

TUGAS AKHIR

RASIO KERUNTUHAN STRUKTUR RANGKA BAJA BERBRESING EKSENTRIS AKIBAT GETARAN GEMPA MENGANDUNG FLING (STUDI LITERATUR)

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

Disusun Oleh :

WAHYU PRATAMA PUTRA
1807210147



UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

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

LEMBAR PERNYATAAN DAN PERSETUJUAN

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

Ditulis oleh Mahasiswa/i yang bernama:

Wahyu Pratama Putra (NPM: 1807210147)

untuk kemudian disebut sebagai Pihak ke-1,

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

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

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

Jenis penelitian : Dikti; UMSU; Mandiri; Hibah lainnya. (coret yang tidak perlu)

Nomor kontrak : (tidak diisi untuk Penelitian Mandiri)

untuk kemudian disebut sebagai Pihak ke-2.

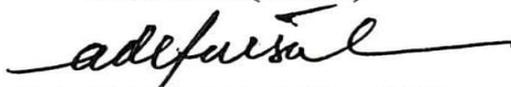
Untuk itu Pihak ke-2 berhak mempublikasikan isi Skripsi seluruhnya tanpa harus
meminta izin dari Pihak ke-1. Sedangkan Pihak ke-1 wajib meminta izin terlebih dahulu
kepada Pihak ke-2 bila ingin mempublikasikan isi Skripsi ini.

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

Medan, November 2022

Yang membuat pernyataan dan persetujuan:

Pihak ke-2 (Dosen)



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

NIDN: 0123097203

Pihak ke-1 (Mahasiswa/i)



(Wahyu Pratama Putra)

NPM: 1807210147

Diketahui oleh:

Ketua Program Studi Teknik Sipil



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

NIDN: 0127047505

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Wahyu Pratama Putra

NPM : 1807210147

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Rasio Keruntuhan Struktur Rangka Baja Berbresing Eksentris Akibat Getaran Gempa Mengandung Fling (Studi Literatur)

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

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada Panitia Ujian

Medan, Oktober 2022

Dosen Pembimbing



Dr. Ade Faisal, ST, MSc, PhD

LEMBAR PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Wahyu Pratama Putra

NPM : 1807210147

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Rasio Keruntuhan Struktur Rangka Baja Berbresing Eksentris Akibat Getaran Gempa Mengandung Fling (Studi Literatur)

Bidang Ilmu : Struktur

Telah Berhasil dipertahankan dihadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, Oktober 2022

Mengetahui dan menyetujui

Dosen Pembimbing



Dr. Ade Faisal, ST, MSc, PhD

Dosen Penguji I



Sri Frapanti, ST, MT

Dosen Penguji II



Dr. Fahrizal Zulkarnain

Ketua Prodi Teknik Sipil



Dr. Fahrizal Zulkarnain

LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Tugas Akhir ini di ajukan Oleh:

Nama : Wahyu Pratama Putra
Tempat, Tanggal Lahir : Padang Sidempuan, 12 Januari 2000
Npm : 1807210147
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil

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

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

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



Wahyu Pratama Putra

ABSTRAK

RASIO KERUNTUHAN STRUKTUR RANGKA BAJA BERBRESING EKSENTRIS AKIBAT GETARAN GEMPA MENGANDUNG FLING (STUDI LITERATUR)

Wahyu Pratama Putra

1807210147

Dr. Ade Faisal, ST, MSc, PhD

Indonesia termasuk dalam kategori negara dengan tingkat kerawanan gempa yang tinggi. Oleh karena itu diperlukan struktur bangunan yang mampu mengurangi resiko kerusakan akibat gempa yang mengandung efek *fling* yang dapat menyebabkan efek kerusakan yang signifikan pada bangunan. Struktur baja cukup masif digunakan disetiap bangunan di Indonesia. Pada tugas akhir ini terdapat 3 jenis tingkat bangunan struktur baja berbresing eksentris khusus yang dimodelkan yaitu 4 lantai, 8 lantai dan 16 lantai untuk dianalisis secara linear dan non linear. Untuk analisis linear menggunakan gempa Bengkulu tanah sedang dan terdapat 20 rekaman gempa *fling* yang digunakan untuk analisis non linear. Analisa yang digunakan adalah Respon Spektrum sebagai tahap desain dan Respon Riwayat Waktu Linear dan Nonlinear sebagai tahap evaluasi, dengan alat bantu software analisa struktur dan RUAUMOKO2D. Dari hasil analisis diperoleh nilai IDA (*Incremental Dynamic Analysis*) untuk 4 lantai diperoleh S_{CT} 3.75 g dan S_{MT} 1.5 g lebih besar dibandingkan dengan 8 dan 16 lantai dimana berturut-turut nilai diperoleh S_{CT} 1.2 g dan S_{MT} 0.96 g dan S_{CT} 2.06 g dan S_{MT} 0.51 g. Dan nilai CMR (*collapse margin ratio*) untuk 16 lantai diperoleh 4.03 g lebih besar dibandingkan dengan 8 dan 4 lantai berturut-turut dimana diperoleh nilai 1.25 g dan 2.5 g.

Kata kunci : Gempa bumi, Gempa fling, Baja, *Collapse Margin Ratio* (CMR)

ABSTRACT

RATIO OF COLLAPSE OF ECCENTRICALLY BRACED STEEL FRAME STRUCTURES DUE TO EARTHQUAKE VIBRATIONS CONTAINING FLING (LITERATURE STUDY)

Wahyu Pratama Putra
1807210147

Dr. Ade Faisal, ST, MSc, PhD

Indonesia is included in the category of countries with a high level of earthquake vulnerability. Therefore we need a building structure that is able to reduce the risk of damage due to an earthquake that contains a fling effect that can cause significant damage to the building. Massive steel structures are used in every building in Indonesia. In this final project, there are 3 types of eccentrically braced steel structure building which are modeled, namely 4 floors, 8 floors and 16 floors to be analyzed linearly and non-linearly. For linear analysis using the Bengkulu earthquake on moderate soil and there are 20 records of fling earthquakes that are used for non-linear analysis. The analysis used is Spectrum Response as the design stage and Linear and Nonlinear Time History Response as the evaluation stage, with structural analysis software tools and RUAUMOKO2D. From the analysis results, the IDA (Incremental Dynamic Analysis) value for 4 floors obtained SCT 3.75 g and SMT 1.5 g is greater than 8 and 16 floors where the values obtained are SCT 1.2 g and SMT 0.96 g and SCT 2.06 g and SMT 0.51 g. And the value of CMR (collapse margin ratio) for 16 floors is 4.03 g, which is greater than 8 and 4 floors, respectively, where the values are 1.25 g and 2.5 g.

keywords: *Earthquake, Fling earthquake, Steel, Collapse Margin Ratio (CMR)*

KATA PENGANTAR

Segala puji bagi Allah Subhanahu Wa Ta'ala yang memberikan nikmat, rahmat dan karunia yang begitu besar sehingga penulis dapat menyelesaikan penulisan tugas akhir dengan lancar. Sholawat berangkai salam tiada putus kita hadiahkan kepada Baginda Nabi Muhammad Sallallahu Alaihi Wasallam yang membawa kita dari zaman kegelapan hingga zaman terang benderang. Alhamdulillah atas nikmat kesehatan jasmani dan rohani penulis dapat menyelesaikan penelitian tugas akhir dengan judul “Rasio Keruntuhan Struktur Rangka Baja Berbresing Eksentris Akibat Getaran Gempa Mengandung Fling (Studi Literatur)” sebagai syarat untuk meraih gelar sarjana program Teknik Sipil kampus Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

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

1. Bapak Dr. Ade Faisal, ST, MSc, PhD. Selaku Dosen Pembimbing yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Ibu Sri Frapanti, ST, MT. selaku Dosen Pembimbing I dan penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
3. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain selaku Dosen pembimbing II dan ketua Program Studi Teknik sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
4. Terimakasih yang sebesar-besarnya kepada kedua orang tua, Ibu Erlina Safitri Tanjung dan Mukhlis, serta Adek Dwi Putri Nabilah Tanjung yang memberikan dukungan dan motivasi sehingga skripsi ini dapat selesai dengan baik.
5. Terimakasih kepada Ira Susanti S.Si, Firdaus ST. MT, Adly Akbar dan Naufal Dzaky yang sudah memberikan saya tempat tinggal yang nyaman, fasilitas dan nasihat sehingga tugas akhir ini dapat selesai dengan baik.

6. Teman dan rekan dalam satu kelas C-1 sudah saya anggap keluarga baru yang datang di kehidupan saya, menemani setiap proses, berbagi cerita-cerita menarik selama masa perkuliahan.
7. Teman dan rekan dalam satu tim Eartquake Engineering dan Bg Afiful Anshari yang banyak memberikan saran dan masukan, membantu dan mengarahkan disetiap masalah yang ditemukan selama riset dan memberikan banyak ilmu dan pengalaman dalam penyelesaian tugas akhir ini.

Pada tugas akhir ini masih tergolong jauh dari kata sempurna, maka dari itu penulis berharap mendapatkan kritik dan masukan demi kesempurnaan untuk menjadi bahan pembelajaran di masa depan.

Medan, Oktober 2022



Wahyu Pratama Putra

DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
ABSTRAK	iv
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR TABEL	xiv
DAFTAR NOTASI	xv
BAB 1 PENDAHULUAN	16
1.1 Latar Belakang	16
1.2 Rumusan Masalah	17
1.3 Tujuan Penelitian	17
1.4 Ruang Lingkup Penelitian	17
1.5 Manfaat Penelitian	19
1.6 Sistematika Penulisan	19
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	21
2.1 Pengertian Gempa	21
2.2 <i>Ground Motion</i> (Getaran Tanah)	22
2.3 <i>Respon Spektrum</i>	23
2.4 Karakteristik Bangunan Tahan Gempa	24
2.5 Prosedur Analisis	26
2.5.1 Analisis Statik Ekuivalen	26
2.5.2 Analisis Ragam Spektrum Respons	26

2.5.3 Analisa Riwayat Waktu	27
2.5.4 Analisa Pushover	27
2.6 Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa	29
2.7 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019	30
2.7.1 Parameter Percepatan Gempa	30
2.7.2 Simpangan Lantai (Drift) Akibat Gempa	32
2.8 Gempa <i>Fling</i>	33
2.9 Material Baja	34
2.10 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	35
2.11 Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE)	35
2.12 Pembebanan Struktur	36
2.13 Evaluasi kinerja seismik menurut metodologi FEMA P695	38
2.14 <i>Incremental Dynamic Analysis (IDA)</i>	40
2.15 <i>Collapse Margin Ratio (CMR)</i>	42
2.16 Program RUAUMOKO2D	44
BAB 3 METODE PENELITIAN	45
3.1 Umum	45
3.2 Pemodelan Struktur	46
3.2.1 Data Perencanaan Struktur	46
3.2.2 Dimensi Kolom dan Balok	49
3.3 Analisis Struktur	50
3.3.1 Analisis Dinamik Struktur Linier	50
3.3.1.1 Pembebanan	50
3.3.1.2 Respon Spektrum Desain Gempa Bengkulu (Tanah Sedang)	51
3.3.1.3 Kombinasi Pembebanan	52

3.3.2 Analisis Dinamik Struktur Non Linier	53
3.3.2.1 Pemodelan Struktur Pada Program RUAUMOKO2D	53
3.3.2.2 Groundmotion Records	54
3.3.2.3 Analisis Respon Riwayat Waktu	55
3.4 Selubung siklik (<i>Cyclic Envelope</i>)	58
3.5 Pemodelan Sendi Plastis Pada Balok	59
3.6 Pemodelan Sendi Plastis Kolom	61
3.7 Rotasi Leleh	62
3.8 Panel Zone Sambungan Balok-Kolom	62
3.9 Prosedur Nonlinier Pada Bresing Eksentris (EBF)	65
3.10 Pemodelan Balok Link	67
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN	70
4.1 Hasil Model Linear dan Non Linier	70
4.2 Hasil Analisa Linear	70
4.2.1 Respon Spektrum Ragam	70
4.2.2 Koreksi Gempa Dasar Nominal	70
4.2.3 Koreksi Faktor Redudansi	71
4.2.4 Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	71
4.2.5 Nilai Simpangan Gedung	72
4.3 Hasil Analisa Non Linier	72
4.3.1 <i>Incremental Dynamic Analysis (IDA)</i>	72
4.3.2 Analisis Probability of Exceedance	74
4.3.2.1 Perbandingan Kurva kerapuhan C/CP	76
4.3.3 Analisis <i>Probability of Collapse</i>	78
4.3.4 <i>Collapse Margin Ratio (CMR)</i>	79
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	80

5.1 Kesimpulan	80
5.2 Saran	80
DAFTAR PUSTAKA	81
LAMPIRAN	83

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	a) Skema urutan kejadian gempa bumi, b) Penyebaran Gelombang Energi Gempa	22
Gambar 2.2	a) Bagian Rekaman Gempa, b) Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1977)	23
Gambar 2.3	a) Triparti Respons Spektrum Gempa El centro NSC dan <i>Smoothed Response Spectrum</i> , b) <i>Smoothed Response Spectrum</i> dari beberapa Gempa	24
Gambar 2.4	Perilaku struktur akibat pembebanan horisontal berulang, (a) Perilaku struktur yang buruk, (b) Perilaku struktur yang baik	26
Gambar 2.5	Kurva Pushover (FEMAP695)	28
Gambar 2.6	a) Tingkatan bahaya gempa b) Ilustrasi Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Dewobroto, 2005)	30
Gambar 2.7	Spektrum respon desain (SNI 1726-2019)	32
Gambar 2.8	Peta transisi periode panjang TL, wilayah Indonesia (SNI 1726 2019)	32
Gambar 2.9	Story drift (Ejaz Ahmad Bhat ., 2020)	33
Gambar 2.10	Tipikal kecepatan dan perpindahan rekaman gempa: a) far-fault, b) near-fault (forward directivity), dan c) near-fault (<i>fling-step</i>) (Kalkan dan Kunnath 2006)	34
Gambar 2.11	Diagram baja (Salim dan Siswanto 2018)	35
Gambar 2.12	Rangka bresing eksentris	36
Gambar 2.13	Faktor kinerja seismik sebagaimana didefinisikan oleh Metodologi FEMA P695 (Heshmati, Khatami, dan Shakib 2021)	39
Gambar 2.14	a) <i>Incremental dynamic analysis</i> , b) penentuan <i>Collapse Prevention</i> pada kurva IDA (Vamvatsikos dan Cornell 1966)	42
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	45
Gambar 3.2	Denah lantai tipikal 4 lantai dan 8 lantai	47
Gambar 3.3	Denah lantai tipikal 16 lantai	47
Gambar 3.4	Gambar elevasi model gedung 4 lantai	48
Gambar 3.5	Gambar elevasi model gedung 8 lantai	48
Gambar 3.6	Gambar elevasi model gedung 16 lantai	49
Gambar 3.7	<i>Respon spektrum desain</i> sesuai dengan SNI 1726:2019 Kota Bengkulu dengan klasifikasi situs tanah sedang	51

Gambar 3.8	Pemodelan struktur yang akan digunakan dalam program RUAUMOKO 2D	53
Gambar 3.9	Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan sebelum diubah menjadi respon spektrum	56
Gambar 3.10	Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan setelah diubah menjadi respon spektrum	56
Gambar 3.11	Respon spektrum dengan 20 daerah gempa setelah diskalakan terhadap respon spektrum di Indonesia (Bengkulu)	57
Gambar 3.12	Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan sebelum dan setelah diskalakan, gambar diatas merupakan gempa <i>fling</i>	57
Gambar 3.13	Kurva backbone monotik dan siklik yang ideal untuk balok baja (Applied Technology Council, 2017)	59
Gambar 3.14	Skema gaya dari balok dan kolom yang bekerja pada panel zone dan gaya geser zona panel resultan	63
Gambar 3.15	Gaya geser zona panel yang ideal versus deformasi geser	64
Gambar 3.16	Skema Pemodelan Analitik Bresing Eksentris	66
Gambar 3.17	Kurva Interaksi P-M (Bagian Permukaan Luluh)	67
Gambar 4.1	(a) Nilai rata-rata IDR max (<i>Interstory drift ratio</i>) untuk struktur baja dengan bresing eksentris 4 lantai, (b) 8 lantai, (c) 16 lantai dan (d) Nilai rata-rata IDR max untuk lantai 4,8 dan 16 lantai.	74
Gambar 4.2	a) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 4 lantai, b) Grafik probabilitas collapse prevention keruntuhan 4 lantai, c) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 8 lantai, d) Grafik probabilitas collapse prevention keruntuhan 8 lantai, e) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 16 lantai, f) Grafik probabilitas collapse prevention keruntuhan 16 lantai	75
Gambar 4.3	Grafik perbandingan kurva kerapuhan saat <i>collapse</i> dan <i>collapse prevention</i> untuk bangunan (a) 4 lantai, (b) 8 lantai, (c) 16 lantai.	77
Gambar 4.4	Grafik <i>Probability Of Collapse</i> untuk model 4, 8 dan 16 lantai	78
Gambar 4.5	Diagram batang <i>Collapse Margin Ratio</i> nilai perbandingan 4, 8 dan 16 lantai	79

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Data Ukuran Penampang	50
Tabel 3.2	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai $\rho = 1,3$, $S_{DS} = 1$.	52
Tabel 3.3	Data Rekaman Gempa <i>Fling</i>	54
Tabel 4.1	Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekivalen (V) dan Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum <i>output</i> Program Analisa Struktur Vt.	71
Tabel 4.2	Nilai koreksi skala simpangan antar tingkat	71
Tabel 4.3	Nilai RSA(T1) untuk kondisi collapse (4%) dan kondisi collapse prevention (2%).	77
Tabel 4.4	Nilai perbandingan <i>collapse margin ratio</i> untuk masing masing lantai	79

DAFTAR NOTASI

A	= Percepatan
V	= Kecepatan
IDA	= Incremental Dynamic Ratio
SDOF	= Single Degree Of Freedom
MDOF	= Multi Degree Of Freedom
f_y	= Tegangan leleh
f_u	= Tegangan ultimate
SRPM	= Sistem Rangka Pemikul Momen
S1	= Percepatan batuan dasar pada perioda pendek
SS	= Percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik
Fa	= Faktor amplikasi getaran pada perioda pendek
Fv	= Faktor amplikasi getaran pada perioda 1 detik
SMS	= Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek
SM1	= Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik
Te	= Waktu getar efektif
Ke	= Kekakuan lateral efektif
Vy	= Kuat leleh bangunan
ρ	= Faktor reduksi
PGA	= Peak Ground Acceleration
DBE	= Desain Basis Earthquake
MCE	= Maximum Considered Earthquake
DL	= Dead load
LL	= Live load
EX	= Earthquake-X
EY	= Earthquake-Y
CQC	= Complete Quadratic Combination
SRSS	= Square Root of the Sum of Square

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia termasuk dalam kategori negara dengan tingkat kerawanan gempa yang tinggi. Hal ini merupakan dampak dari kepulauan Indonesia yang terletak di tengah daerah cincin api pasifik, jalur sabuk alpide, pertemuan antar lempeng tektonik dan terdapat banyaknya gunung berapi aktif (Nasional 2017). Oleh karena itu Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (Kemen PUPR) pada tahun 2020 menerbitkan peta zona gempa di Indonesia agar dapat digunakan untuk kebutuhan pembangunan dan kewaspadaan bagi masyarakat.

Gempa merupakan ancaman berbahaya bagi bangunan. Beban gempa adalah salah satu beban yang harus diperhitungkan jika kita mendesain suatu bangunan di daerah yang rawan gempa, besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh struktur bangunannya. Oleh sebab itu dibutuhkan sistem struktur penahan beban gempa.

Penggunaan material baja untuk konstruksi bangunan masa depan akan sangat baik menahan gaya gempa bumi dikarenakan tingkat fleksibilitas yang cukup tinggi bila dibandingkan dengan material beton. Terdapat sistem struktur yang mampu memaksimalkan kinerja dari balok, kolom dan sambungan, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Penggunaan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus ini agar meminimalisir momen yang terjadi pada elemen akibat gaya gempa.

Dari berbagai macam sistem struktur pada SNI 1726:2019, salah satu jenisnya adalah Struktur Baja Sistem Rangka Berbresing Eksentris Khusus (SRBEK). Pada sistem ini, sistem struktur portal baja penahan beban lateral merupakan perbaikan dan perpaduan dan sistem portal konvensional, yaitu *Momen Resisting Frame* (MRF), dan *Concentrically Braced Frame* (CBF). Salah satu ciri khusus dari Rangka Berbresing Eksentris Khusus ini adalah minimal terdapat 1 dari ujung tiap bresing yang terhubung ke balok dan terdapat segmen terpisah pada balok

yang disebut dengan nama *Link Beam*. Terdapat kelebihan dari Rangka Berbreasing Khusus ini adalah pengaku yang memiliki kekakuan serta daktilitas yang tinggi. Kekakuan EBF yang tinggi diperoleh dari hubungan kolom dan balok, 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).

1.2 Rumusan Masalah

1. Bagaimana pengaruh getaran gempa filng pada bangunan berbreasing eksentris terhadap nilai *IDA (Incremental Dynamic Analysis)* ?
2. Bagaimana pengaruh getaran gempa filng pada bangunan berbreasing eksentris terhadap nilai *CMR (Collapse Margin Ratio)*?

1.3 Tujuan Penelitian

1. Untuk mengetahui pengaruh getaran gempa filng pada bangunan berbreasing eksentris terhadap nilai *IDA (Incremental Dynamic Analysis)*.
2. Untuk mengetahui pengaruh getaran gempa filng pada bangunan berbreasing eksentris terhadap nilai *CMR (Collapse Margin Ratio)*.

