45
1	7003,78	5,49	204026,00	22,73	2690,18
TOTAL			24148015,91		

Berdasarkan Tabel L.16, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk struktur tersebut adalah 2690,18 KN.

Model 3

❖ Data struktur:

- S_{D1} : 0,60
- S_{DS} : 1,00
- R : 8,00
- I_e : 1,00
- S_1 : 0,60

$$\begin{aligned}\checkmark \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{1,0}{\left[\frac{8}{1}\right]} = 0,125\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\checkmark \text{ Cs Minimum} &= \frac{S_1}{\left[\frac{R}{I_e}\right]} \\ &= \frac{0,60}{\left[\frac{8}{1}\right]} = 0,075\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\checkmark \text{ Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,60}{3,88 \cdot \left[\frac{8}{1}\right]} = 0,030\end{aligned}$$

Tabel L.17: Nilai Cs yang digunakan untuk Model 1 (R=8).

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
Y	0,125	0,030	0,075	0,030

Pada peraturan SNI 1726:2019. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{shitungan}$ berada dibawah $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{shitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,030 \times 111136,91$$

$$V = 3382,19 \text{ KN}$$

✓ 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.

Nilai perioda struktur adalah 3,88 detik, maka dengan nilai k adalah 2.

Tabel L.18: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 3.

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (h_x)	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> (F_x)
16	5172,13	69,54	25011445	445,272	445,272
15	6815,85	65,27	29036703,1	516,932	962,204
14	6832,59	61	25424055,2	452,617	1414,82
13	6849,52	56,73	22043748,5	392,439	1807,26
12	6899,67	52,46	18988241,8	338,042	2145,3
11	6923,59	48,19	16078488,2	286,241	2431,54
10	6949,99	43,92	13406292,6	238,668	2670,21
9	6977,65	39,65	10969719,2	195,291	2865,5
8	7010,86	35,38	8775806,73	156,233	3021,74
7	7038,38	31,11	6811974,76	121,272	3143,01
6	7066,18	26,84	5090372,19	90,6225	3233,63
5	7092,61	22,57	3613010,48	64,3214	3297,95
4	7156,13	18,3	2396517,27	42,6645	3340,62
3	7202,25	14,03	1417697,54	25,2389	3365,85
2	7275,24	9,76	693021,585	12,3377	3378,19
1	7452,13	5,49	224608,056	3,99863	3382,19
TOTAL			24148015,91		

Berdasarkan Tabel L.18, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk struktur tersebut adalah 3382,19 KN.

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

Tabel L.19: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1, R = 8, untuk Model 1.

<i>Story</i>	V _x	35% V _x <i>base shear</i>	Kontrol
4	707,26	684,87	Oke
3	1355,98	684,87	Oke
2	1762,24	684,87	Oke
1	1956,78	684,87	Oke
<i>Base</i>	0	0	Oke

Tabel L.20: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1, R = 8, untuk Model 2.

<i>Story</i>	V _x	35% V _x <i>base shear</i>	Kontrol
8	665,48	941,56	Tidak Oke
7	1343,55	941,56	Oke
6	1851,72	941,56	Oke
5	2213,32	941,56	Oke
4	2454,06	941,56	Oke
3	2597,26	941,56	Oke
2	2667,45	941,56	Oke
1	2690,18	941,56	Oke
<i>Base</i>	0	0	Oke

Tabel L.21: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1, R = 8, untuk Model 3.

<i>Story</i>	V _x	35% V _x <i>base shear</i>	Kontrol
16	445,272	1183,77	Tidak Oke
15	962,204	1183,77	Tidak Oke
14	1414,82	1183,77	Oke
13	1807,26	1183,77	Oke
12	2145,3	1183,77	Oke
11	2431,54	1183,77	Oke
10	2670,21	1183,77	Oke
9	2865,5	1183,77	Oke
8	3021,74	1183,77	Oke
7	3143,01	1183,77	Oke
6	3233,63	1183,77	Oke
5	3297,95	1183,77	Oke
4	3340,62	1183,77	Oke
3	3365,85	1183,77	Oke
2	3378,19	1183,77	Oke
1	3382,19	1183,77	Oke
<i>Base</i>	0	0	Oke