1.4 Ruang Lingkup Penelitian

Untuk memperjelas masalah yang akan dibahas dan agar tidak terjadi pembahasan yang melebar, maka perlu dipaparkan dibawah ini batasan masalah. Adapun ruang lingkup permasalahan yang akan dibahas dalam penulisan skripsi ini adalah :

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan:

- Struktur rangka baja berbresing eksentris tipe D (sistem ganda). Bangunan yang ditinjau yaitu bangunan dengan jumlah lantai 4, 8 dan 16 lantai. Keseluruhan bangunan difungsikan sebagai perkantoran yang terdapat di Kota Bengkulu dengan klasifikasi situs tanah sedang (SD).
 - Struktur dengan dimensi kolom dan balok 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.
 - Beban gravitasi menggunakan SNI 1727:2013 dan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPURG) 1987.
 - Beban gempa dan gedung direncanakan menggunakan Perencanaan Tahan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 1726:2019.
3. Analisa menggunakan alat bantu berupa program yaitu :
- Program analisa struktur, untuk menganalisa tahap desain (Analisa Respon Spektrum Linear).
 - 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 R2012b, untuk menskalakan *groundmotion*.
 - RUAOMOKO2D Versi 04, untuk menganalisa tahap evaluasi (Analisa Riwayat Waktu Nonlinear) yang hanya ditinjau secara 2 dimensi.
4. Parameter yang ditinjau :
- Linear adalah semua aspek yang harus di kontrol sesuai dengan SNI 1726:2019.
 - Nonlinear : - Kurva IDA
- CMR (*Collapse Margin Ratio*)

1.5 Manfaat Penelitian

Dari hasil perencanaan pada pemodelan struktur Rangka Baja Berbresing Eksentris maka diharapkan tugas akhir ini dapat memberikan manfaat untuk mengetahui bagaimana cara merencanakan struktur gedung baja berbresing eksentris.

1.6 Sistematika Penulisan

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

BAB 1 PENDAHULUAN

Didalam bab ini akan menguraikan penjelasan mengenai latar belakang masalah, rumusan masalah, ruang lingkup permasalahan, tujuan penelitian, manfaat penelitian dan sistematika penulisan.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Didalam bab ini akan menguraikan penjelasan mengenai mekanisme gempa, konsep perencanaan struktur baja, analisa struktur baja berbresing eksentris, dan konsep tentang kekuatan bangunan baja terhadap gempa yang terjadi.

BAB 3 METODE PENELITIAN

Didalam bab ini akan menguraikan bagaimana metode penelitian yang digunakan dari awal hingga akhir penelitian, juga dipaparkan penjelasan mengenai cara memodelkan dan mendesain struktur bangunan baja berbresing eksentris terhadap gempa yang terjadi dengan menggunakan Program Analisa Struktur dan RUAOMOKO2D versi 04.

BAB 4 ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Didalam bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai perhitungan, analisis pemodelan bentuk gambar, grafik, tabel dan beserta pembahasannya.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Didalam bab ini akan menyajikan penejelasan mengenai kesimpulan yang dapat diambil dari keseluruhan penulisan Tugas Akhir ini dan saran-saran yang membangun sehingga lebih baik lagi kedepan.

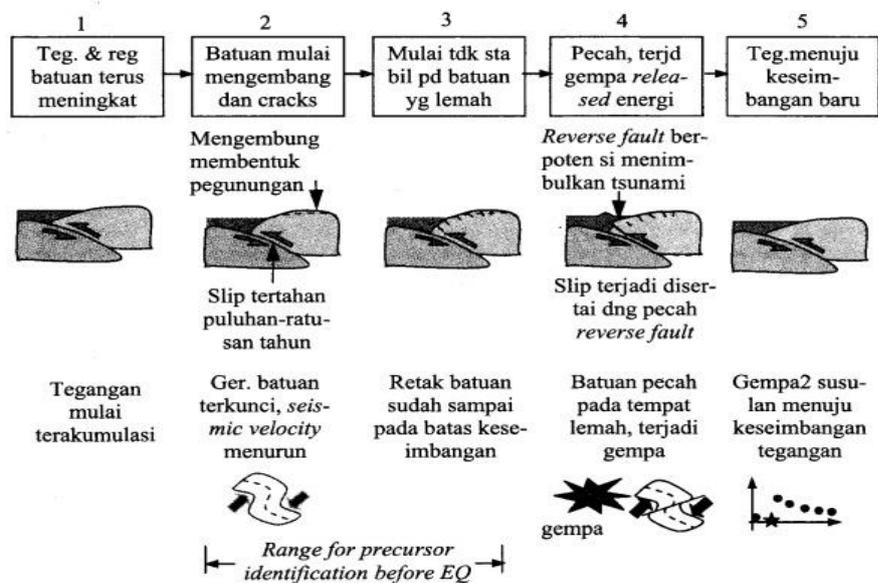
BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

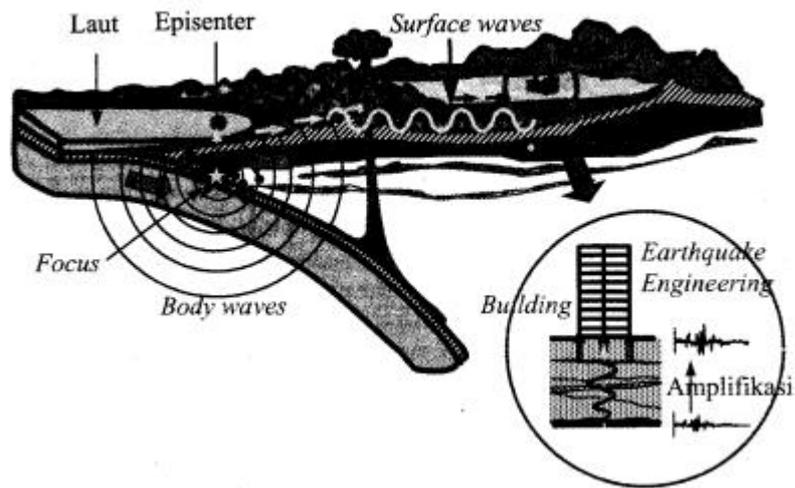
2.1 Pengertian Gempa

Gempa bumi adalah peristiwa bergetarnya bumi akibat pelepasan energi di dalam bumi secara tiba-tiba yang ditandai dengan patahnya lapisan batuan pada kerak bumi. Energi yang dihasilkan dipancarkan ke segala arah berupa gelombang gempa bumi sehingga efeknya dapat dirasakan sampai ke permukaan bumi. Semakin besar energi yang dilepas semakin kuat gempa yang terjadi. Menurut (Mustafa 2010) gempa bumi adalah sebuah guncangan hebat yang menjalar ke permukaan bumi yang disebabkan oleh gangguan yang berada di litosfir (kulit bumi).

Gempa bumi didefinisikan sebagai getaran yang bersifat alamiah, yang terjadi pada lokasi tertentu, dan sifatnya tidak berkelanjutan. Getaran pada bumi terjadi akibat dari adanya proses pergeseran secara tiba-tiba (*sudden slip*) pada kerak bumi. Pergeseran secara tiba-tiba terjadi karena adanya sumber gaya (*force*) sebagai penyebabnya, baik bersumber dari alam maupun dari bantuan manusia (*artificial earth-ques*).



a)

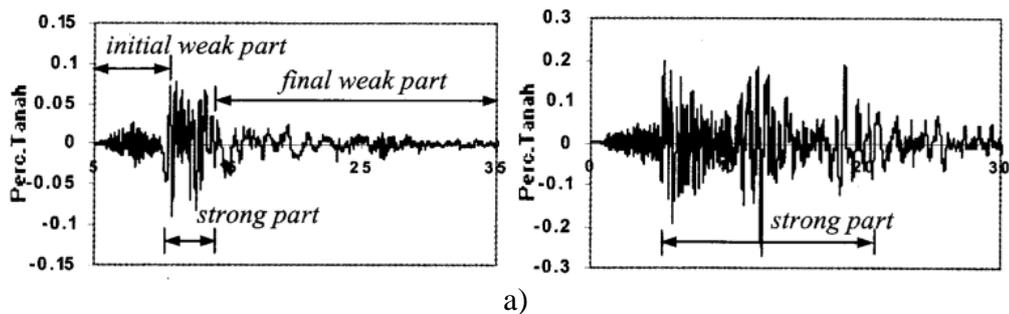


b)

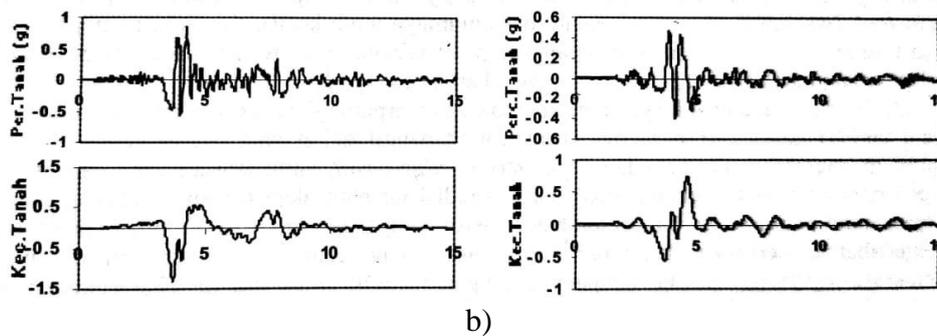
Gambar 2.1: a) Skema urutan kejadian gempa bumi, b) Penyebaran Gelombang Energi Gempa (Pawirodikromo, 2013)

2.2 Ground Motion (Getaran Tanah)

Ground motion adalah pergerakan permukaan bumi yang diakibatkan adanya gempa atau ledakan. Di dalam ilmu teknik gempa, ground motion juga populer dengan sebutan strong motion untuk lebih menekankan pada percepatan tanah akibat gempa daripada respon-respon tanah yang lain. Pada umumnya, pengertian pergerakan tanah akibat gempa lebih banyak ditujukan pada percepatan tanah. Khususnya untuk keperluan teknik, percepatan tanah akibat gempa merupakan data yang sangat penting (Pawirodikromo 2012).



a)

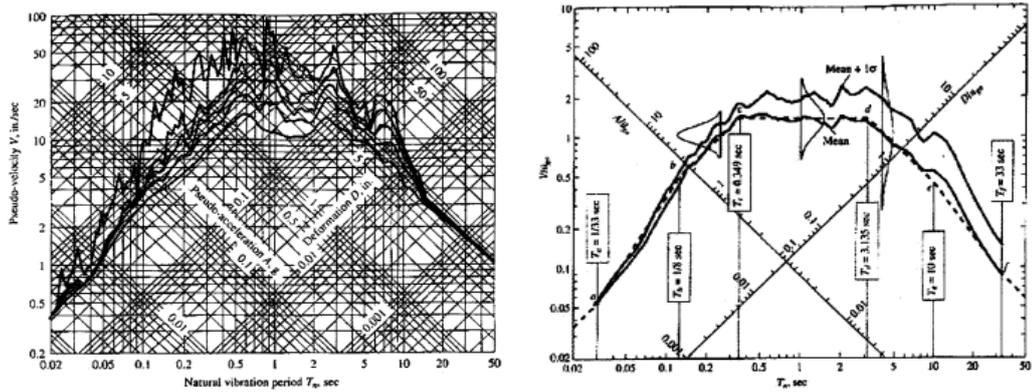


Gambar 2.2: a) Bagian Rekaman Gempa, b) Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1977) (Pawirodikromo, 2013)

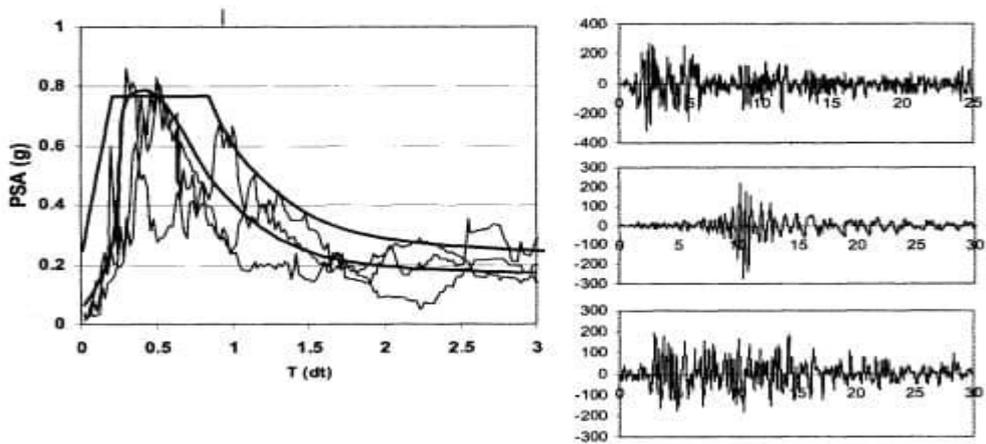
2.3 Respon Spektrum

Menurut teori dinamika struktur (structural dynamics) salah satu cara untuk menentukan/menghitung simpangan, gaya-gaya dinamik pada struktur derajat kebebasan banyak (Multi Degree of Freedom, MDOF) adalah dengan menggunakan metode respons spectrum. Respons spectrum adalah suatu spectrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur T , lawan respons-respons maksimumnya untuk suatu rasio redaman dan beban gempa tertentu (Pawirodikromo 2012).

Respons maksimum dapat berupa simpangan maksimum (Spectral Displacement, SD), kecepatan maksimum (Spectral Velocity, SV) atau percepatan maksimum (Spectral Acceleration, SA) suatu massa struktur dengan derajat kebebasan tunggal (Single Degree of Freedom, SDOF). Terdapat 2 macam respon spectrum yang ada yaitu Respons Spektrum elastik dan Respons Spektrum inelastik. Respons spektrum elastik adalah suatu spectrum yang didasarkan atas respons elastik struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF) berdasarkan rasio redaman dan beban gempa tertentu. Inelastik Respons Spektrum juga disebut desain Respons Spektrum, yaitu spectrum yang diturunkan berdasarkan elastic respons spectrum dengan tingkat daktilitas tertentu (SNI 1726-2019).



a)



b)

Gambar 2.3: a) Triparti Respons Spektrum Gempa El centro NSC dan *Smoothed Response Spectrum*, b) *Smoothed Response Spectrum* dari beberapa Gempa (Chopra, 1995)

2.4 Karakteristik Bangunan Tahan Gempa

Suatu bangunan yang baik pada daerah yang terletak berdekatan dengan daerah pertemuan lempengan benua seperti di Indonesia hendaknya didesain terhadap kemungkinan beban gempa yang akan terjadi di masa yang akan datang, yang waktunya tidak dapat diprediksi secara tepat (Budiono dan Supriatna 2011). Berikut yang termasuk bangunan tahan gempa adalah sebagai berikut :

1. Apabila gempa ringan terjadi, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan, baik komponen non-struktural maupun komponen strukturalnya.

2. Apabila gempa sedang terjadi, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non-struktural, akan tetapi komponen struktural tidak boleh rusak.
3. Apabila gempa kuat terjadi, bangunan boleh mengalami kerusakan, baik komponen non-struktural maupun struktural, akan tetapi penghuni bangunan harus tetap selamat, artinya sebelum bangunan runtuh masih cukup waktu bagi penghuni bangunan untuk keluar ketempat aman.

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

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

1. Kemampuan layan (*serviceability*)

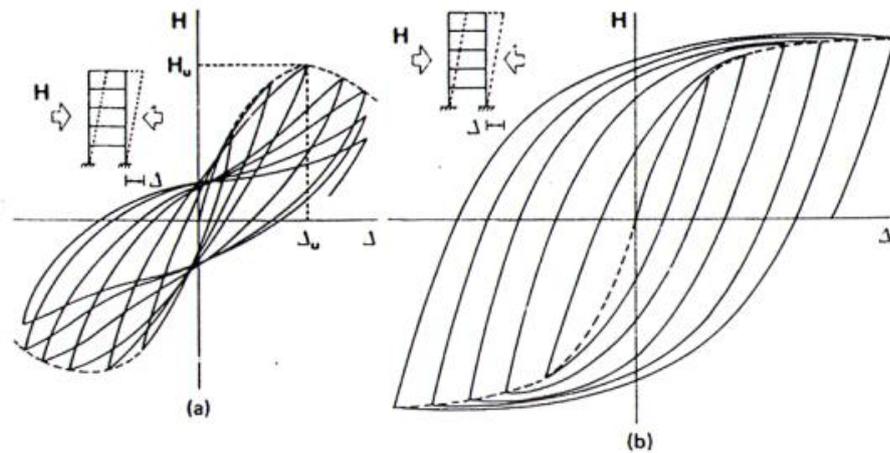
Jika gempa dengan intensitas (*intensity*) percepatan tanah yang kecil dalam waktu ulang yang besar mengenai suatu struktur, disyaratkan tidak mengganggu fungsi bangunan, seperti aktivitas normal di dalam bangunan dan perlengkapan yang ada. Artinya tidak dibenarkan terjadi kerusakan pada struktur baik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

2. Kontrol kerusakan (*damage control*)

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

3. Katahanan (survival)

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



Gambar 2.4: Perilaku struktur akibat pembebanan horisontal berulang, (a). Perilaku struktur yang buruk, (b). Perilaku struktur yang baik (Siswanto, 2018)

2.5 Prosedur Analisis

2.5.1 Analisis Statik Ekuivalen

Analisis 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.

2.5.2 Analisis Ragam Spektrum Respons

Analisis ragam spektrum respons adalah 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 (Candra 2017).

2.5.3 Analisa Riwayat Waktu

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

Sedangkan Analisis riwayat waktu nonlinear 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.

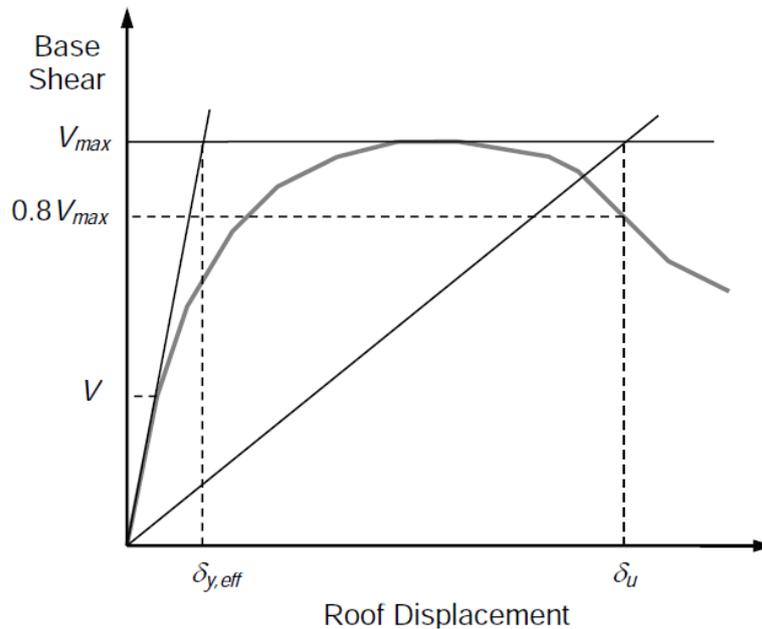
2.5.4 Analisa Pushover

Analisa statik nonlinier merupakan prosedur analisa untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa, dikenal pula sebagai analisa pushover atau analisa beban dorong statik (Dewobroto 2005). Kecuali untuk suatu struktur yang sederhana, maka analisa ini memerlukan komputer program untuk dapat merealisasikannya pada bangunan nyata. Beberapa program komputer komersil yang tersedia adalah SAP2000, ETABS, GTSrudl, Adina.

Analisa dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian secara bertahap ditingkatkan dengan faktor pengali sampai satu target perpindahan lateral dari suatu titik acuan tercapai. Biasanya titik tersebut adalah titik pada atap, atau lebih tepat lagi adalah pusat massa atap.

Pada proses pushover, struktur didorong sampai mengalami leleh disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut. Kurva kapasitas akan memperlihatkan suatu kondisi linier sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku non-linier.

Tujuan analisa pushover adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya. Cukup banyak studi menunjukkan bahwa analisa statik pushover dapat memberikan hasil mencukupi (ketika dibandingkan dengan hasil analisa dinamik nonlinier) untuk bangunan regular dan tidak tinggi.



Gambar 2.5: Kurva Pushover (FEMAP695)

2.6 Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa

Prinsip dari perencanaan bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa menurut (Sampakang et al. 2013) adalah sebagai berikut:

1. Pada saat gempa kecil tidak diijinkan terjadi kerusakan sama sekali.
2. Pada saat gempa sedang diijinkan terjadinya kerusakan ringan tanpa kerusakan structural.
3. Pada saat gempa besar diijinkan terjadi kerusakan pada structural tanpa terjadinya keruntuhan.

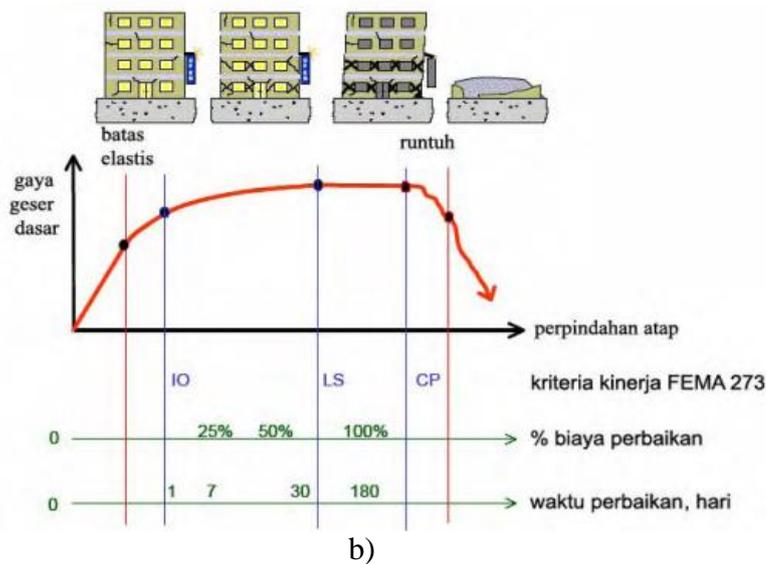
Ada beberapa hal-hal yang harus diperhatikan dalam merencanakan suatu struktur tahan gempa yaitu dalam menghadapi gempa besar, kinerja struktur tahan gempa diupayakan dapat menyerap energi gempa secara efektif melalui terbentuknya sendi plastis pada bagian tertentu (Sampakang et al. 2013), dengan kriteria sebagai berikut:

1. Kekuatan, kekakuan, daktilitas, disipasi energi yang dapat dipenuhi oleh struktur baja.
2. Disipasi energi melalui plasifikasi komponen struktur tertentu, tanpa menyebabkan keruntuhan structural yang terpenuhi dengan perencanaan Capacity Design.

NEHRP 2003 - FEMA 273 membagi Earthquake Hazard dalam 4 tingkatan, sebagai berikut.

Earthquake Hazard Level (NEHRP 2003 - FEMA 273)		
Probabilitas	Periode Ulang	Frekuensi
50% dalam kurun waktu 50 tahun	72 tahun	Sering (frequent)
20% dalam kurun waktu 50 tahun	225 tahun	Kadang-kadang (occasional).
10% dalam kurun waktu 50 tahun	474 tahun	Jarang (rare).
2% dalam kurun waktu 50 tahun	2475 tahun	Sangat jarang (very rare)

a)



Gambar 2.6: a) Tingkatan bahaya gempa b) Ilustrasi Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Dewobroto, 2005)

2.7 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019

2.7.1 Parameter Percepatan Gempa

Parameter SS (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada pasal 14 SNI 1726:2019 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2% dalam 50 tahun) dan dinyatakan dalam bilangan decimal terhadap percepatan gravitasi. Bila $S1 \leq 0,04g$ dan $SS \leq 0,15g$, maka struktur bangunan boleh dimasukkan ke dalam kategori desain seismik A dan cukup memenuhi persyaratan.

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu factor amplikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplikasi meliputi factor amplikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan factor amplikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) 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.

$$\text{Bila } T < T_0, \quad S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.1a)$$

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

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

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

Dimana :

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

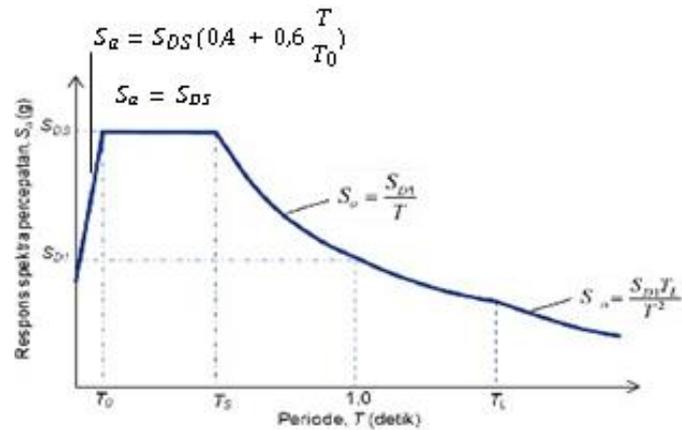
S_{D1} = parameter respons spectral percepatan desain pada perioda 1 detik

T = perioda getar fundamental struktur

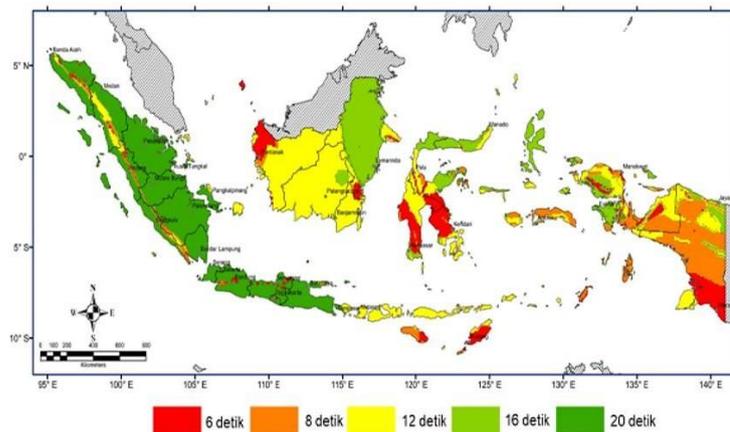
$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.2)$$

$$T_1 = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.3)$$

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



Gambar 2.7: Spektrum respon desain (SNI 1726-2019)



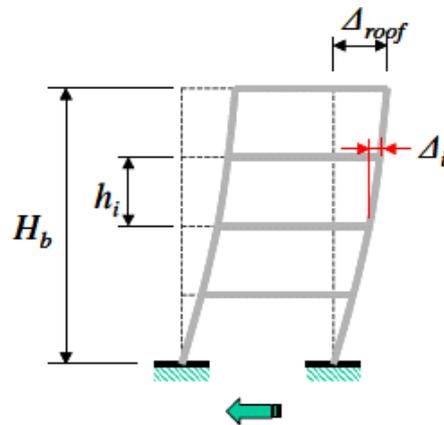
Gambar 2.8: Peta transisi periode panjang TL, wilayah Indonesia (SNI 1726-2019)

2.7.2 Simpangan Lantai (Drift) Akibat Gempa

Simpangan (*drift*) adalah sebagai perpindahan lateral relatif antara dua tingkat bangunan yang berdekatan atau dapat dikatakan simpangan mendatar tiap-tiap tingkat bangunan (*horizontal story to story deflection*) (Muliadi, Afifuddin, dan Aulia 2018). Simpangan lateral dari suatu sistem struktur akibat beban gempa adalah sangat penting yang dilihat dari tiga pandangan yang berbeda:

1. Kestabilan struktur.
2. Kesempurnaan arsitektural dan potensi kerusakan bermacam-macam komponen non-struktur.

3. Kenyamanan manusia, sewaktu terjadi gempa bumi dan sesudah bangunan mengalami getaran gempa.



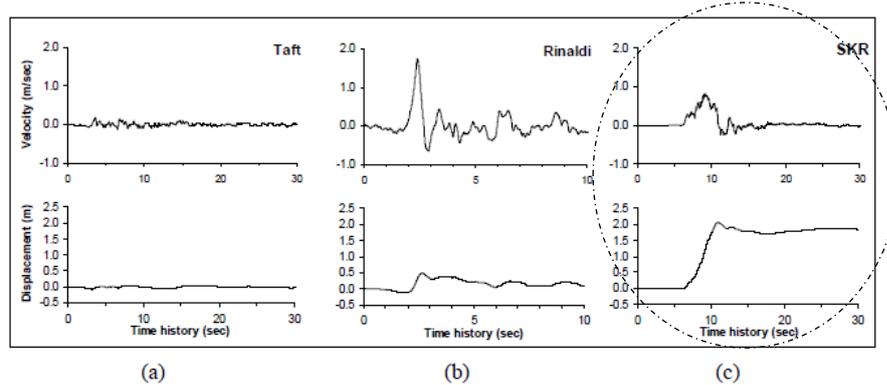
Gambar 2.9: Story drift (Ejaz Ahmad Bhat ., 2020)

2.8 Gempa *Fling*

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

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

Menurut (Kalkan dan Kunnath 2006), respon struktur terhadap gerakan tanah akibat gempa dekat dapat dikategorikan kedalam dua perbedaan pola riwayat perpindahan yang bergantung pada proses kehancuran dan efek *directivity* yang sesuai dengan proses kehancuran batuan seperti yang ditunjukkan



Gambar 2.10: Tipikal kecepatan dan perpindahan rekaman gempa: a) far-fault, b) near-fault (forward directivity), dan c) near-fault (*fling-step*) (Kalkan dan Kunnath 2006)

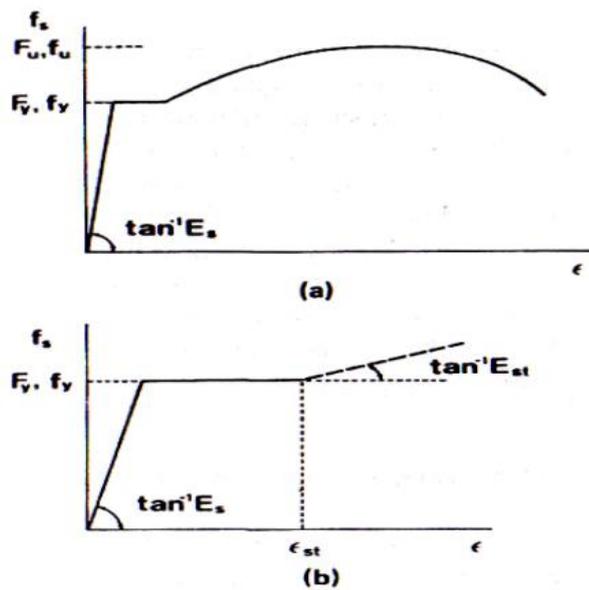
2.9 Material Baja

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

Keunggulan konstruksi baja adalah sebagai berikut:

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

Sifat daktail 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.



Gambar 2.11: Diagram baja (Salim dan Siswanto 2018)

2.10 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

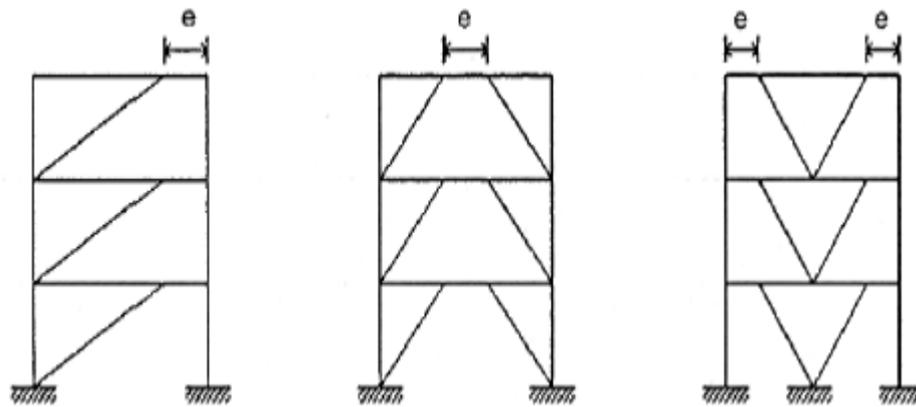
Sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) adalah suatu sistem rangka ruang dalam dimana komponen-komponen struktur dan join-join dapat menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dipakai untuk daerah dengan resiko gempa tinggi (Mahendrayu dan Kartini 2019). Dalam tata cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung (SNI 1726:2019), sistem rangka pemikul momen dibagi dalam 3 (tiga), yaitu:

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)
2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)
3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

2.11 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. Untuk contoh jenis rangka bresing eksentris dapat dilihat pada Gambar 2.12.



Gambar 2.12: Rangka bresing eksentris

2.12 Pembebanan Struktur

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

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

3. Beban angin, yaitu semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.
4. Beban gempa, yaitu semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu.
5. Beban khusus, yaitu semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang terjadi akibat selisih suhu, pengangkatan dan pemasangan, penurunan pondasi, susut, gaya-gaya tambahan yang berasal dari beban hidup seperti gaya rem yang berasal dari keran, gaya sentrifugal dan gaya dinamis yang berasal dari mesin-mesin, serta pengaruh-pengaruh khusus lainnya.

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

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

1. Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
2. Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstructural.
3. Desain struktural non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
4. Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 pada SNI 1726:2019 yang digunakan.
5. Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.
6. Struktur bagian sistem peredaman.
7. Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkutnya.

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

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

2.13 Evaluasi kinerja seismik menurut metodologi FEMA P695

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

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

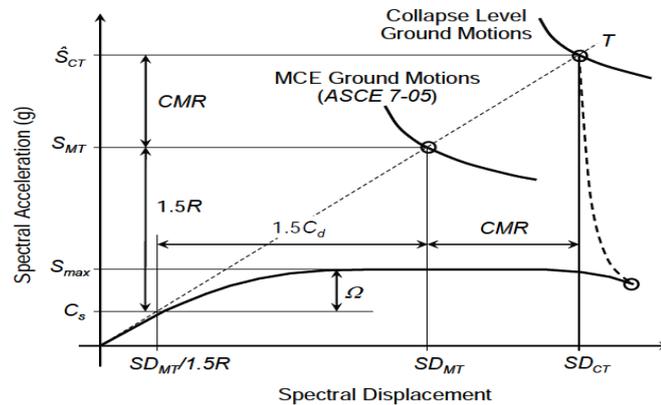
Kurva analisis statis nonlinier pada Gambar. 1 mewakili faktor kinerja seismik yang dipertimbangkan dalam FEMA Pendekatan P695 menggunakan koordinat spektral. Berdasarkan angka ini, 100% dari berat seismik efektif bangunan, W , berpartisipasi dalam mode dasar struktur pada periode T . Faktor modifikasi respon, R , ditentukan sebagai rasio percepatan spektral MCE S_{MT} , dengan koefisien geser dasar, C_s sebagai berikut:

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

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

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

Analisis dinamis tambahan (IDA) digunakan untuk mengevaluasi kapasitas keruntuhan median S_{CT} , dari sistem struktural untuk faktor modifikasi respon yang diduga. Menurut untuk Gambar. 1, rasio margin runtuh, CMR, didefinisikan sebagai "the" rasio akselerasi spektral teredam 5% median dari kapasitas keruntuhan median S_{CT} , ke 5% teredam percepatan spektral dari gerakan tanah M_{CE} , S_{MT} , at



Gambar 2.13: Faktor kinerja seismik sebagaimana didefinisikan oleh Metodologi FEMA P695 (Heshmati, Khatami, dan Shakib 2021)

periode fundamental struktur, T'' . Spektral Shape Factor (SSF) digunakan untuk memperhitungkan efek dari catatan gerakan tanah yang berbeda pada margin keruntuhan rasio dan untuk menghitung rasio margin runtuh yang disesuaikan, ACMR, untuk setiap model struktural. Kinerja yang dapat diterima didefinisikan oleh dua pencegahan keruntuhan dasar berikut:

- a. Rata-rata margin keruntuhan yang disesuaikan rasio ($ACMR_i$) untuk setiap kelompok kinerja harus lebih besar dari rasio margin runtuh disesuaikan yang dapat diterima dengan menerima 10% dari kemungkinan runtuh ($ACMR_{10\%}$) dan

b. Rasio margin runtuh yang disesuaikan ($ACMR_i$) untuk setiap indeks pola dasar harus lebih besar dari penyesuaian yang dapat diterima rasio margin runtuh dengan menerima 20% dari probabilitas runtuh ($ACMR_{20\%}$).

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

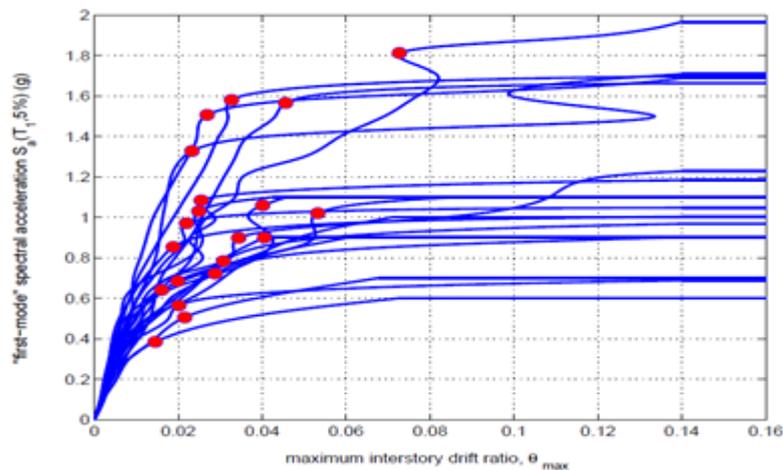
2.14 Incremental Dynamic Analysis (IDA)

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

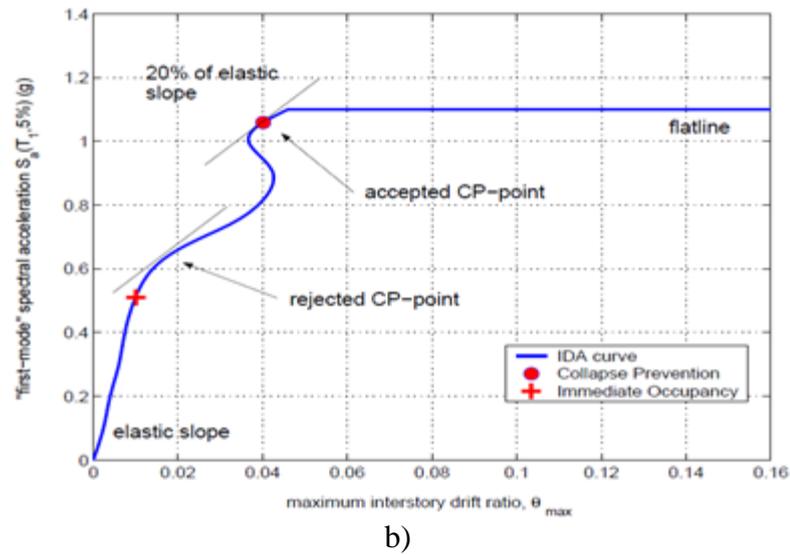
IDA melibatkan beberapa analisis riwayat waktu nonlinier terhadap model struktural di bawah rangkaian catatan gerak tanah berdasarkan tingkat intensitas seismik yang berbeda. Tingkat penskalaan dipilih untuk memaksa struktur melewati keseluruhan kerentanan rentang perilaku dari elastis hingga inelastic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

Dalam metode analisis IDA, serangkaian nonlinier analisis dinamis dilakukan untuk setiap rekaman seismik di untuk secara akurat memperkirakan rentang respons lengkap (dari fase elastis ke keadaan leleh dan kemudian fase nonlinier dan akhirnya ke struktur keseluruhan ketidakstabilan). Dalam hal pemilihan gerakan tanah untuk analisis dinamis nonlinier, (Iervolino dan Manfredi 2008) meninjau parameter input seismik yang mempengaruhi penilaian probabilistik (misalnya jumlah catatan dan intensitasnya) dan mendiskusikan keuntungan dan kerugiannya prosedur yang diperkenalkan untuk pemilihan catatan gerakan tanah yang sesuai. Namun, dalam penelitian ini catatan gerakan tanah dipilih

berdasarkan FEMA Metodologi P695 yang harus memenuhi sejumlah konflik tujuan dan konsisten dengan kinerja tujuan FEMA P695 dan persyaratan gerakan tanah dari ASCE 7. Juga catatan gerakan tanah ini digunakan dalam sejumlah tugas investigasi dengan tujuan penilaian keruntuhan struktur. Oleh karena itu, Catatan diskalakan dalam dua langkah sebelum mereka digunakan di IDA. Pada langkah pertama, setiap catatan diskalakan sehingga kecepatan puncak mereka mencapai satu. Selanjutnya, mereka seluruhnya ditingkatkan ke atas atau ke bawah pada fundamental periode arketipe untuk mencocokkan spektral MCE percepatan. Langkah selanjutnya dalam pendekatan ini adalah memproses hasil analisis, yang menghasilkan plot kurva IDA. Dalam plot ini, sumbu vertikal mewakili intensitas spektral dari gerakan tanah sebagai intensitas ukur (IM) dan sumbu horizontal mewakili maksimum rasio drift antar lantai sebagai parameter permintaan teknik dicatat dalam setiap analisis riwayat waktu.



a)



Gambar 2.14: a) *Incremental dynamic analysis*, b) penentuan *Collapse Prevention* pada kurva IDA (Vamvatsikos dan Cornell 1966)

2.15 Collapse Margin Ratio (CMR)

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

Kurva kerapuhan mewakili kemungkinan keruntuhan struktur dalam hal karakteristik gempa dan parameter desain lainnya, sehingga memungkinkan penyelidikan pada kerentanan seismik struktur. Dari IDA kurva yang disebutkan di bagian sebelumnya percepatan spektral nilai yang sesuai dengan titik runtuh dari struktur yang diselidiki diekstraksi dan kemudian kerapuhannya kurva dapat diplot dalam grafik melalui distribusi kumulatif fungsi dalam hal percepatan spektral ke kemungkinan runtuh.

Ini dapat ditemukan dari kurva kerapuhan dengan mempertimbangkan semua ketidakpastian bahwa di bawah Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan intensitas (S_{MT})

Dengan membagi nilai median collapse capacity (S_{CT}) untuk percepatan spektral maksimum (S_{MT}), runtuhnya rasio margin (CMR) untuk setiap struktur diperoleh sesuai ke Persamaan dibawah.

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

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

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

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

$$SSF = \exp[\beta_1(\mathcal{E}_0(T) - \mathcal{E}_0(T)_{rec})] \quad (2.5)$$

Dimana :

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

$$\mathcal{E}_0(T)_{rec} = 0.9 - 0.6T$$

$$\mathcal{E}_0(T) = SDC = D = 1.5$$

Untuk mengevaluasi faktor modifikasi respons diperkenalkan dalam kode praktik Iran untuk seismik desain ketahanan bangunan (Standar No. 2800), the nilai rasio margin runtuh yang disesuaikan untuk setiap kinerja grup ($ACMR_i$) dan untuk setiap arketipe $ACMR_i$ harus lebih besar dari $ACMR_{10\%}$ dan $ACMR_{20\%}$, masing-masing. Seperti yang ditunjukkan pada tabel ini, nilai $ACMR_i$ dan $ACMR_i$ untuk masing-masing PG-1 dan PG-2 lebih besar dari nilai yang dipersyaratkan yaitu 1,52 dan 1,90, masing-masing.