A.7. Nilai Simpangan Gedung

Tabel L.22: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk Model 1.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{Ye} - m$)	Simpangan antar tingkat ($(\delta * Cd) / I_e$)	Syarat (Δa) $0,02 * hi$	Cek (Sb, Y, Y) Story drift $< \Delta a$
		Y	Y		Y
18,3	4	0,003723	0,0204765	0,0854	OK
14,03	3	0,005967	0,0328185	0,0854	OK
9,76	2	0,006889	0,0378895	0,0854	OK
5,49	1	0,009396	0,051678	0,1098	OK

Berdasarkan Tabel L.22: seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

Tabel L.23: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk Model 2.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{Ye} - m$)	Simpangan antar tingkat ($(\delta * Cd) / Ie$)	Syarat (Δa) 0,02*hi	Cek (Sb,Y,Y) Story drift < Δa
		Y	Y		Y
35,38	8	0,00908	0,04994	0,0854	OK
31,11	7	0,010604	0,058322	0,0854	OK
26,84	6	0,010291	0,0566005	0,0854	OK
22,57	5	0,009913	0,0545215	0,0854	OK
18,3	4	0,009185	0,0505175	0,0854	OK
14,03	3	0,008383	0,0461065	0,0854	OK
9,76	2	0,007708	0,042394	0,0854	OK
5,49	1	0,0068	0,0374	0,1098	OK

Berdasarkan Tabel L.23: seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

Tabel L.24: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk Model 3.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan ($\delta_{Ye} - m$)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot Cd$)/Ie))	Syarat (Δa) 0,02*hi	Cek (Sb, Y, Y) Story drift < Δa
		Y	Y		Y
69,54	16	0,042996	0,171984	0,0854	not OK
65,27	15	0,04666	0,18664	0,0854	not OK
61	14	0,050692	0,202768	0,0854	not OK
56,73	13	0,053585	0,21434	0,0854	not OK
52,46	12	0,052233	0,208932	0,0854	not OK
48,19	11	0,051569	0,206276	0,0854	not OK
43,92	10	0,048418	0,193672	0,0854	not OK
39,65	9	0,046464	0,185856	0,0854	not OK
35,38	8	0,044131	0,176524	0,0854	not OK
31,11	7	0,041063	0,164252	0,0854	not OK
26,84	6	0,037867	0,151468	0,0854	not OK
22,57	5	0,034389	0,137556	0,0854	not OK
18,3	4	0,029748	0,118992	0,0854	not OK
14,03	3	0,025545	0,10218	0,0854	not OK
9,76	2	0,021515	0,08606	0,0854	not OK
5,49	1	0,016143	0,064572	0,1098	OK

Berdasarkan Tabel L.11: hanya simpangan antar tingkat pada lantai 1 yang memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin). Berdasarkan sumber, simpangan antar lantai pada model 3 memiliki simpangan yang melebihi izin.

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

Tabel L.25: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah Y (Model 1).

ARAH Y				
STORY	KEKAKUAN TOTAL	Ki/Ki+1 (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT (Kr)	Ki/Kr (%)
4	142149,3	-	-	-
3	178721,9	125,73	193106,3343	-
2	214141,3	119,82	-	-
1	186455,9	87,07	-	96,56

Tabel L.26: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah Y (Model 2).

ARAH Y				
STORY	KEKAKUAN TOTAL	Ki/Ki+1 (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT (Kr)	Ki/Kr (%)
8	45682,47	-	-	-
7	64260,32	140,67%	62636,955	-
6	77968,07	121,33%	78605,57733	-
5	93588,34	120,03%	96218,697	149,41
4	117099,7	125,12%	120650,185	148,97
3	151262,5	129,17%	198838,0657	157,21
2	196187,9	129,70%	-	162,61
1	249063,8	126,95%	-	125,26

Tabel L.27: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah Y
(Model 3).

ARAH Y				
STORY	KEKAKUAN TOTAL	Ki/Ki+1 (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT (Kr)	Ki/Kr (%)
16	17585,26	-	-	-
15	34772,45	197,74	46778,73	-
14	47424,52	136,39	58032,06	-
13	58139,22	122,59	70193,66	124,29
12	68532,44	117,88	84545,76	118,09
11	83909,33	122,44	100971,9	119,54
10	101195,5	120,60	117932,4	119,69
9	117810,7	116,42	137249,4	116,68
8	134790,9	114,41	159533,2	114,30
7	159146,6	118,07	186812,8	115,95
6	184662	116,03	221552,7	115,75
5	216629,7	117,31	268151,2	115,96
4	263366,4	121,57	330647,7	118,87
3	324457,5	123,20	439214,8	121,00
2	404119,3	124,55	-	122,22
1	589067,5	145,77	-	134,12

A.9. Pengaruh Efek P-Delta

Tabel L.28: Hasil analisa P-Delta struktur Model 1 (R=8).