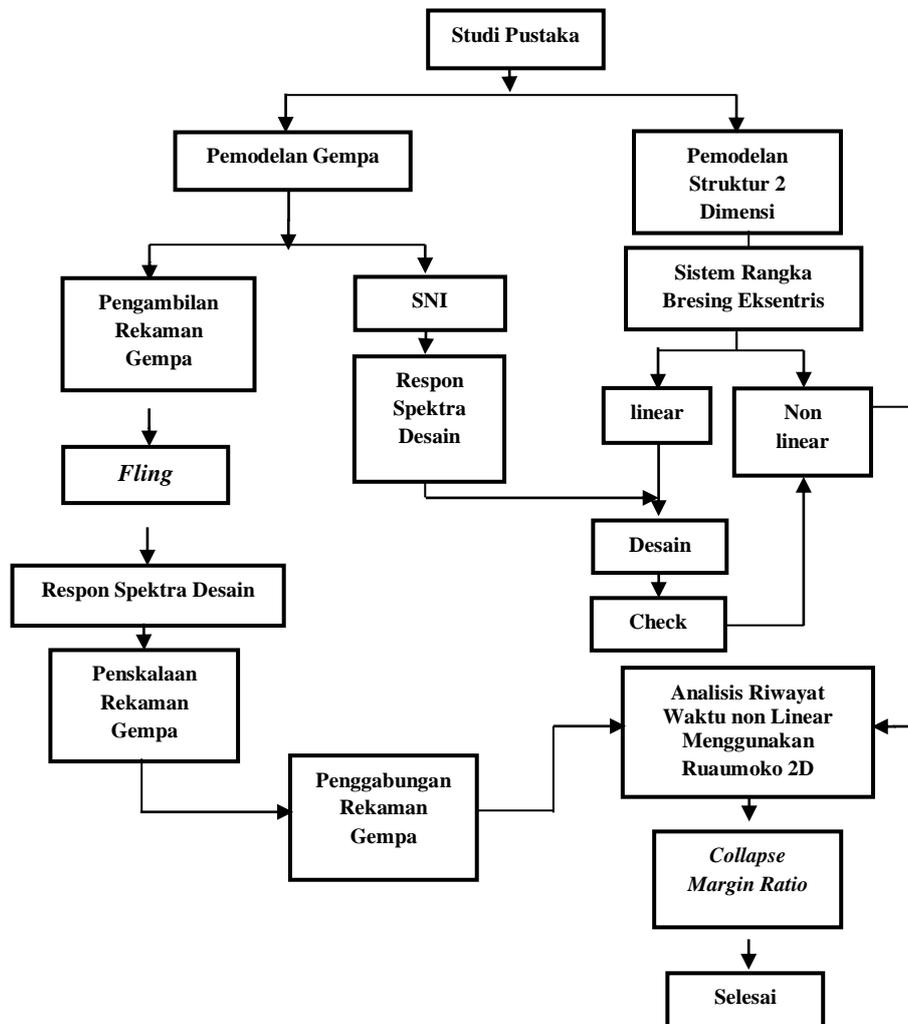
2.16 Program RUAUMOKO2D

Program Ruaumoko dirancang oleh Prof. Athol J Carr, yang berasal dari University of Canterbury, New Zealand. Program ini dirancang untuk melakukan analisa struktur, seperti bangunan dan/atau jembatan, yang mengalami gempa dan eksitasi dinamis lainnya. Program ini digunakan untuk studi eksitasi gempa termasuk pemodelan sistem base-isolation. Program ini juga dapat digunakan untuk menganalisa push over, baik statis maupun dinamis.

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 terdapat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir penelitian

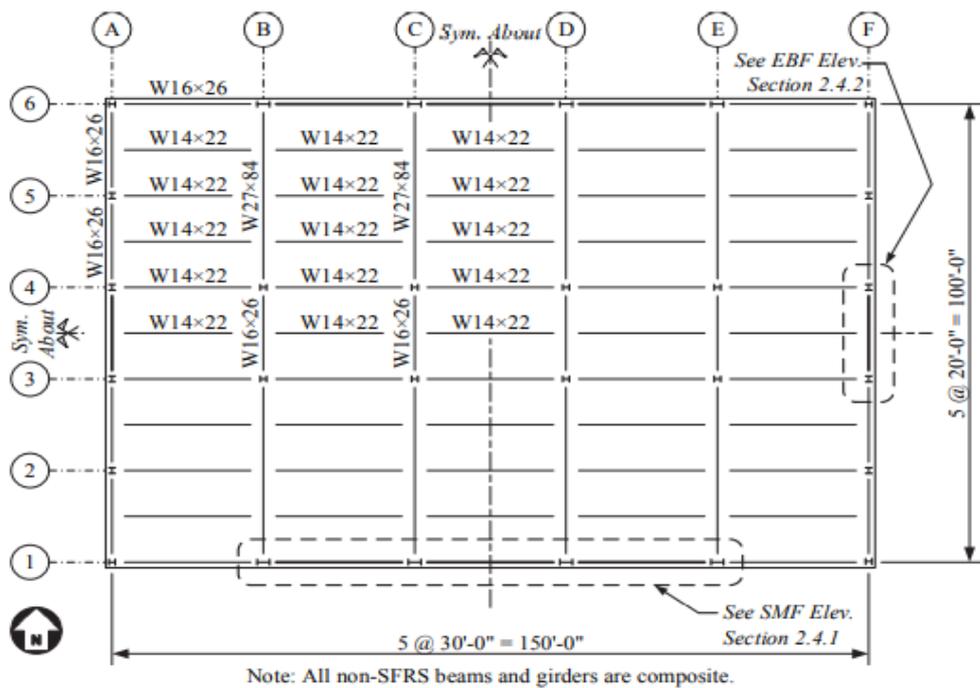
Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis dilakukan terhadap model dengan sistem rangka pemikul momen khusus. Model bangunan tersebut dianalisis secara Linear dan Non-Linear dengan menggunakan Metode Analisis Respon Spektrum (*Response Spectrum Analysis*) dengan menggunakan Program Analisa Struktur serta Analisis Riwayat Waktu (*Time History Analysis*) dengan menggunakan software RUAUMOKO versi 04, untuk mendapatkan nilai CMR yang ada ketika bangunan telah dikenakan gempa.

3.2 Pemodelan Struktur

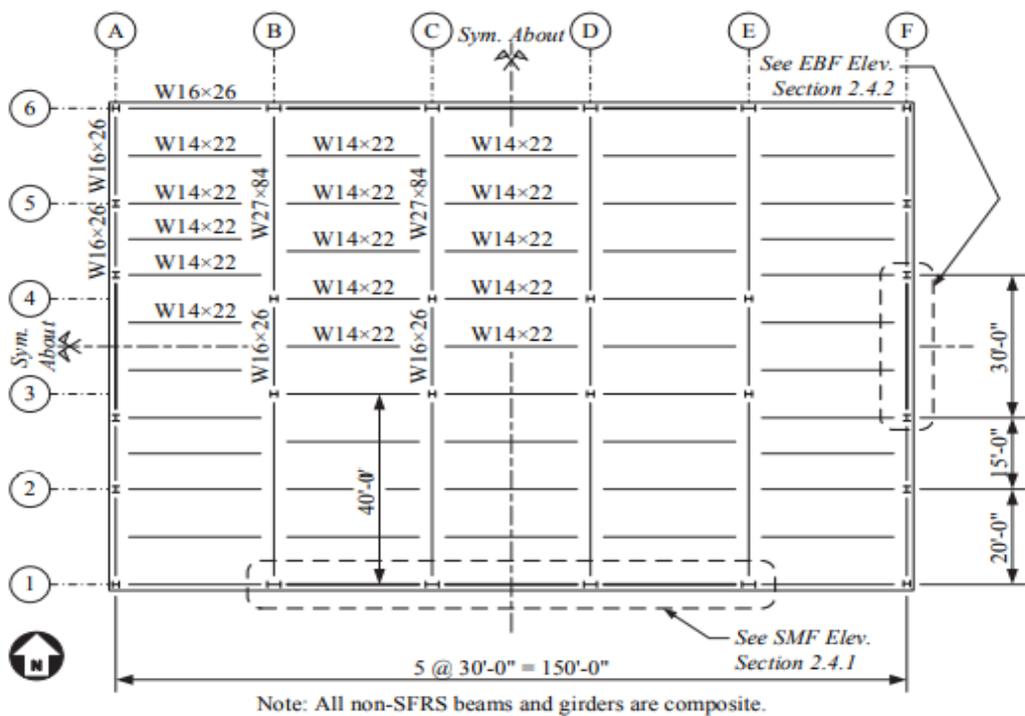
3.2.1 Data Perencanaan Struktur

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

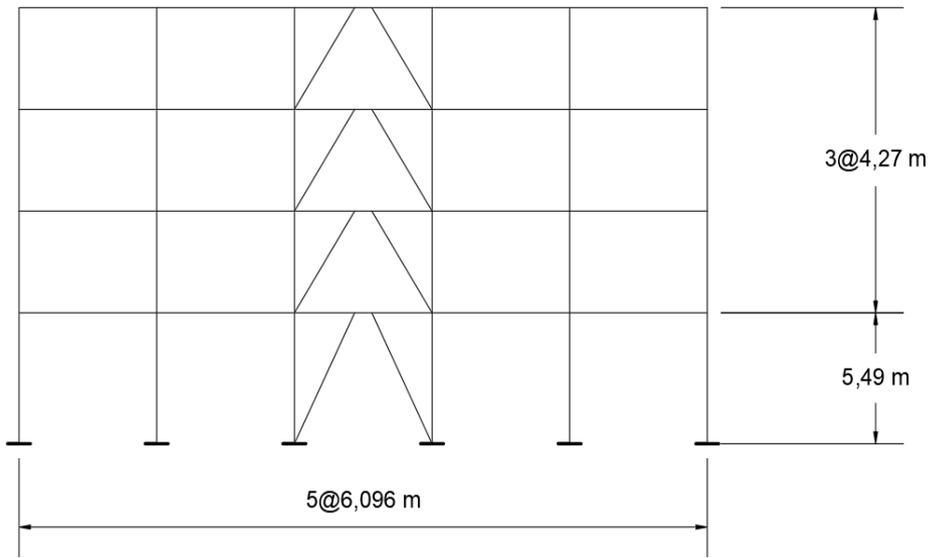
1. Jensi pemanfaatan sebagai gedung perkantoran.
2. Gedung terletak di Kota Bengkulu.
3. Klasifikasi situs tanah sedang (SD).
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan bresing eksentris (sistem ganda)
5. Jenis portal struktur gedung yaitu menggunakan struktur baja.
6. Mutu baja yang digunakan adalah sebagai berikut:
 - a. Untuk profil IWF ASTM A992 Grade 50
 - Kuat leleh minimum (fy) : 345 MPa
 - Kuat tarik minimum (fu) : 450 MPa
 - b. Untuk profil HSS ASTM 500 Grade B:
 - Kuat leleh minimum (fy) : 317 MPa
 - Kuat tarik minimum (fu) : 450 MPa



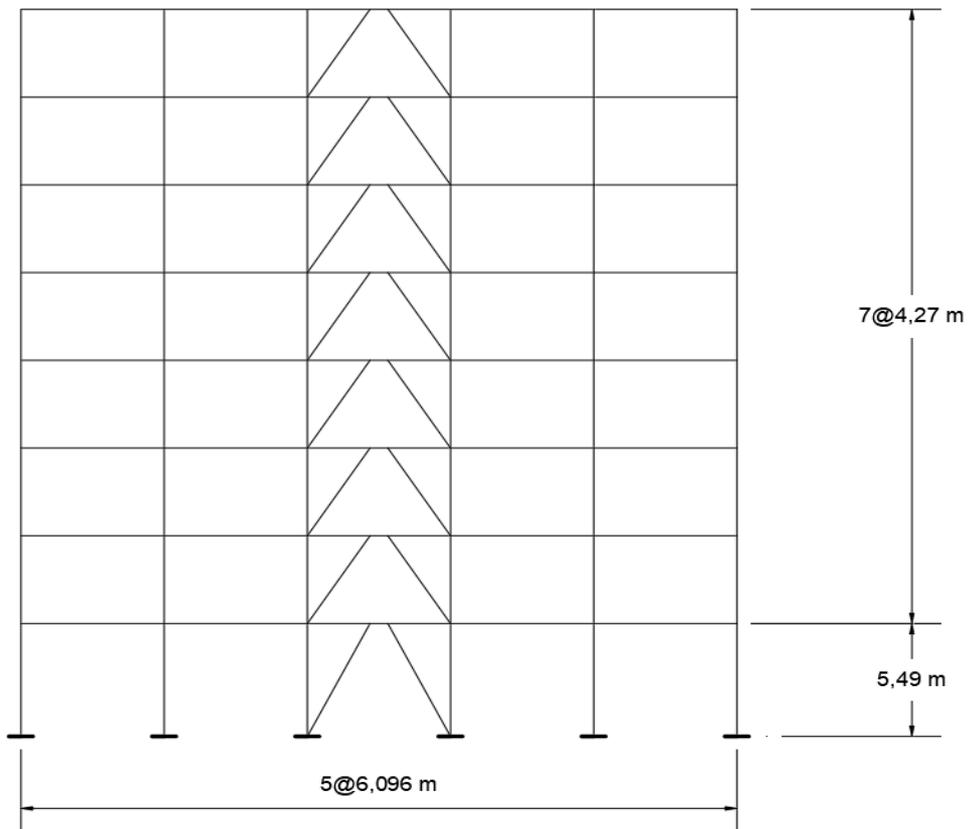
Gambar 3.2: Denah lantai tipikal 4 lantai dan 8 lantai



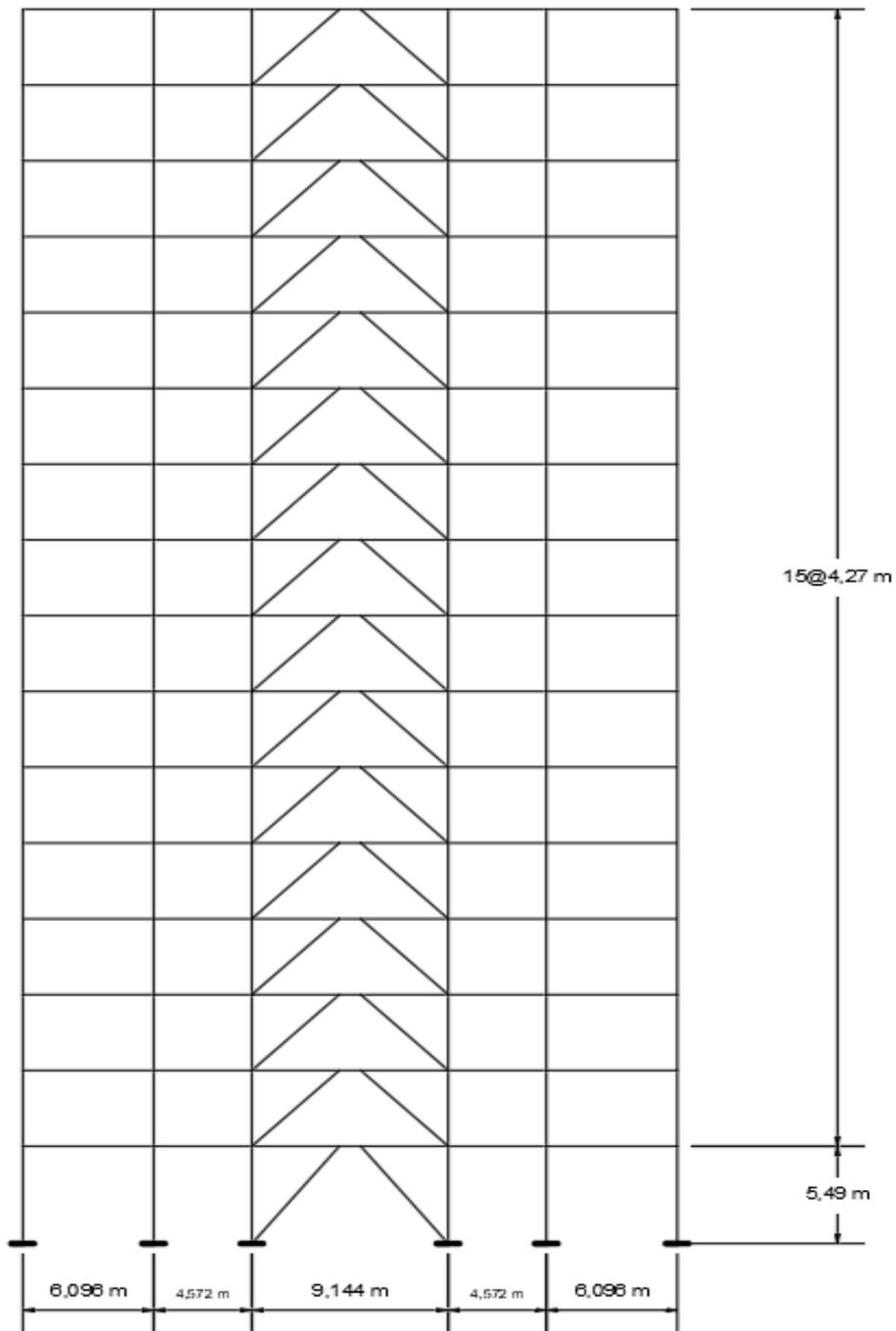
Gambar 3.3: Denah lantai tipikal 16 lantai



Gambar 3.4: Gambar elevasi model gedung 4 lantai



Gambar 3.5: Gambar elevasi model gedung 8 lantai



Gambar 3.6: Gambar elevasi model gedung 16 lantai

3.2.2 Dimensi Kolom dan Balok

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

Tabel 3.1: Data Ukuran Penampang

Model	Lantai	Brace	Kolom SMF		Balok SMF	Kolom EBF	Balok EBF	Balok TENGAH
			Ujung	Tengah				
			(Inchi)					
Lantai 4	1	Hss 8x8x1/2	W 14x132	W 14x193	W24x55	W 14x132	W 16x77	W16x26
	2	Hss 7x7x1/2	W 14x132	W 14x193	W24x55	W 14x132	W 16x45	
	3	Hss 6x6x1/2	W 14x132	W 14x193	W24x55	W 14x48	W 14x38	W27x84
	4	Hss 6x6x1/2	W 14x132	W 14x193	W24x55	W 14x48	W 14x26	
Lantai 8	1	Hss 9x9x5/8	W 18x175	W 18x192	W24x84	W 14x145	W 21x83	W16x26
	2	Hss 8x8x1/2	W 18x175	W 18x192	W24x84	W 14x145	W 18x55	
	3	Hss 7x7x5/8	W 18x106	W 18x192	W24x76	W 14x132	W 18x46	
	4	Hss 7x7x1/2	W 18x106	W 18x192	W24x76	W 14x132	W 18x40	
	5	Hss 6x6x5/8	W 18x71	W 18x143	W24x55	W 14x68	W 16x40	W27x84
	6	Hss 6x6x5/8	W 18x71	W 18x143	W24x55	W 14x68	W 16x31	
	7	Hss 6x6x1/2	W 18x55	W 18x143	W21x44	W 14x48	W 14x26	
	8	Hss 6x6x1/2	W 18x55	W 18x143	W21x44	W 14x48	W 14x26	
Lantai 16	1	W 12x120	W 27x336	W 27x368	W 33x130	W 14x426	W 24x103	W16x26
	2	W 12x96	W 27x336	W 27x368	W 33x130	W 14x426	W 21x73	
	3	W 12x96	W 27x235	W 27x368	W 33x130	W 14x342	W 21x73	
	4	W 12x96	W 27x235	W 27x368	W 33x130	W 14x342	W 21x73	
	5	W 12x87	W 27x194	W 27x281	W 30x108	W 14x283	W 21x68	
	6	W 12x87	W 27x194	W 27x281	W 30x108	W 14x283	W 21x68	
	7	W 12x87	W 27x161	W 27x281	W 30x108	W 14x233	W 21x62	
	8	W 12x87	W 27x161	W 27x281	W 30x108	W 14x233	W 21x50	
	9	W 12x87	W 27x146	W 27x235	W 27x94	W 14x193	W 18x55	W27x84
	10	W 12x87	W 27x146	W 27x235	W 27x94	W 14x193	W 18x50	
	11	W 12x72	W 27x114	W 27x235	W 27x94	W 14x132	W 16x45	
	12	W 12x72	W 27x114	W 27x235	W 27x94	W 14x132	W 14x38	
	13	W 12x58	W 27x114	W 27x129	W 24x55	W 14x82	W 14x38	
	14	W 12x58	W 27x114	W 27x129	W 24x55	W 14x82	W 14x38	
	15	W 12x58	W 27x94	W 27x129	W 24x55	W 14x48	W 14x38	
	16	W 12x58	W 27x94	W 27x129	W 24x55	W 14x48	W 14x38	

3.3 Analisis Struktur

3.3.1 Analisis Dinamik Struktur Linier

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

3.3.1.1 Pembebanan

Nilai beban gravitasi yang bekerja pada struktur bangunan adalah sebagai

berikut:

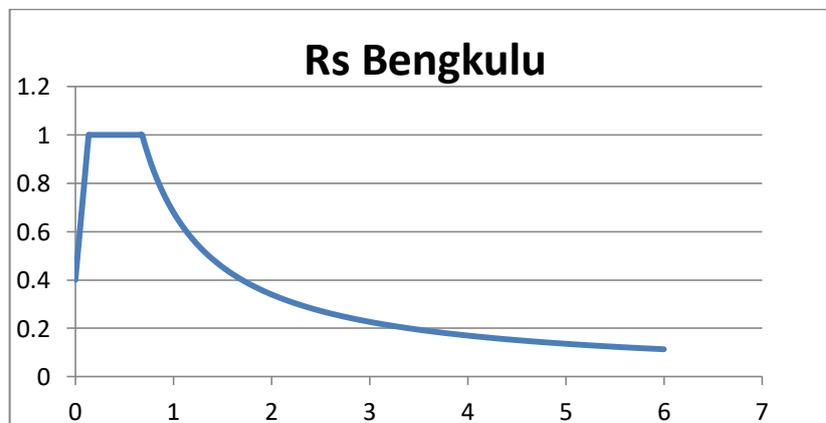
- Beban Hidup Lantai = 2,394 KN/m² untuk lantai tipikal.
- Beban Hidup Atap = 1,43 KN/m² untuk atap.
- Beban Mati Tambahan Lantai = 0,72 KN/m² untuk lantai tipikal.
- Beban Mati Tambahan Atap = 0,47 KN/ m² untuk atap

3.3.1.2 Respon Spektrum Desain Gempa Bengkulu (Tanah Sedang)

Berdasarkan SNI 1726:2019, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah sedang yang berada Bengkulu. Berikut data-data respon spektrum linear yaitu:

- PGA = 0.6 g
- S_s = 0.6 g
- S₁ = 1.5 g
- Nilai F_a = 1
- Nilai F_v = 1.7
- S_{MS} = 1.5
- S_{M1} = 1.020
- T₀ = 0.136
- T_s = 0.680

Respon spektrum diplot ke dalam grafik seperti yang ditampilkan pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7: Respon spektrum desain sesuai dengan SNI 1726:2019 Kota Bengkulu dengan klasifikasi situs tanah sedang

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

3.3.1.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa, maka didapatkan untuk Faktor $R=8$ nilai $\rho = 1,3$ yang diperoleh dari kategori desain seismik D dan nilai $SDS = 1$, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.2 untuk faktor $R=8$. Tabel kombinasi pembebanan terdapat pada Tabel 3.2.

Tabel 3 2: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai $\rho = 1,3$, $S_{DS} = 1$.

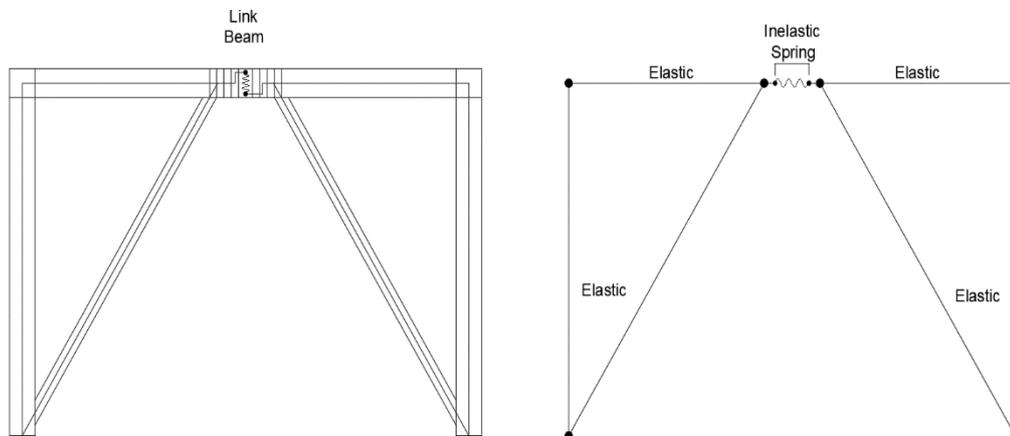
Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (E_x)	Koefisien (E_y)
Kombinasi 1	1.4	0	0	0
Kombinasi 2	1.2	1.6	0	0
	$(1.2 + 0.2 S_{DS})DL + 1.0 LL + \rho (\pm 30\% QEx \pm 100\% QEy)$			
Kombinasi 3	1.400	1	0.390	1.300
Kombinasi 4	1.400	1	0.390	-1.300
Kombinasi 5	1.400	1	-0.390	-1.300
Kombinasi 6	1.400	1	-0.390	1.300
	$(1.2 + 0.2 S_{DS})DL + 1.0 LL + \rho (\pm 100\% QEx \pm 30\% QEy)$			
Kombinasi 7	1.400	1	1.300	0.390
Kombinasi 8	1.400	1	1.300	-0.390
Kombinasi 9	1.400	1	-1.300	-0.390
Kombinasi 10	1.400	1	-1.300	0.390
	$(0.9 - 0.2 S_{DS})DL + \rho (\pm 30\% QEx \pm 100\% QEy)$			
Kombinasi 11	0.700	-	0.390	1.300
Kombinasi 12	0.700	-	0.390	-1.300
Kombinasi 13	0.700	-	-0.390	-1.300
Kombinasi 14	0.700	-	-0.390	1.300

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (E _x)	Koefisien (E _y)
	$(0.9 - 0.2 S_{Ds})DL + \rho (\pm 100\% QE_x \pm 30\% QE_y)$			
Kombinasi 15	0.700	-	1.300	0.390
Kombinasi 16	0.700	-	1.300	-0.390
Kombinasi 17	0.700	-	-1.300	-0.390
Kombinasi 18	0.700	-	-1.300	0.390
Kombinasi Envelope	Nilai absolute dari seluruh kombinasi			

3.3.2 Analisis Dinamik Struktur Non Linier

3.3.2.1 Pemodelan Struktur Pada Program RUAUMOKO2D

Sebelum memasukkan data rekaman gempa di RUAUMOKO2D, terlebih dahulu kita harus menyiapkan pemodelan struktur dengan komponen elemen seperti balok, kolom, bresing, dan balok link. Untuk elemen apa saja yang akan digunakan dalam analisis di RUAUMOKO2D, bisa dilihat pada Gambar 3.8 berikut.



Gambar 3.8: Pemodelan struktur yang akan digunakan dalam program RUAUMOKO2D

3.3.2.2 *Groundmotion Records*

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

Dalam pengambilan data rekaman gempa melalui PEER NGA, diperlukan data Station, Date, dan Magnitude agar terdapat korelasi antara data gempa yang diambil dari *website* tersebut dengan data gempa dari bangunan yang direncanakan. Data rekaman gempa yang diambil gempa tunggal dengan jarak *epicentral* diatas 20 km diambil sebanyak 20 data rekaman gempa diperoleh dari PEER NGA dan COSMOS seperti terlihat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Data Rekaman Gempa *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
9	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU082	7.6
10	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU089	7.6
11	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU0129	7.6
12	Kocaeli Turkey	1999	Izmit	7.4
13	Kocaeli Turkey	1997	Yarimca	7.4
14	Managua Nicaragua-01	1972	Managua ESSO	6.24
15	Fruili Italy-02	1976	Forgaria Cornino	5.5
16	Duzce Turkey	1999	Sakarya	7.4
17	Kobe Japan	1995	Kobe University	6.9
18	Northridge-01	1994	Cedar Hill	6.7

No	Nama <i>Groundmotion</i>	Tahun	Nama Stasiun	Mag.
19	Cape Mendocino	1992	Cape Mendocino	7.01
20	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU065	7.62

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

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

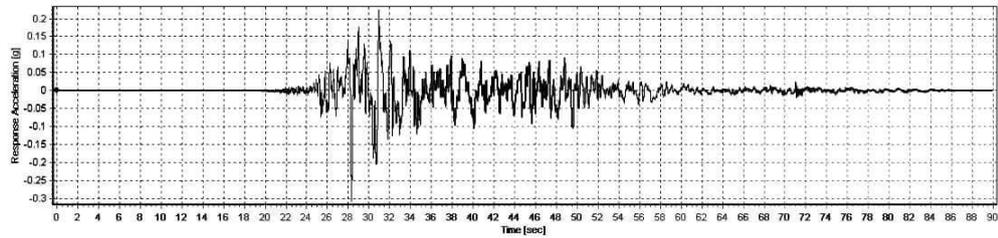
Kemudian data rekaman gempa yang telah diskalakan digunakan sebagai input pada software RUAUMOKO versi 04. untuk Analisis Dinamik Non Linier Inelastis dengan Metode Analisa Riwayat Waktu.

3.3.2.3 Analisis Respon Riwayat Waktu

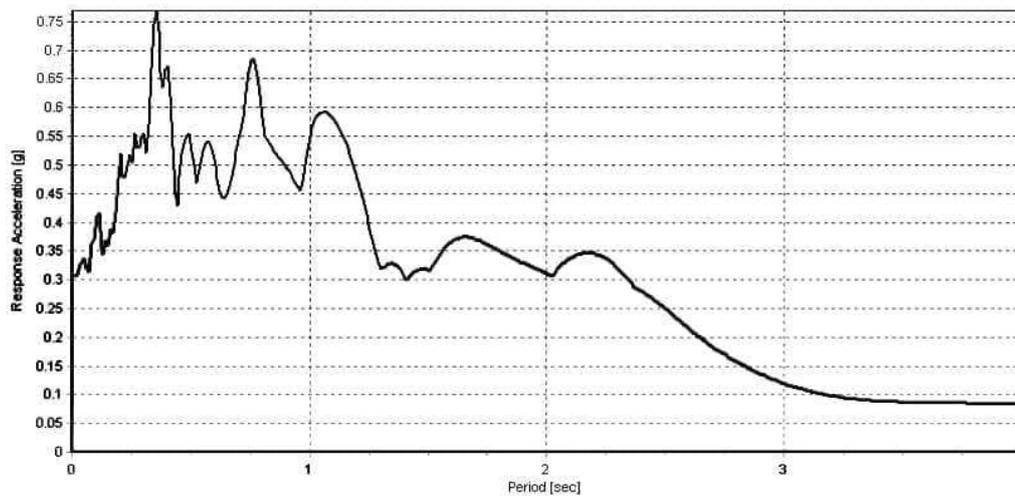
Analisis ini merupakan tahap evaluasi yang dijadikan sebagai perbandingan terhadap analisis linear sebelumnya, sehingga tidak perlu seluruhnya memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2019. Karena model yang digunakan merupakan model yang seluruhnya telah memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2019 pada analisis linier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

1. Pengambilan rekaman gempa dari PEER NGA dan COSMOS. Daerah- daerah rekaman yang diambil tertera pada tabel 3.3.

2. Mengubah rekaman gempa menjadi respon spektrum dengan bantuan software *Seismosignal*. 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.

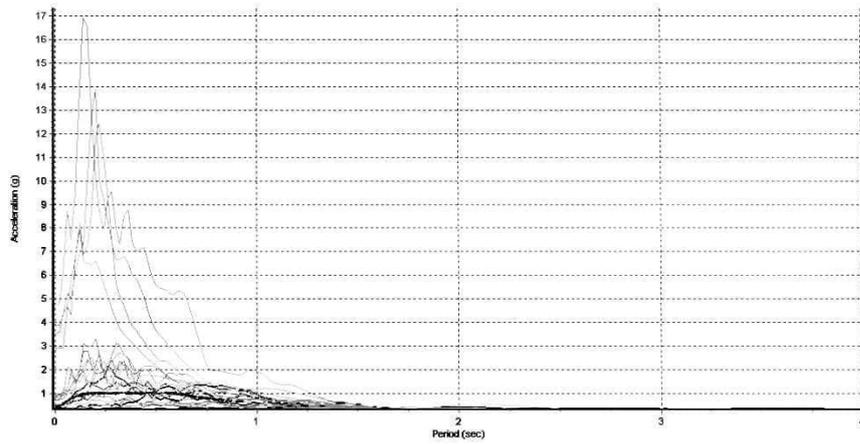


Gambar 3.9: Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan sebelum diubah menjadi respon spektrum



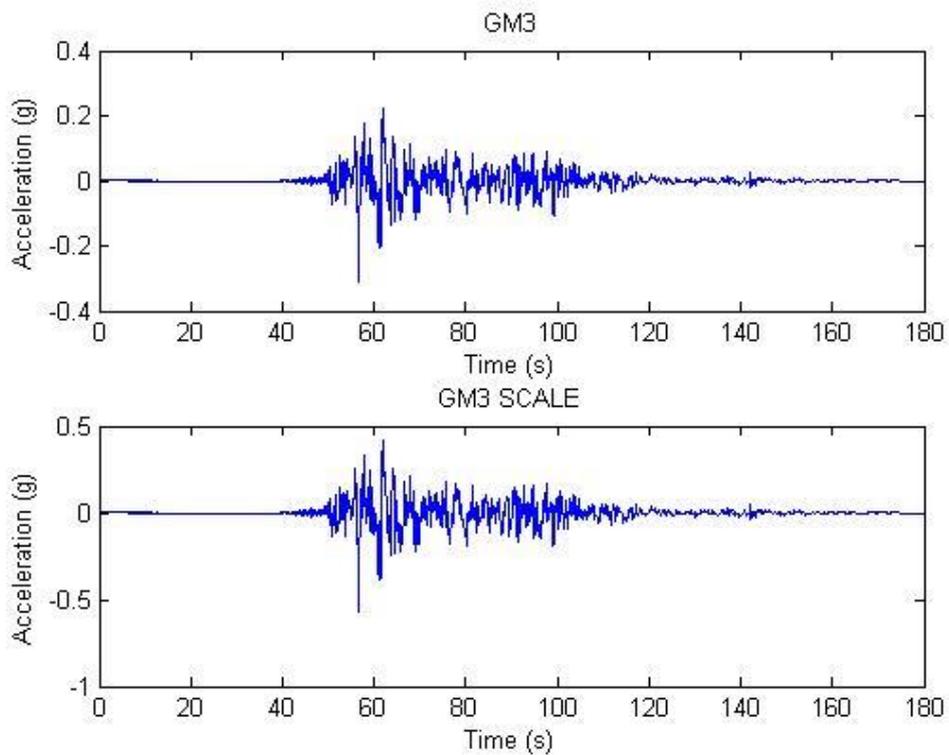
Gambar 3.10: Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan setelah diubah menjadi respon spektrum

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



Gambar 3.11: Respon spektrum dengan 20 daerah gempa setelah diskalakan terhadap respon spektrum di Indonesia (Bengkulu)

4. Menskalakan rekaman gempa dengan menggunakan software MATLAB



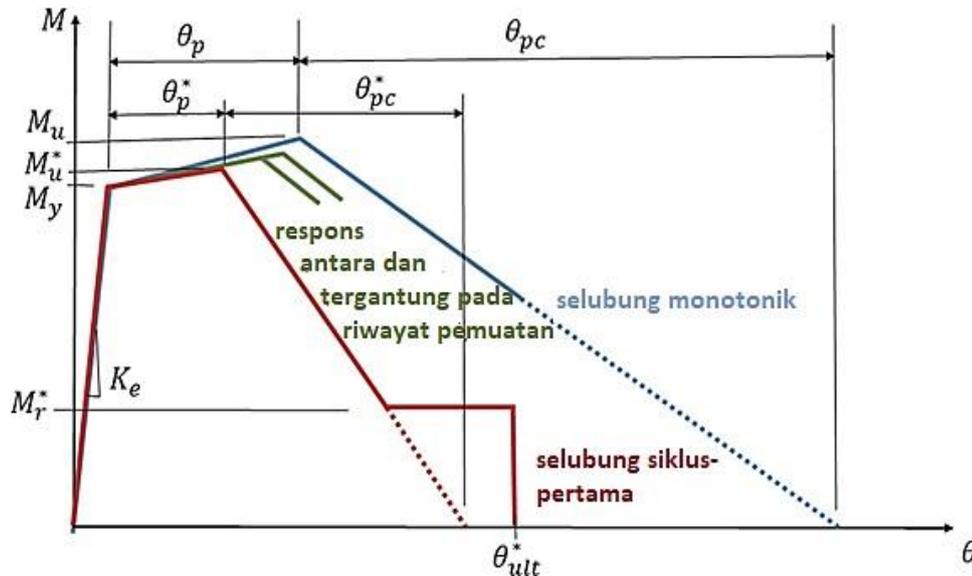
Gambar 3.12: Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan sebelum dan setelah diskalakan, gambar diatas merupakan gempa *fling*

Data-data rekaman gempa yang telah diskalakan dan digabungkan dengan analisa struktur, akan digunakan sebagai input data pada analisis menggunakan RUAUMOKO2D. Adapun data-data yang dibutuhkan dalam analisis respon riwayat waktu nonlinear menggunakan software RUAUMOKO2D Versi 04 antara lain:

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

3.4 Selubung siklik (*Cyclic Envelope*)

Jika kerusakan siklik tidak secara eksplisit ditangkap dalam model sendi komponen balok, model harus didasarkan pada *envelope* siklik (lihat Gambar 3.13), 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 3.13: Kurva backbone monotik dan siklik yang ideal untuk balok baja (Applied Technology Council, 2017)

3.5 Pemodelan Sendi Plastis Pada 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 siklus strain hardening. Momen luluh efektif diberikan pada Pers. 3.1 sebagai berikut:

$$M_y = \beta M_{p,exp} = \beta Z R_y F_y \quad (3.1)$$

Dimana:

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 Elstatis (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. 3.2 sebagai berikut:

$$Ke = \alpha_e EI / L \quad (3.2)$$

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. 3.3 sebagai berikut:

$$M_u^* = 1.15 M_y \quad (3.3)$$

- Kapasitas Rotasi (θ_p)

- Kapasitas Rotasi Plastis (θ_p)

Rotasi plastis siklik pra-puncak (θ_p^*) (rad), dapat ditentukan pada Pers. 3.4a dan Pers. 3.4b sebagai berikut:

$$\theta_p^* = 0.3 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.3} \left(\frac{bf}{2t_f}\right)^{-1.7} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.2} \left(\frac{L}{d}\right)^{1.1} \quad (\text{COV} = 0.34) \quad (3.4a)$$

Untuk balok RBS (*Reduced Beam Section*):

$$\theta_p^* = 0.55 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.5} \left(\frac{bf}{2t_f}\right)^{-0.7} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.5} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.8} \quad (\text{COV} = 0.42) \quad (3.4b)$$

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

- Rotasi Pasca-puncak (θ_{pc})

Rotasi plastis pra-puncak siklik, θ_{pc}^* (rad), dapat ditentukan pada Pers. 3.5a dan Pers. 3.5b sebagai berikut:

Untuk balok standar (non-RBS):

$$\theta_{pc}^* = 24.0 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.9} \left(\frac{bf}{2t_f}\right)^{-0.2} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.5} \quad (\text{COV} = 0.45) \quad (3.5a)$$

Untuk balok RBS:

$$\theta_{pc}^* = 20.0 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.8} \left(\frac{bf}{2t_f}\right)^{-0.1} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.6} \quad (\text{COV} = 0.31) \quad (3.5b)$$

- Gaya Residu (M_r^*)

Gaya Residu siklik untuk balok RBS dan non-RBS dapat diasumsikan sebagai berikut: $M_r^* = 0.3 M_y$.

- 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.

3.6 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 pada Pers. 3.6 sebagai berikut:

$$M_u^* = a^* M_y \quad (3.6)$$

Dimana a^* ditentukan sebagai:

$$a^* = 9.5 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.4} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.16} \left(1 - \frac{P_g}{P_{ye}} \right)^{0.2} \geq 1.0 \text{ dan } < 1.3 \text{ (COV = 0.07)} \quad (3.7)$$

Rotasi pra-puncak (θ_p^*). Rotasi plastis pra-puncak, θ_p^* , untuk kolom balok dibawah siklik pembebanan dapat diambil sebagai berikut:

$$\theta_p^* = 15 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-1.6} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.3} \left(1 - \frac{P_g}{P_{ye}} \right)^{2.3} \geq 0.10 \quad (\text{COV} = 0.31) \quad (3.8)$$

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

$$\theta_{pc}^* = 14 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.8} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.5} \left(1 - \frac{P_g}{P_{ye}}\right)^{3.2} \geq 0.10 \quad (\text{COV} = 0.40) \quad (3.9)$$

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

$$M_r^* = \left(0.4 - 0.4 \frac{P_g}{P_{ye}}\right) M_y^* \quad (\text{COV} = 0.35) \quad (3.10)$$

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:

$$\theta_{ult}^* = 0.08 \left(1 - 0.6 \frac{P_g}{P_{ye}}\right) \quad (\text{COV} = 0.51) \quad (3.11)$$

3.7 Rotasi Leleh

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.