ARAH Y								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 1
4	18,3	0,0205	565,82	6074,60	1	4	0,0129	OK
3	14,03	0,0328	1106,78	14600,28	1	4	0,0253	OK
2	9,76	0,0379	1488,31	23126,82	1	4	0,0345	OK
1	5,49	0,0517	1751,94	31681,47	1	4	0,0426	OK

Tabel L.29: Hasil analisa P-Delta struktur Model 2 (R=8).

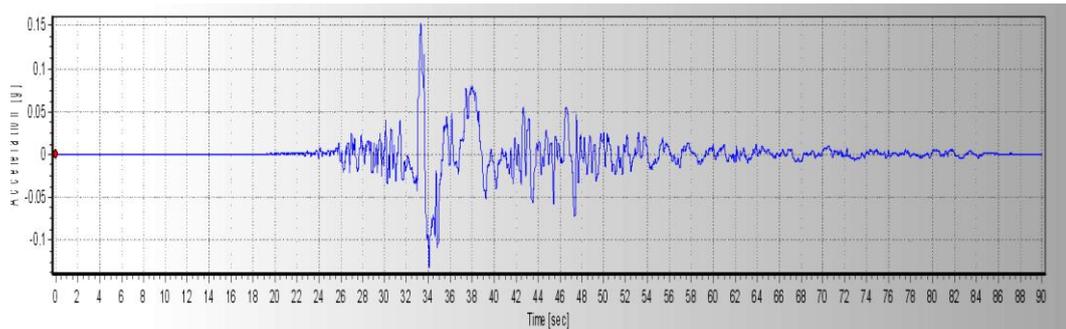
ARAH Y								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 1
8	35,38	0,050	468,57	6068,18	1	4	0,0379	OK
7	31,11	0,058	801,96	14471,1	1	4	0,0616	OK
6	26,84	0,057	930,80	22882,9	1	4	0,0815	OK
5	22,57	0,055	1040,80	31329,1	1	4	0,0961	OK
4	18,3	0,051	1166,44	39789,8	1	4	0,1009	OK
3	14,03	0,046	1331,57	48322,6	1	4	0,0980	OK
2	9,76	0,042	1538,63	56864,9	1	4	0,0917	OK
1	5,49	0,037	1693,74	65500,8	1	4	0,0659	OK

Tabel L.30: Hasil analisa P-Delta struktur Model 3 (R=8).

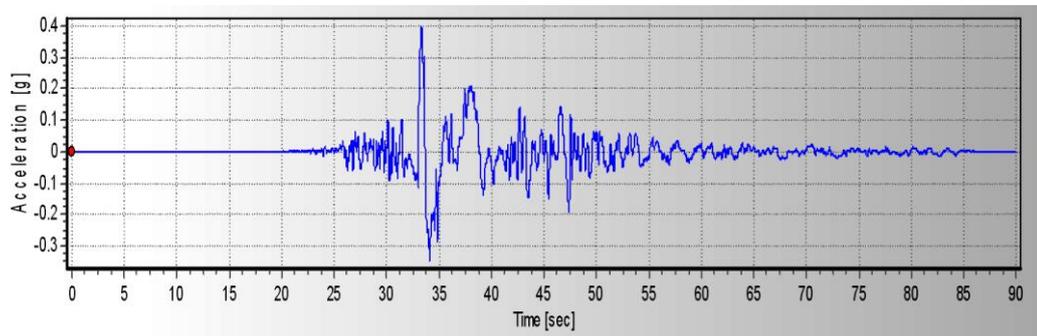
ARAH Y								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	Vu	Pu	Ie	Cd	STABILITY RATIO	CEK < 1
16	69,54	0,1720	1261,89	6083,20	1	4	0,0485	OK
15	65,27	0,1866	2699,12	14562,01	1	4	0,0590	OK
14	61	0,2028	3913,05	23040,63	1	4	0,0699	OK
13	56,73	0,2143	4940,29	31553,09	1	4	0,0802	OK
12	52,46	0,2089	5823,05	40093,61	1	4	0,0842	OK
11	48,19	0,2063	6580,65	48680,12	1	4	0,0893	OK
10	43,92	0,1937	7244,16	57266,67	1	4	0,0896	OK
9	39,65	0,1859	7834,81	65907,23	1	4	0,0915	OK
8	35,38	0,1765	8360,23	74556,59	1	4	0,0922	OK
7	31,11	0,1643	8821,17	83257,86	1	4	0,0908	OK
6	26,84	0,1515	9222,21	91960,49	1	4	0,0884	OK
5	22,57	0,1376	9565,31	100715,9 6	1	4	0,0848	OK
4	18,3	0,1190	9851,37	109488,8 4	1	4	0,0774	OK
3	14,03	0,1022	10076,59	118353,9 2	1	4	0,0703	OK
2	9,76	0,0861	10232,70	127218,5 8	1	4	0,0626	OK
1	5,49	0,0646	10310,14	136237,6 2	1	4	0,0389	OK