3.8 Panel Zone Sambungan Balok-Kolom

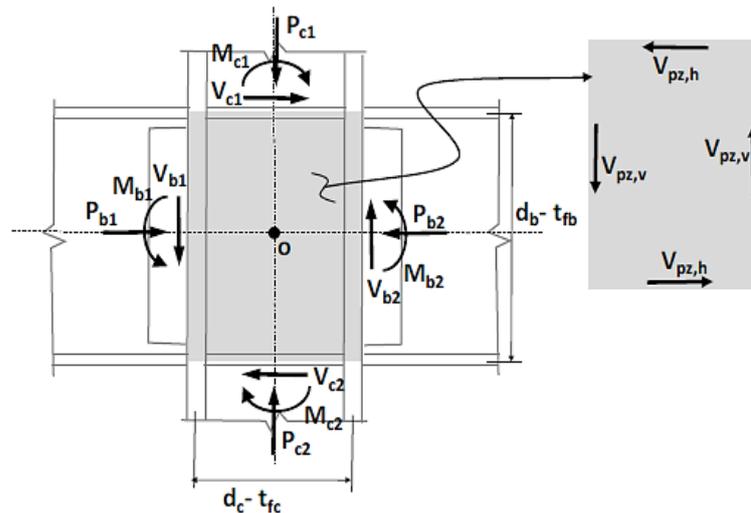
Kawasan *panel zone* yang umum untuk pembatas balok dan kolom dikenai kombinasi gaya aksial, gaya geser, dan momen dari bagian yang terhubung. Mengacu pada Gambar 3.14 dan mengasumsikan bahwa momen balok dan kolom ditahan terutama oleh pasangan gaya pada sayapnya, gaya geser horizontal nominal yang ditahan oleh PZ dihitung sebagai berikut:

$$V_{pz,h} = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{d_b - t_{fb}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad (3.12)$$

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:

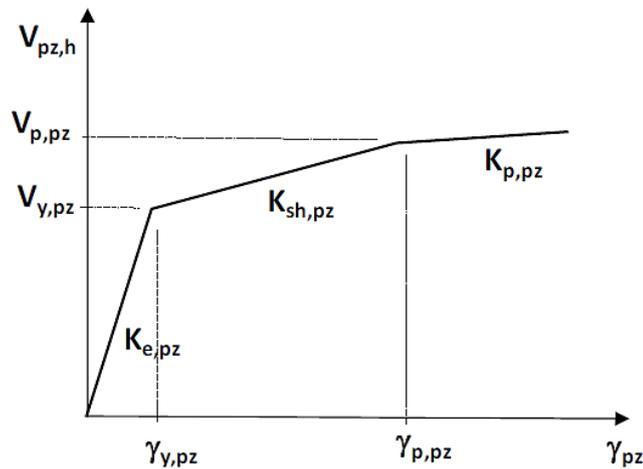
$$V_{pz,h}(d_b-t_{fb}) = V_{pz,v}(d_c-t_{fc}). \quad (3.13)$$



Gambar 3.14: Skema gaya dari balok dan kolom yang bekerja pada panel zone dan gaya geser zona panel resultan

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 3.15. 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 3.15: Gaya geser zona panel yang ideal versus deformasi geser

Kekakuan geser elastis dari zona panel diberikan pada Pers. 3.14 sebagai berikut:

$$K_{e,pz} = GA_{s,pz} \quad (3.14)$$

Dimana 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, 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. 3.15 sebagai berikut:

$$\gamma_{p,pz} = \frac{0.475F_{yc}}{E} \left(\frac{d_b}{t_{fc}} + 3.45 \frac{t_{fc}}{d_b} \right) \quad (3.15)$$

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 tersemat 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 ekuivalen, 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 3.15 dengan tinggi zona panel (Gambar 3.14), sebagaimana pada Pers. 3.16a dan Pers. 3.16b berikut:

$$M_{pz} = V (d_b - t_{fb}) \quad (3.16a)$$

$$K_{M,pz} = K (d_b - t_{fb}) \quad (3.16b)$$

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 3.15 dengan tinggi zona panel, ditambah istilah untuk menyesuaikan perbedaan dalam kinematika sendi (Charney dan Marshall, 2006), seperti pada Pers. 3.17a dan Pers. 3.17b berikut:

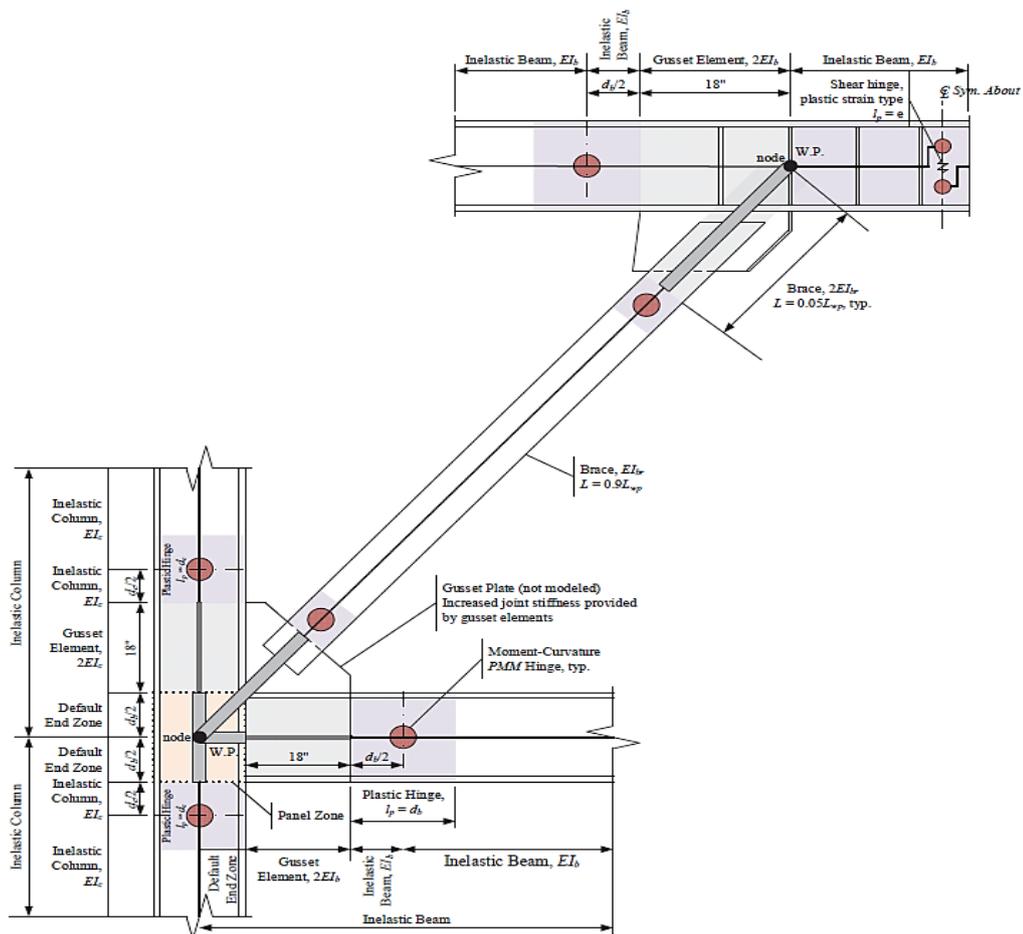
$$M_{pz} = V(d_b - t_{fb}) / (1 - d_b/H - d_e/L) \quad (3.17a)$$

$$K_{M,pz} = K(d_b - t_{fb}) / (1 - d_b/H - d_e/L)^2 \quad (3.17b)$$

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

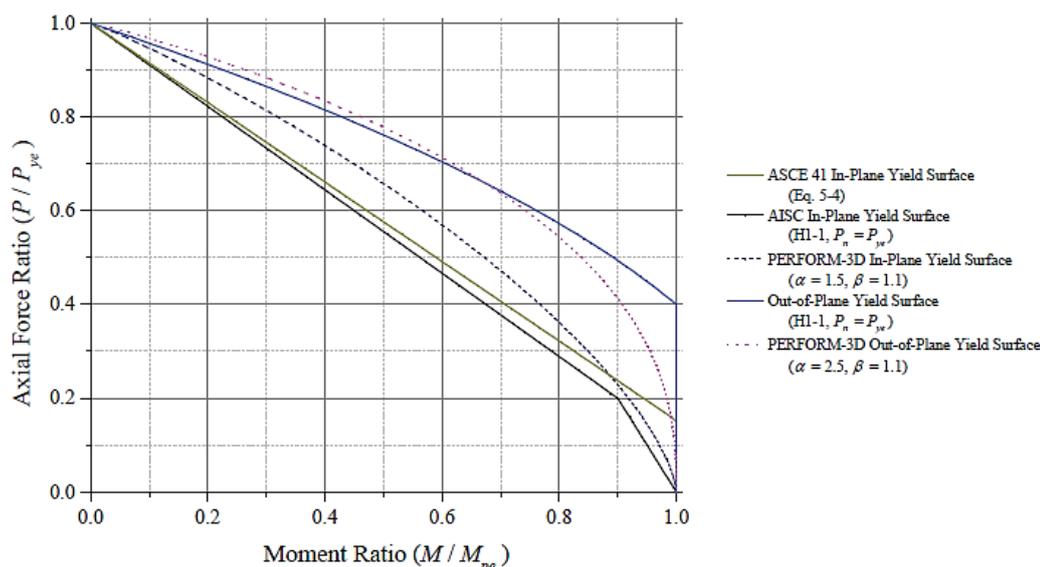
3.9 Prosedur Nonlinier Pada Bresing Eksentris (EBF)

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 3.16 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 3.16: Skema Pemodelan Analitik B्रेसing Eksentris

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, MCE_x, di mana x menunjukkan sumbu tekuk dalam-bidang, dimodelkan oleh kekuatan penampang bagian (yaitu, permukaan luluh) menggunakan P/Py_e sebagai Pers. 3.18; (lihat Gambar 3.17).



Gambar 3.17: Kurva Interaksi P-M (Bagian Permukaan Luluh)

Hubungan interaksi P-M untuk permukaan hasil sendi MC dalam kolom balok dikalibrasi untuk mendekati kurva ini seperti yang diilustrasikan pada Gambar 3.17.

$$M_{CEX} = 1.18M_{pe,x} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq M_{pe,x} \quad (\text{ASCE 41, Persamaan 5-4}) \quad (3.18)$$

Persamaan 3.18 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.

3.10 Pemodelan Balok Link

Dalam pemodelan balok link, terlebih dahulu kita harus menentukan jenis bentang balok link. Untuk syaratnya dapat dilihat pada Pers. 3.19a sampai dengan Pers. 3.19c dibawah ini.

$$\text{Balok link pendek} = e \leq 1.6 \frac{M_P}{V_P} \quad (3.19a)$$

$$\text{Balok link sedang} = 1.6 \frac{M_P}{V_P} < e < 2.6 \frac{M_P}{V_P} \quad (3.19b)$$

$$\text{Balok link panjang} = e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (3.19c)$$

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, $\Delta_{xp,z}$ terdapat pada Pers. 3.20 sebagai berikut :

$$\Delta_{xp,s} = \frac{3}{4} \Delta_x \quad (3.20)$$

Dimana Δ_x adalah desain simpangan antar tingkat ke-x.

Untuk sudut rotasi balok *link*, γ_p , digunakan Pers. 3.21 sebagai berikut:

$$\gamma_p = \frac{L_b}{e} \times \frac{\Delta_{xp,s}}{h_{sx}} \quad (2.21)$$

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. 3.22 sampai dengan Pers. 3.24:

$$K_e = \frac{K_s \times K_b}{K_s + K_b} \quad (3.22)$$

Dimana:

$$K_s = \frac{GA_{tw}}{e} \quad (3.23)$$

$$K_b = \frac{12EI_b}{e^3} \quad (3.24)$$

Kemudian, untuk kekakuan balok *link* arah x dan y, K_x dan K_y adalah sebagaimana pada Pers. 3.25 dan Pers. 3.26 sebagai berikut:

$$K_x = \frac{AE}{e} \quad (3.25)$$

$$K_y = \frac{V_p}{\gamma_p} \quad (3.26)$$

Sedangkan, untuk rotasi leleh balok link, θ_y , ditentukan berdasarkan pers. 3.27 sebagai berikut:

$$\theta_y = \frac{Q_{CE}}{K_e e} \quad (3.27)$$

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 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Hasil Model Linear 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 baja dengan bresing 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 Linear

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 100% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

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

Untuk perhitungan terdapat pada lampiran A.3

4.2.2 Koreksi Gempa Dasar Nominal

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

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

Dimana:

V = Gaya geser dasar statik ekuivalen

V_t = Gaya geser hasil kombinasi ragam

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

Model Struktur	Arah Gempa	V (Statik Ekuivalen) KN	V _t (Kombinasi Ragam) KN
4 Lantai	Y	2832.50	3684.75
8 Lantai	Y	3716.87	5508.93
16 Lantai	Y	4157.87	7780.80

Untuk perhitungan terdapat pada lampiran A.5

4.2.3 Koreksi Faktor Redudansi

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.3.4.2, untuk kategori desain seismik D maka nilai faktor redundansi yang digunakan adalah ρ 1.3. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 % geser dasar dalam arah yang ditinjau. Hasil koreksi untuk setiap gaya geser diperoleh 1 lantai pada model 1 yang tidak memenuhi syarat 35 persen gaya geser dasar. Untuk perhitungan terdapat pada lampiran A.6

4.2.4 Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

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

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

Tabel 4.2: Nilai koreksi skala simpangan antar tingkat

Model Struktur	Arah Gempa	V _t	C _s . W	Kontrol
4 Lantai	Y	3684.75	2832.50	OK
8 Lantai	Y	5508.93	3716.87	OK
16 Lantai	Y	7780.80	4157.87	OK

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

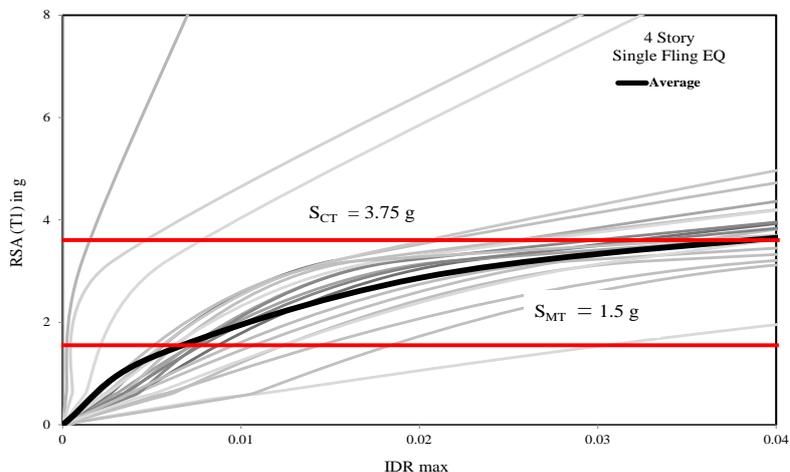
4.2.5 Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2019, Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a) seperti didapatkan pada pasal 7.12.1 dari Tabel 20 SNI 1726:2019 untuk semua tingkat. Simpangan antar lantai yang diizinkan yaitu 0,02 dikali tinggi lantai (h_{sx}), nilai simpangan tidak boleh melebihi ketentuan tersebut. Pada hasil yang diperoleh, nilai simpangan antar lantai tidak melebihi batas izin atau memenuhi syarat. Untuk perhitungan terdapat pada lampiran A.7

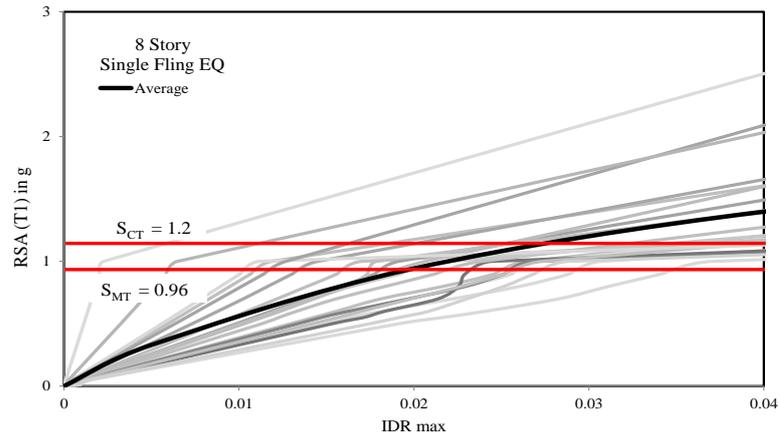
4.3 Hasil Analisa Non Linier

4.3.1 Incremental Dynamic Analysis (IDA)

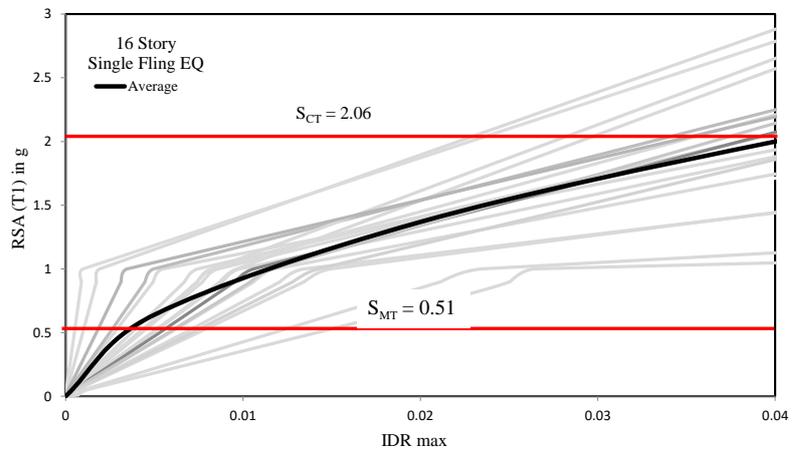
Analisis ini dilakukan untuk melihat respon struktur terhadap 20 gempa fling dari 3 jenis tingkat, dimana diambil nilai max interstory drift dari rsa terkecil hingga mencapai rsa yang menyebabkan collapse. Hasil analisis dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



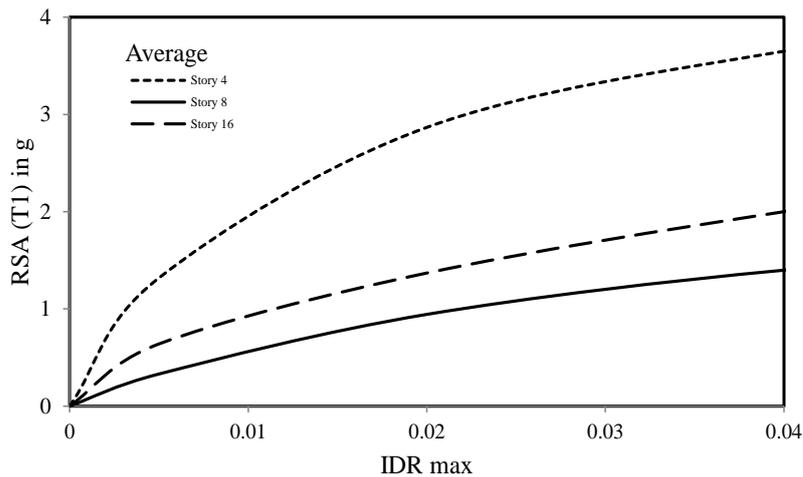
a)



b)



c)



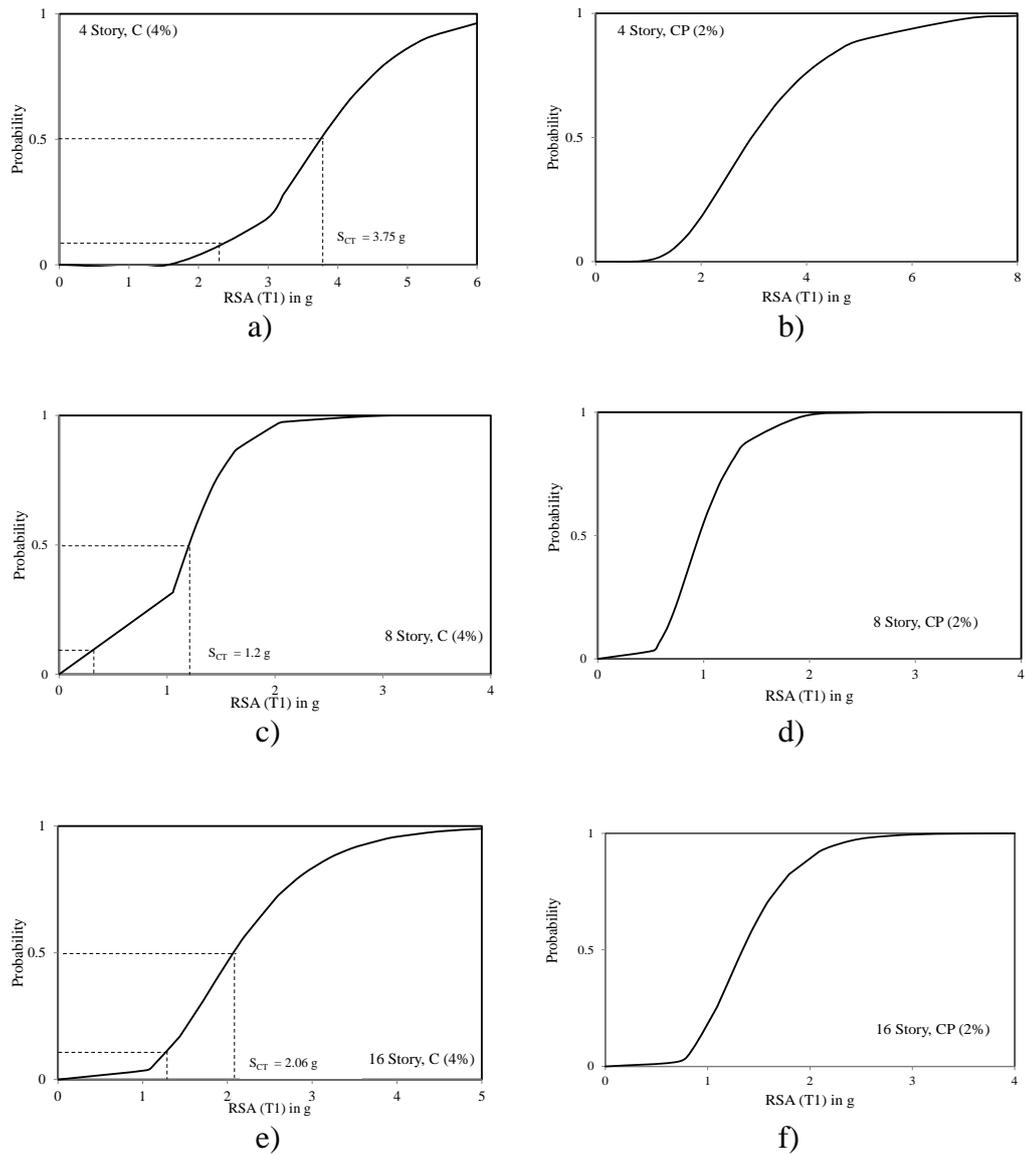
(d)

Gambar 4.1: (a) Nilai rata-rata IDR max (*Interstory drift ratio*) untuk struktur baja dengan bresing eksentris 4 lantai, (b) 8 lantai, (c) 16 lantai dan (d) Nilai rata-rata IDR max untuk lantai 4, 8 dan 16 lantai.

Pada gambar a, b dan c menunjukkan nilai IDR yang dianalisis berdasarkan 20 rekaman gempa *fling* terhadap 3 jenis tingkat (4, 8 dan 16 lantai). Nilai rata-rata untuk setiap tingkat terdapat pada garis hitam tebal untuk setiap grafiknya, dan besaran nilai S_{CT} dan S_{MT} (bergaris merah) yang memiliki rentang nilai bervariasi untuk setiap jenis tingkatnya, dimana diperoleh nilai rentang 40% untuk 4 lantai, kemudian diperoleh nilai rentang 20% untuk 8 lantai dan diperoleh nilai rentang 75% untuk 16 lantai. Sementara, nilai rata-rata IDR max untuk setiap tingkat dilakukan perbandingan yang dapat dilihat pada gambar d, dimana nilai RSA yang diperoleh pada 4 lantai sekitar 3.5 g untuk kategori collapse (4%), nilai ini 2 kali lebih besar dibandingkan 8 dan 16 lantai yang mencapai sekitar 1 g untuk collapse.

4.3.2 Analisis Probability of Exceedance

Dari proses *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) didapatkan nilai RSA untuk kategori collapse dan collapse prevention untuk 20 gempa *fling*. Kemudian dilakukan proses analisis probabilitas untuk kedua kategori tersebut untuk ketiga model yang dianalisis dapat dilihat pada gambar dibawah ini.

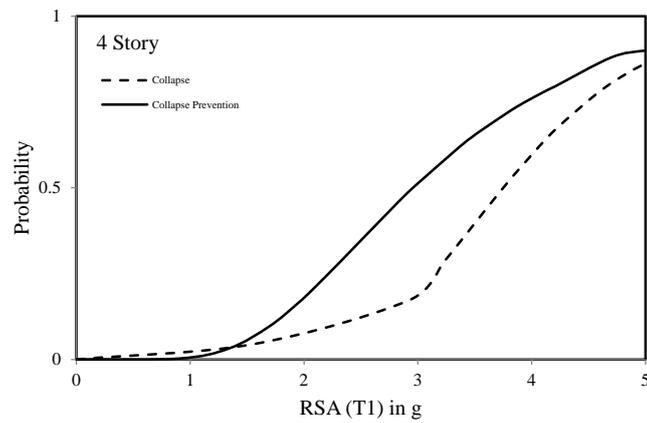


Gambar 4.2: a) Grafik *probability collapse* keruntuhan 4 lantai, b) Grafik *probability collapse prevention* keruntuhan 4 lantai, c) Grafik *probability collapse* keruntuhan 8 lantai, d) Grafik *probability collapse prevention* keruntuhan 8 lantai, e) Grafik *probability collapse* keruntuhan 16 lantai, f) Grafik *probability collapse prevention* keruntuhan 16 lantai

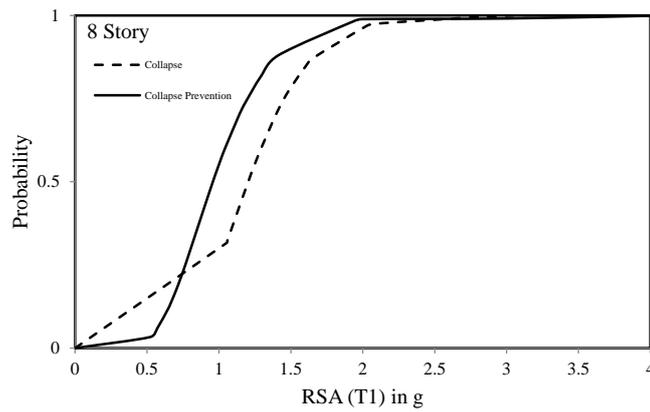
Pada gambar diatas menunjukkan nilai probabilitas untuk *collapse* dan *collapse prevention* dimana disetiap kurva menunjukkan besarnya persentase untuk ketiga jenis kategori pada RSA tertentu dari 20 gempa yang dianalisis.

4.3.2.1 Perbandingan Kurva kerapuhan C/CP

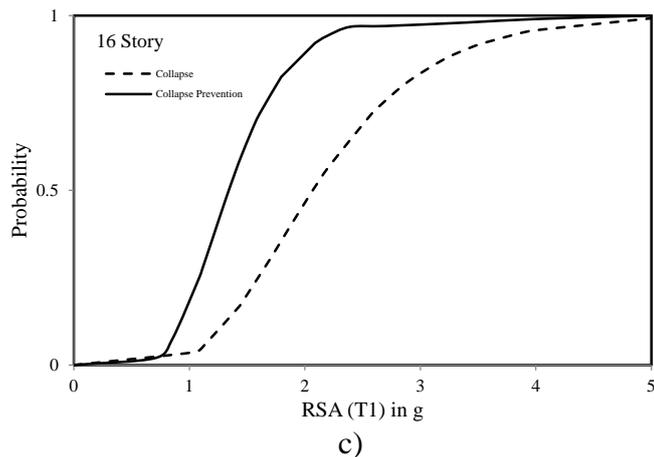
Analisa isi bertujuan untuk melihat seberapa besar perbandingan nilai RSA median pada kategori collapse dan collapse prevention untuk 3 jenis tingkat yang dianalisis (4, 8 dan 16 lantai). Hasil analisis dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



(a)



b)



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

Pada gambar diatas merupakan perbandingan kurva kerapuhan saat *collapse* dan *collapse prevention* untuk 3 jenis tingkat (4, 8 dan 16 lantai). Disetiap tingkat yang ditinjau nilai RSA *collapse prevention* lebih kecil dibandingkan dengan *collapse*.

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

Collapse			Collapse Prevention		
4 Story	8 Story	16 Story	4 Story	8 Story	16 Story
3.75	1.20	2.06	2.95	0.95	1.34

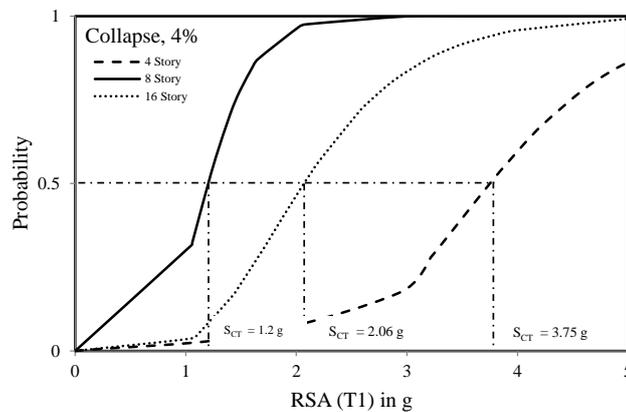
Dari Tabel diatas menunjukkan 4 Story memiliki RSA terbesar yaitu 3,75 untuk terjadi *collapse* dan 2,95 untuk *collapse prevention*, kemudian 16 Story dengan RSA sebesar 2,06 untuk *collapse* dan 1,34 untuk *collapse prevention*, dan 8 Story memiliki RSA terkecil pada saat *collapse* yaitu 1,20 dan 0,95 untuk *collapse prevention*.

Perbedaan nilai RSA untuk *Collapse* dan *Collapse prevention* terjadi kemungkinan dapat terjadi dan tentunya dalam penelitian ini akibat disipasi

respon yang terjadi. Respon Struktur 8 Lantai Tidak Terdisipasi Secara Sempurna dibandingkan dengan struktur 16 lantai. Artinya tidak sempurna adalah energi gempa tidak tersebar secara merata di setiap lantai, sehingga disalah satu lantai terjadi sebaran energi yang cukup besar yang menyebabkan simpangan yang terjadi sangat besar pada lantai tersebut.

4.3.3 Analisis *Probability of Collapse*

Dari proses *Incremental Dynamic Analysis (IDA)* didapatkan nilai RSA untuk kategori collapse untuk 20 gempa fling. Kemudian dilakukan proses analisis *probability of collapse* untuk ketiga model yang dianalisis, dapat dilihat pada gambar dibawah ini.

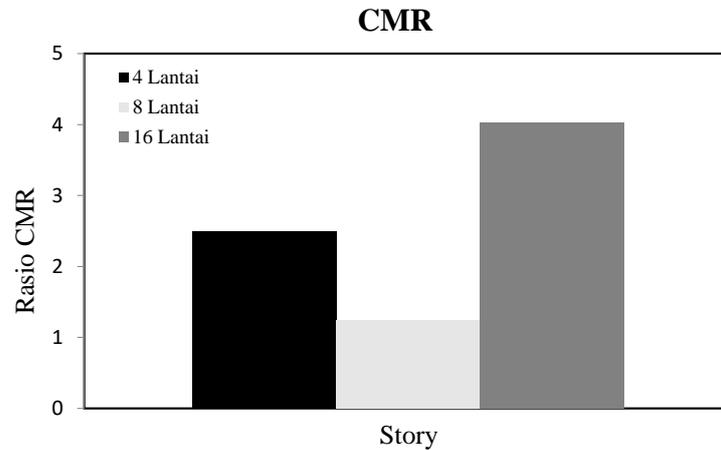


Gambar 4.4: Grafik *Probability Of Collapse* untuk model 4, 8 dan 16 lantai

Dari Gambar diatas merupakan grafik probability of collapse. Diambil nilai probabilitas 50% untuk setiap model gedung, dimana diperoleh nilai probability of collapse pada 4 lantai adalah 3.75 g, untuk 8 lantai adalah 1.2 g dan 16 lantai adalah 2.06 g.

4.3.4 Collapse Margin Ratio (CMR)

Setelah diperoleh nilai *probability of collapse* disetiap model pada nilai mediannya, maka selanjutnya dilakukan analisa *collapse margin ratio* dengan membandingkan nilai median pada *probability of collapse* dengan percepatan *spektra MCE*. Perbandingan hasil *collapse margin ratio* dapat dilihat pada grafik dibawah ini.



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

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

Tabel 4.4: Nilai perbandingan *collapse margin ratio* untuk masing masing lantai

Story	Results					Criteria	
	Ω	μ_T	CMR	SSF	ACMR	Nilai	OK/Tidak OK
4	2.5	7.69	2.5	1.43	3.57	1.52	OK
8	2.5	5.19	1.25	1.46	1.83	1.52	OK
16	2.5	3.78	4.03	1.56	6.30	1.52	OK

Pada tabel diatas nilai perbandingan *collapse margin ratio* untuk ketiga model bangunan. Nilai CMR terbesar ada pada 16 lantai kemudian berturut-turut 4 lantai dan 8 lantai, dapat dilihat pada diagram batang Gambar 4.5.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

1. Hasil analisa pada model gedung 8 lantai yang berupa kurva IDA membutuhkan RSA terkecil untuk mengalami keruntuhan dibandingkan model gedung 4 lantai dan 16 lantai. Artinya model gedung 8 lantai memiliki kinerja keruntuhan yang sangat rentan dibandingkan tipe model gedung lainnya dan model gedung 4 lantai memiliki kinerja keruntuhan paling baik dari semua model gedung yang di analisis.
2. Pada hasil analisis kurva kerapuhan yang di ambil nilai mediannya di dapat model gedung 4 lantai paling besar yaitu 3.75 g dalam mengalami kerusakan dan model gedung 8 lantai mengalami kerusakan paling kecil yaitu 1.20 g dengan RSA yang sama untuk 20 jenis rekaman gempa *fling*.

5.2 Saran

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

DAFTAR PUSTAKA

- Abidin, Zainal, Senot Sangadji, dan Agus Supriyadi. 2018. "Analisis Dinamik Riwayat Waktu Nonlinier Skew Bridge." *Matriks Teknik Sipil* 6(2).
- Budiono, Bambang, dan Lucky Supriatna. 2011. "Studi komparasi desain bangunan tahan gempa dengan menggunakan SNI 03-1726-2002 dan RSNI 03-1726-201X." *Bandung: penerbit ITB*.
- Candra, Yovi. 2017. "Analisa Nilai Simpangan Horizontal (Drift) Pada Struktur Tahan Gempa Menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentrik Type Braced V." *Teras Jurnal* 7(2): 301–12.
- Dewobroto, Wiryanto. 2005. "Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover." *Universitas Pelita Harapan*.
- Faisal, Ade. 2020. "Pengaruh getaran gempa yang mengandung efek pulse dan tanpa pulse pada struktur tidak simetris sebidang." *KUMPULAN BERKAS KEPANGKATAN DOSEN*.
- Heshmati, Mahdi, Alireza Khatami, dan Hamzeh Shakib. 2021. "FEMA P695 methodology for safety margin evaluation of steel moment resisting frames subjected to near-field and far-field records." *SN Applied Sciences* 3(2): 1–21.
- Iervolino, Iunio, dan Gaetano Manfredi. 2008. "A review of ground motion record selection strategies for dynamic structural analysis." *Modern testing techniques for structural systems*: 131–63.
- Kalkan, Erol, dan Sashi K Kunnath. 2006. "Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings." *Earthquake spectra* 22(2): 367–90.
- Lukmansa, Indra. 2015. "Studi Perbandingan Perencanaan Struktur Baja Menggunakan Profil Biasa Dan Profil Kastela pada Proyek Gedung PGN di Surabaya." *EXTRAPOLASI* 8(02).
- Mahendrayu, Betania, dan Wahyu Kartini. 2019. "Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (Srpmk) Struktur Beton Bertulang Pada Gedung Graha Siantar Top Surabaya." *Kern: Jurnal Ilmiah Teknik Sipil* 2(2).
- Muliadi, Muliadi, Mochammad Afifuddin, dan Teuku Budi Aulia. 2018. "ANALISIS SIMPANGAN ANTAR LANTAI PADA BANGUNAN MENGGUNAKAN BASE ISOLATOR DI WILAYAH GEMPA." *Jurnal Teknik Sipil dan Teknologi Konstruksi* 3(4).
- Mustafa, Badrul. 2010. "Analisis Gempa Nias Dan Gempa Sumatera Barat Dan

Kesamaannya Yang Tidak Menimbulkan Tsunami.” *Jurnal Ilmu Fisika/ Universitas Andalas* 2(1): 44–50.

Nasional, Pusat Studi Gempa. 2017. “Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia 2017.” *Pusat Litbang Perumahan dan Pemukiman, Kemen PUPR*.

Pawirodikromo, Widodo. 2012. “Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan.” *Yogyakarta: Pustaka Pelajar*.

Salim, M Afif, dan Agus B Siswanto. 2018. “Rekayasa Gempa.” *K-Media, Yogyakarta*.

Sampakang, Jusak Jan, Ronny E Pandaleke, Jorry D Pangouw, dan Lelyani Kin Khosama. 2013. “Perencanaan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Pada Komponen Balok–kolom Dan Sambungan Struktur Baja Gedung Bpjn XI.” *Jurnal Sipil Statik* 1(10).

Suswanto, Budi, Aniendhita Rizki Amalia, Isdarmanu, dan Fajri Aulia. 2018. “Studi Perilaku Struktur Eccentrically Braced Frame (EBF) Akibat Beban Gempa dan Beban Siklik.” *Rekayasa Teknik Sipil Universitas Madura* 6(2): 25–32.

Vamvatsikos, Dimitrios, dan C Allin Cornell. 1966. “Application of Incremental Dynamic Analysis To an.” (Figure 1): 1–12.

LAMPIRAN

A.1. Perhitungan Pembebanan Struktur

Dalam tugas akhir ini, tipe beban yang digunakan adalah beban gravitasi. Adapaun beban gravitasi yang bekerja pada struktur adalah sebagai berikut.

- ❖ Beban mati = Berat struktur sendiri, dihitung secara otomatis di Etabs
- ❖ Beban mati tambahan (SDL)
 - Lantai tipikal = $0,72 \text{ KN/m}^2$
 - Lantai atap = $0,47 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Beban Hidup (Live)
 - Lantai tipikal = $2,39 \text{ KN/m}^2$
 - Lantai atap = $1,43 \text{ KN/m}^2$

A.2. Syarat Perioda Struktur

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

❖ Model 1

Data struktur :

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

Tabel L.1 : Kontrol perioda getar alami struktur model 1

Arah Y				
$T_{a \min} = C_t \cdot h_n^x$	$T_{a \max} = C_u \cdot T_a$	T (Etabs)	T pakai	Kontrol
0.646 s	0.905 s	0.327 s	0.646 s	Ok

Berdasarkan tabel L.1, perioda alami struktur yang digunakan adalah harus dikontrol menggunakan $T_{a \min}$ dan $T_{a \max}$ sehingga digunakan perioda yaitu 0,646 pada model 1.

❖ Model 2

Data struktur :

- Tinggi lantai bawah : 5,486 m
- Tinggi lantai tipikal : 4,267 m
- Hn : 35,3568 m
- Cu : 1,4
- Ct : 0,0731
- X : 0,75

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

Arah Y				
$T_{a \min} = C_t \cdot h_n^x$	$T_{a \max} = C_u \cdot T_a$	T (Etabs)	T pakai	Kontrol
1.060 s	1.484 s	0.821 s	1.060 s	Ok

Berdasarkan tabel L.2, perioda alami struktur yang digunakan adalah harus dikontrol menggunakan $T_{a \min}$ dan $T_{a \max}$ sehingga digunakan perioda yaitu 1,060 pada model 2.

❖ Model 3

Data struktur :

- Tinggi lantai bawah : 5,486 m
- Tinggi lantai tipikal : 4,267 m
- H_n : 69,494 m
- C_u : 1,4
- C_t : 0,0731
- X : 0,75

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

Arah Y				
$T_{a \min} = C_t \cdot h_n^x$	$T_{a \max} = C_u \cdot T_a$	T (Etabs)	T pakai	Kontrol
1.759 s	2.463 s	0.899 s	1.759 s	Ok

Berdasarkan tabel L.3, perioda alami struktur yang digunakan adalah harus dikontrol menggunakan $T_{a \min}$ dan $T_{a \max}$ sehingga digunakan perioda yaitu 1,759 pada model 3.

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).

Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1.601	0	0.8361	0.00%	83.61%
Modal	2	1.18	0.8355	0	83.55%	83.61%
Modal	3	0.972	0	0	83.55%	83.61%
Modal	4	0.626	0	0.1306	83.55%	96.67%
Modal	5	0.454	0.1229	0	95.83%	96.67%
Modal	6	0.38	0	8.05E-06	95.83%	96.67%
Modal	7	0.367	0	0.0229	95.83%	98.96%
Modal	8	0.267	0.03	0	98.84%	98.96%
Modal	9	0.244	0	0.0104	98.84%	100.00%
Modal	10	0.23	0	2.38E-05	98.84%	100.00%
Modal	11	0.178	0.0116	0	100.00%	100.00%
Modal	12	0.158	0	2.26E-06	100.00%	100.00%

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

Mode	Presentasi	CQC < 15%	SRSS >15%
1 & 2	26.30	Not OK	OK
3 & 4	17.63	Not OK	OK
4 & 5	35.60	Not OK	OK
5 & 6	27.48	Not OK	OK
6 & 7	16.30	Not OK	OK
7 & 8	3.42	OK	Not OK
8 & 9	27.25	Not OK	OK
9 & 10	8.61	OK	Not OK
10 & 11	5.74	OK	Not OK
11 & 12	22.61	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).

Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.887	0	0.7977	0%	80%
Modal	2	0.821	0.7889	0	79%	80%
Modal	3	0.652	0	0	79%	80%
Modal	4	0.325	0	0.1326	79%	93%
Modal	5	0.287	0.1238	0	91%	93%
Modal	6	0.233	0	0	91%	93%
Modal	7	0.186	0	0.0339	91%	96%
Modal	8	0.158	0.0445	0	96%	96%
Modal	9	0.131	0	0	96%	96%
Modal	10	0.127	0	0.0195	96%	98%
Modal	11	0.102	0.0222	0	98%	98%
Modal	12	0.097	0	0.0075	98%	99%

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

Mode	Presentasi	CQC < 15%	SRSS >15%
1 & 2	7.44	OK	Not OK
3 & 4	20.58	Not OK	OK
4 & 5	50.15	Not OK	OK
5 & 6	11.69	OK	Not OK
6 & 7	18.82	Not OK	OK
7 & 8	20.17	Not OK	OK
8 & 9	15.05	Not OK	OK
9 & 10	17.09	Not OK	OK
10 & 11	3.05	OK	Not OK
11 & 12	19.69	Not OK	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).

Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1.223	0.7275	0	0.7275	0
Modal	2	0.899	0	0.7132	0.7275	0.7132
Modal	3	0.629	0	0	0.7275	0.7132
Modal	4	0.454	0.1286	0	0.8561	0.7132
Modal	5	0.319	0	0.1634	0.8561	0.8766
Modal	6	0.264	0.0566	0	0.8561	0.8766
Modal	7	0.223	0	0	0.8561	0.8766
Modal	8	0.179	0	0.0538	0.8561	0.9303
Modal	9	0.174	0.0303	0	0.8561	0.9303
Modal	10	0.126	0.0152	0	0.8561	0.9303
Modal	11	0.126	0	0.0234	0.8561	0.9537
Modal	12	0.125	0	0	0.8561	0.9537

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

Mode	Presentasi	CQC < 15%	SRSS >15%
1 & 2	26.49	Not OK	OK
3 & 4	30.03	Not OK	OK
4 & 5	27.82	Not OK	OK
5 & 6	29.74	Not OK	OK
6 & 7	17.24	Not OK	OK
7 & 8	15.53	Not OK	OK
8 & 9	19.73	Not OK	OK
9 & 10	2.79	OK	Not OK
10 & 11	27.59	Not OK	OK
11 & 12	0.00	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 (Etabs).

Mass Summary by Story		
Story	UX	UY
	kg	kg

Mass Summary by Story		
Story	UX	UY
	kg	kg
Story4	489070.7	489070.7
Story3	600776.3	600776.3
Story2	606256.5	606256.5
Story1	616140	616140
Total	2312244	2312244

Dari hasil perhitungan Etabs diatas, total dari berat keseluruhan gedung dan termasuk beban yang ada adalah 2312244 Kg

A.4.2. Berat sendiri struktur (Model 2)

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

Mass Summary by Story		
Story	UX	UY
	kg	kg
Story8	486412.2	486412.19
Story7	597061.1	597061.05
Story6	598216.4	598216.39
Story5	598579.7	598579.67
Story4	605393.1	605393.13
Story3	610786.6	610786.57
Story2	613316.8	613316.8
Story1	619613.5	619613.47
Total	4729379	4729379.27

Dari hasil perhitungan Etabs diatas, total dari berat keseluruhan gedung dan termasuk beban yang ada adalah 4729379 Kg

A.4.3. Berat sendiri struktur (Model 3)

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

Mass Summary by Story		
Story	UX	UY
	kg	kg
Story16	487074.9	487074.9
Story15	597762.3	597762.3
Story14	600162.5	600162.5
Story13	602619.8	602619.8
Story12	610365.2	610365.2
Story11	615470.4	615470.4
Story10	620214.4	620214.4
Story9	625029.8	625029.8
Story8	632555.7	632555.7
Story7	639529.7	639529.7
Story6	640108.7	640108.7
Story5	640528.5	640528.5
Story4	648011.2	648011.2
Story3	653717.9	653717.9
Story2	660523.5	660523.5
Story1	679531.3	679531.3
Total	9953206	9953206

Dari hasil perhitungan Etabs diatas, total dari berat keseluruhan gedung dan termasuk beban yang ada adalah 9953206 Kg

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

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

Model 1

❖ Data Struktur :

- S_{D1} : 0,680 g
- S_{Ds} : 1,000 g
- R : 8
- I_e : 1
- S_1 : 0,600 g

$$\diamond \text{ Cs Hitung : } C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

: 0,125

$$\diamond \text{ Cs Max : } C_{S \max} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

: 0,131

$$\diamond \text{ Cs Min : } C_{S \min} = \frac{0.5 \times S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

: 0,0375

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

Arah Y				
Arah Y	Cs Hitung	Cs Minimum	Cs Maksimum	Cs Pakai
	0.125 s	0.038 s	0.131 s	0.125

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

Maka gaya geser dasar struktur gedung model 1 adalah :

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,125 \times 22659,987 \text{ KN}$$

$$V = 2832,498 \text{ KN}$$

$$\text{Ket : } W_t = 2312244,57 \text{ Kg} \times 0,0098$$

$$W_t = 22659,987 \text{ KN}$$

\diamond Penentuan nilai k

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

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

2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

Tabel L.14 Penentuan nilai k

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

Hasil interpolasi dari kedua periode adalah 1.20252, maka nilai k yang digunakan adalah 1.20252.