A.10. *Groundmotion* (Rekaman gempa)

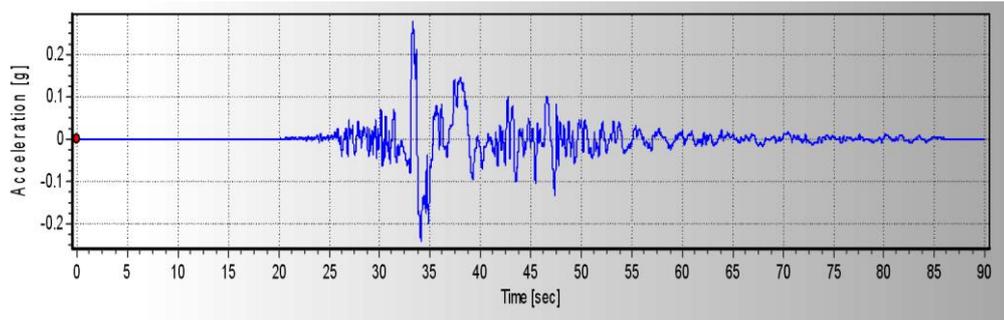
Terdapat satu tipe *groundmotion* yang akan digunakan dalam tugas akhir ini yaitu tipe *groundmotion* tunggal yang akan diskalakan berdasarkan metode PGA, Metode RSA (T_1), dan Metode *Spectral Matching*.



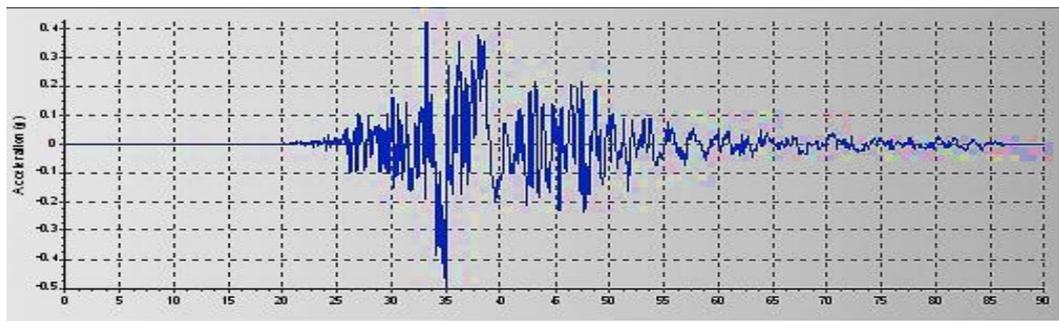
Gambar L.1: Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan sebelum penskalaan.



Gambar L.2: Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan setelah diskalakan dengan metode PGA.



Gambar L.3: Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan setelah diskalakan dengan metode RSA (T_1).



Gambar L.4: Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan setelah diskalakan dengan metode *Spectral matching*.

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PENYUSUN

Nama Lengkap : Gilang Mahardika
Tempat, Tanggal Lahir : Medan, 13 September 1998
Jenis Kelamin : Laki-Laki
Alamat : Komp. BTN Blok BA-03, Kel. Besar,
Kec. Medan Labuhan
Agama : Islam
Nama Ayah : Ratno Warsono
Nama Ibu : Sannie
No. Handphone : 085763552730
E_mail : gilangmahardika09@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Lokasi	Tahun
1	Taman Kanak-Kanak	TK Negeri 2 Pembina	2004-2005
2	Sekolah Dasar	SD Swasta Harvard	2005-2011
3	Sekolah Menengah Pertama	SMP Negeri 11 Medan	2011-2014
4	Sekolah Menengah Atas	SMA Swasta Hangtuah	2014-2017
5	Perguruan Tinggi (Strata 1)	Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara, Medan	2017- Sekarang