Tabel L.15 : Nilai story shear untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 1

Lantai	Berat (KN) W_x	Tinggi Lantai h_x	$W_x \cdot h_x^k$	Force	Story Shear (Fx)
Story 4	4792.89	18.288	108440.81	976.41	976.41
Story 3	5887.61	14.02	100152.91	901.78	1878.19
Story 2	5941.31	9.753	68462.95	616.45	2494.64
Story 1	6038.17	5.486	37522.97	337.86	2832.50
Hasil	22659.99		314579.64		

Berdasarkan Tabel L.15 diatas, dapat dilihat bahwasanya nilai gaya geser pada lantai 1 untuk struktur model 1 adalah 2832,50 KN.

Model 2

❖ Data Struktur :

- S_{D1} : 0,680 g
- S_{DS} : 1,000 g
- R : 8
- I_e : 1
- S_1 : 0,600 g

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

: 0,125

$$\diamond \text{ Cs Max} : C_{S \max} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

: 0,080

$$\diamond \text{ Cs Min} : C_{S \min} = \frac{0.5 \times S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

: 0,0375

Tabel L.16 : Nilai Cs untuk Model 2 (R=8)

Arah Y				
Arah Y	Cs Hitung	Cs Minimum	Cs Maksimum	Cs Pakai
	0.125 s	0.038 s	0.080 s	0.080

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

Maka gaya geser dasar struktur gedung model 2 adalah :

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,080 \times 46347,917 \text{ KN}$$

$$V = 3716,867 \text{ KN}$$

$$\text{Ket : } W_t = 4729379,27 \text{ Kg} \times 0,0098$$

$$W_t = 46347,917 \text{ KN}$$

❖ Penentuan nilai k

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

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

Tabel L.17 Penentuan nilai k

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

Hasil interpolasi dari kedua periode adalah 1.279959, maka nilai k yang digunakan adalah 1.279959.

Tabel L.18 : Nilai story shear untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 2

Lantai	Berat (KN) W_x	Tinggi Lantai h_x	$W_x * h_x^k$	Force	Story Shear (F_x)
Story 8	4766.84	35.3568	457311.46	762.200126	762.2001
Story 7	5851.20	31.0896	476135.62	793.5743	1555.7744
Story 6	5862.52	26.8224	394913.95	658.2023	2213.9768
Story 5	5866.08	22.5552	316554.15	527.6002	2741.5770
Story 4	5932.85	18.288	244784.71	407.9822	3149.5592
Story 3	5985.71	14.0208	175767.05	292.9506	3442.5098
Story 2	6010.50	9.7563	110957.11	184.9320	3627.4418
Story 1	6072.21	5.4864	53654.29	89.4255	3716.8673
	46347.92		2230078.3		

Berdasarkan Tabel L.18 diatas, dapat dilihat bahwasanya nilai gaya geser pada lantai 1 untuk struktur model 2 adalah 3716,86 KN.

Model 3

❖ Data Struktur :

- S_{D1} : 0,680 g
- S_{DS} : 1,000 g
- R : 8
- I_e : 1
- S_1 : 0,600 g

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

: 0,125

$$\text{❖ Cs Max : } C_{S \max} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

: 0,043

$$\text{❖ Cs Min : } C_{S \min} = \frac{0.5 \times S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

: 0,038

Tabel L.19 : Nilai Cs untuk Model 3 (R=8)

Arah Y				
Arah Y	Cs Hitung	Cs Minimum	Cs Maksimum	Cs Pakai
	0.125 s	0.038 s	0.043 s	0.043

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

Maka gaya geser dasar struktur gedung model 3 adalah :

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,043 \times 97541,415 \text{ KN}$$

$$V = 4157,867 \text{ KN}$$

$$\text{Ket : } W_t = 9953205,65 \text{ Kg} \times 0,0098$$

$$W_t = 97541,415 \text{ KN}$$

❖ Penentuan nilai k

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

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

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

Tabel L.20 Penentuan nilai k

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

Hasil interpolasi dari kedua periode adalah 1.629731, maka nilai k yang digunakan adalah 1.629731.

Tabel L.21 : Nilai story shear untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 2

Lantai	Berat (kg) W_x	Tinggi Lantai h_x	$W_x * h_x^k$	Force	Story Shear (F_x)
Story 16	4773.33	69.4944	4794064.89	507.42	507.42
Story 15	5858.07	65.2272	5306213.93	561.63	1069.05
Story 14	5881.59	60.96	4771308.41	505.01	1574.06
Story 13	5905.67	56.6928	4256451.85	450.52	2024.57
Story 12	5981.58	52.4256	3794971.02	401.67	2426.25
Story 11	6031.61	48.1584	3332234.38	352.69	2778.94
Story 10	6078.10	43.8912	2886694.57	305.54	3084.48
Story 9	6125.29	39.624	2462456.04	260.63	3345.11
Story 8	6199.05	35.3568	2069753.89	219.07	3564.18
Story 7	6267.39	31.0896	1696865.58	179.60	3743.78
Story 6	6273.07	26.8224	1335199.71	141.32	3885.10
Story 5	6277.18	22.5552	1007377.31	106.62	3991.73
Story 4	6350.51	18.288	724101.77	76.64	4068.37
Story 3	6406.43	14.0208	473747.82	50.14	4118.51
Story 2	6473.13	9.7563	265083.50	28.06	4146.57
Story 1	6659.41	5.4864	106727.18	11.30	4157.867
Total	97541.42		39283251.83		

Berdasarkan Tabel L.18 diatas, dapat dilihat bahwasanya nilai gaya geser pada lantai 1 untuk struktur model 3 adalah 4157,867 KN.

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

Tabel L.22 : Hasil analisa koreksi story shear dengan 35% base shaer dengan redundansi 1,3, dan nilai R=8, Untuk model 1.

Story	V _x	35% Base Shear	Kontrol
4	976.4091	991.4	TIDAK OK
3	1878.193	991.4	OK
2	2494.639	991.4	OK
1	2832.498	991.4	OK
Base	0	0	OK

Tabel L.23 : Hasil analisa koreksi story shear dengan 35% base shaer dengan redundansi 1,3, dan nilai R=8, Untuk model 2.

Story	V _x	35% Base Shear	Kontrol
8	4766.84	1300.9	OK
7	5851.20	1300.9	OK
6	5862.52	1300.9	OK
5	5866.08	1300.9	OK
4	5932.85	1300.9	OK
3	5985.71	1300.9	OK
2	6010.50	1300.9	OK
1	6072.21	1300.9	OK
Base	0	0	OK

Tabel L.24 : Hasil analisa koreksi story shear dengan 35% base shaer dengan redundansi 1,3, dan nilai R=8, Untuk model 3.

Story	V _x	35% Base Shear	Kontrol
16	4773.33	1455.3	OK
15	5858.07	1455.3	OK
14	5881.59	1455.3	OK

Story	V _x	35% Base Shear	Kontrol
13	5905.67	1455.3	OK
12	5981.58	1455.3	OK
11	6031.61	1455.3	OK
10	6078.10	1455.3	OK
9	6125.29	1455.3	OK
8	6199.05	1455.3	OK
7	6267.39	1455.3	OK
6	6273.07	1455.3	OK
5	6277.18	1455.3	OK
4	6350.51	1455.3	OK
3	6406.43	1455.3	OK
2	6473.13	1455.3	OK
1	6659.41	1455.3	OK
Base	0	0	OK

A.7. Nilai Simpangan Gedung

Tabel L.25 : Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk model 1.

Story	Combo	Direction	δ_{ex}	$\delta_{xe} = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1})$	$\Delta_x = \delta_{xe} \frac{C_{dx}}{I_e}$	h _{sx}	$\frac{\Delta_{ijin}}{0.020} = \frac{\Delta_x}{h_{sx}}$	Cek
			(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	
Lantai 4	Envelope	Y	7.162	1.439	5.8	4268	85.4	OK
Lantai 3	Envelope	Y	5.723	1.962	7.8	4267	85.3	OK
Lantai 2	Envelope	Y	3.761	1.770	7.1	4267	85.3	OK
Lantai 1	Envelope	Y	1.991	1.991	8.0	5486	109.7	OK

Berdasarkan Tabel L.25 diatas, seluruh simpangan antar tingkat sudah memenuhi syarat aman, dengan angka izin $\Delta_{ijin} = 0.020 h_{sx}$.

Tabel L.26 : Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk model 2.

Story	Combo	Direction	δ_{ex}	$\delta_{xe} = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1})$	$\Delta_x = \delta_{xe} \frac{C_{dx}}{I_e}$	h_{sx}	$\Delta_{ijin} = 0.020 h_{sx}$	Cek
			(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 8	Envelope	Y	37.431	2.169	8.7	4267	85.34	OK
Lantai 7	Envelope	Y	35.262	3.987	15.9	4267	85.34	OK
Lantai 6	Envelope	Y	31.275	5.497	22.0	4267	85.34	OK
Lantai 5	Envelope	Y	25.778	6.358	25.4	4267	85.34	OK
Lantai 4	Envelope	Y	19.42	4.755	19.0	4267	85.34	OK
Lantai 3	Envelope	Y	14.665	4.915	19.7	4267	85.34	OK
Lantai 2	Envelope	Y	9.75	4.682	18.7	4267	85.34	OK
Lantai 1	Envelope	Y	5.068	5.068	20.3	5468	109.36	OK

Berdasarkan Tabel L.26 diatas, seluruh simpangan antar tingkat sudah memenuhi syarat aman, dengan angka izin $\Delta_{ijin} = 0.020 h_{sx}$.

Tabel L.27 : Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk model 3.

Story	Combo	Direction	δ_{ex}	$\delta_{xe} = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1})$	$\Delta_x = \delta_{xe} \frac{C_{dx}}{I_e}$	h_{sx}	$\Delta_{ijin} = 0.020 h_{sx}$	Cek
			(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 16	Envelope	Y	44.328	2.015	8.1	4267.2	85.344	OK
Lantai 15	Envelope	Y	42.313	2.720	10.9	4267.2	85.344	OK
Lantai 14	Envelope	Y	39.593	3.009	12.0	4267.2	85.344	OK
Lantai 13	Envelope	Y	36.584	3.489	14.0	4267.2	85.344	OK
Lantai 12	Envelope	Y	33.095	3.313	13.3	4267.2	85.344	OK
Lantai 11	Envelope	Y	29.782	3.384	13.5	4267.2	85.344	OK
Lantai 10	Envelope	Y	26.398	3.166	12.7	4267.2	85.344	OK
Lantai 9	Envelope	Y	23.232	3.197	12.8	4267.2	85.344	OK
Lantai 8	Envelope	Y	20.035	3.091	12.4	4267.2	85.344	OK
Lantai 7	Envelope	Y	16.944	2.975	11.9	4267.2	85.344	OK

Story	Combo	Direction	δ_{ex}	$\delta_{xe} = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1})$	$\Delta_x = \delta_{xe} \frac{C_{dx}}{I_e}$	h_{sx}	$\Delta_{ijin} = 0.020 h_{sx}$	Cek
			(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 6	Envelope	Y	13.969	2.837	11.3	4267.2	85.344	OK
Lantai 5	Envelope	Y	11.132	2.704	10.8	4267.2	85.344	OK
Lantai 4	Envelope	Y	8.428	2.459	9.8	4267.2	85.344	OK
Lantai 3	Envelope	Y	5.969	2.270	9.1	4267.2	85.344	OK
Lantai 2	Envelope	Y	3.699	2.024	8.1	4267.2	85.344	OK
Lantai 1	Envelope	Y	1.675	1.675	6.7	5486.4	109.728	OK

Berdasarkan Tabel L.27 diatas, seluruh simpangan antar tingkat sudah memenuhi syarat aman, dengan angka izin $\Delta_{ijin} = 0.020 h_{sx}$.

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

Tabel L.28 : Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah Y (Model 1).

Story	Kekakuan total	Ki/Ki+1 (%)	Rata-rata Kek. 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr (%)
4	981829.8			
3	1315663.7	134%	1407343.14	
2	1924535.9	146%	1713771.35	137%
1	1901114.4	99%		111%

Tabel L.29 : Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah Y (Model 2).

Story	Kekakuan total	Ki/Ki+1 (%)	Rata-rata Kek. 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr (%)
8	676780.3			
7	883199.4	131%	866701.27	
6	1040124	118%	1044003.02	
5	1208686	116%	1296904.08	139%

Story	Kekakuan total	Ki/Ki+1 (%)	Rata-rata Kek. 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr (%)
4	1641903	136%	1569844.52	157%
3	1858945	113%	1897549.25	143%
2	2191800	118%		140%
1	2355029	107%		124%

Tabel L.30 : Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah Y (Model 3).

Story	Kekakuan total	Ki/Ki+1 (%)	Rata-rata Kek. 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr (%)
16	618482.9			
15	941510.7	152%	928334.45	
14	1225010	130%	1170880.81	
13	1346122	110%	1422210.38	145%
12	1695499	126%	1650203.88	145%
11	1908990	113%	1962044.73	134%
10	2281644	120%	2221696.84	138%
9	2474456	108%	2505955.40	126%
8	2761766	112%	2763905.10	124%
7	3055494	111%	3063230.02	122%
6	3372431	110%	3370592.75	122%
5	3683854	109%	3744931.40	120%
4	4178510	113%	4161481.95	124%
3	4622082	111%	4678423.69	123%
2	5234679	113%		126%
1	6324930	121%		135%

A.9. Pengaruh Efek P-Delta

Tabel L.31 : Hasil analisa P-Delta struktur Model 1 (R=8).

Story	Py kN	Δ_y mm	Ie	Vy kN	hsy mm	Cdx	$\theta_x = \frac{P_x \cdot \Delta_x \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_{dx}}$	Cek
Lt 4	6870.8	5.8	1	1237.0	4268	4	0.003	P- Δ Diabaikan
Lt 3	16067.3	7.8	1	2401.6	4267	4	0.006	P- Δ

Story	Py kN	Δy mm	Ie	Vy kN	hsy mm	Cdx	$\theta_x = \frac{P_x \cdot \Delta_x \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_{dx}}$	Cek
								Diabaikan
Lt 2	25263.2	7.1	1	3218.5	4267	4	0.008	P-Δ Diabaikan
Lt 1	34595.7	8	1	3684.7	5468	4	0.007	P-Δ Diabaikan

Tabel L.32 : Hasil analisa P-Delta struktur Model 2 (R=8).

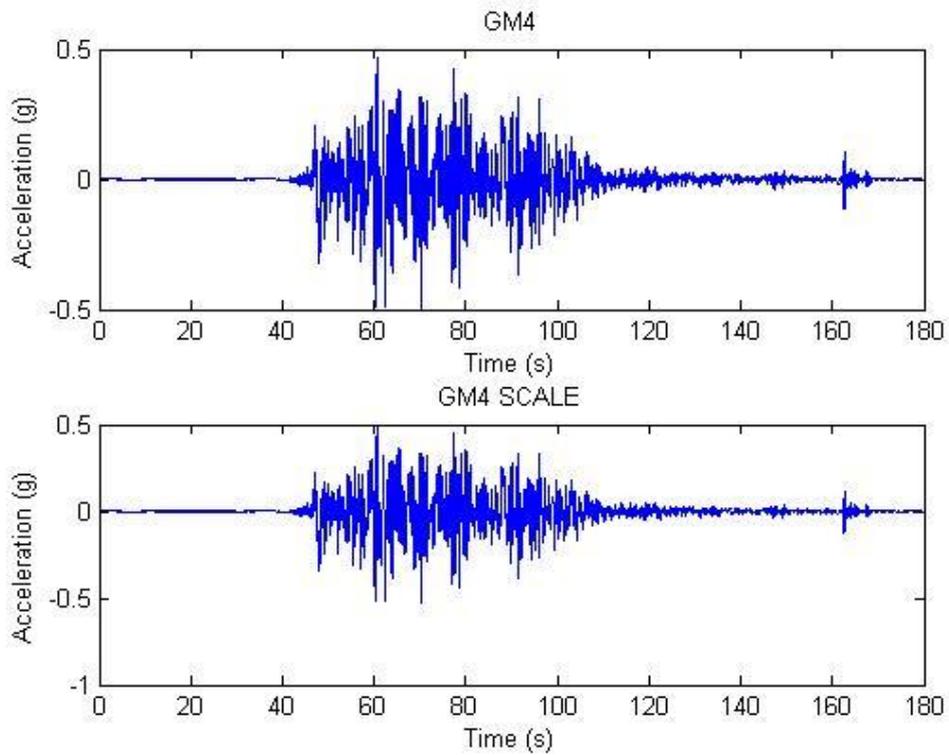
Story	Py kN	Δy mm	Ie	Vy kN	hsx mm	Cdy	$\theta_x = \frac{P_y \cdot \Delta_y \cdot I_e}{V_y \cdot h_{sx}}$	Cek
Story 8	6849.5	8.7	1	1009.7	4267.2	4	0.0034	P-Δ Diabaikan
Story 7	16002.3	15.948	1	2072.8	4267.2	4	0.0072	P-Δ Diabaikan
Story 6	25166.2	21.988	1	2965.8	4267.2	4	0.0109	P-Δ Diabaikan
Story 5	34336.8	25.432	1	3692.5	4267.2	4	0.0139	P-Δ Diabaikan
Story 4	43525.3	19.020	1	4264.6	4267.2	4	0.0114	P-Δ Diabaikan
Story 3	52839.6	19.660	1	4685.0	4267.2	4	0.0130	P-Δ Diabaikan
Story 2	62162.9	18.728	1	4958.8	4267.2	4	0.0138	P-Δ Diabaikan
Story 1	71533.4	20.272	1	5098.0	8486.6	4	0.0084	P-Δ Diabaikan

Tabel L.33 : Hasil analisa P-Delta struktur Model 3 (R=8).

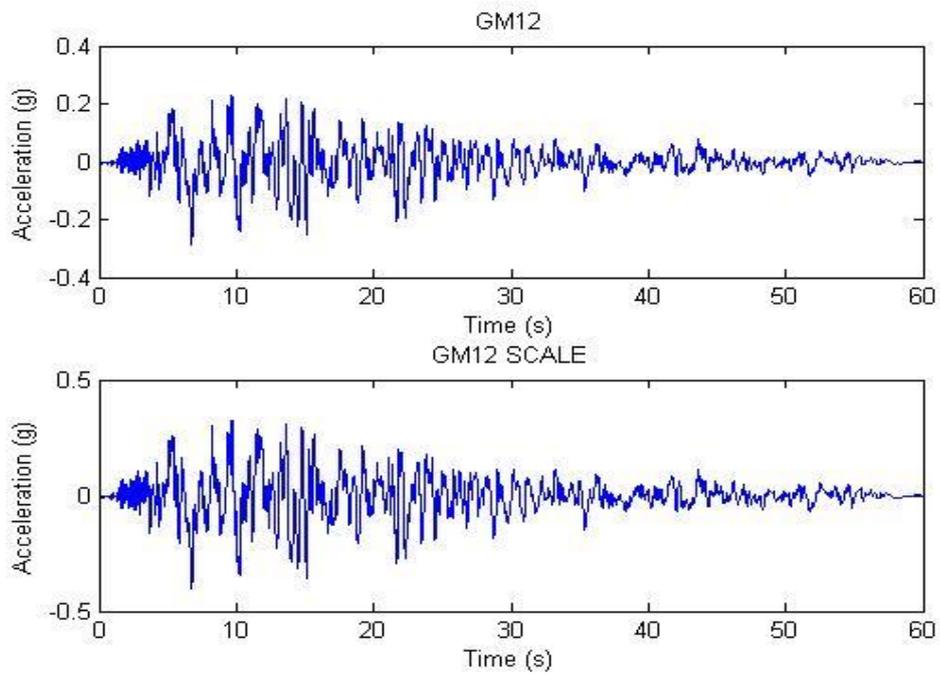
Story	Py kN	Δy mm	Ie	Vy kN	hsy mm	Cdy	$\theta_x = \frac{P_y \cdot \Delta_y \cdot I_e}{V_y \cdot h_{sx} \cdot C_{dy}}$	Cek
Lt 16	6856.9	8.1	1	1085.5	4267.2	4	0.0030	P-Δ Diabaikan
Lt 15	16017.9	10.9	1	2320.2	4267.2	4	0.0044	P-Δ Diabaikan
Lt 14	25178.2	12.0	1	3463.2	4267.2	4	0.0051	P-Δ Diabaikan
Lt 13	34396.4	14.0	1	4515.2	4267.2	4	0.0062	P-Δ Diabaikan
Lt 12	43647.9	13.3	1	5485.2	4267.2	4	0.0062	P-Δ Diabaikan
Lt 11	53017.3	13.5	1	6368.7	4267.2	4	0.0066	P-Δ Diabaikan
Lt 10	62387.4	12.7	1	7165.2	4267.2	4	0.0065	P-Δ Diabaikan
Lt 9	71869.3	12.8	1	7875.2	4267.2	4	0.0068	P-Δ Diabaikan
Lt 8	81361.5	12.4	1	8502.0	4267.2	4	0.0069	P-Δ Diabaikan
Lt 7	91014.0	11.9	1	9045.1	4267.2	4	0.0070	P-Δ Diabaikan
Lt 6	100668.4	11.3	1	9500.5	4267.2	4	0.0070	P-Δ Diabaikan
Lt 5	110332.7	10.8	1	9870.7	4267.2	4	0.0071	P-Δ Diabaikan
Lt 4	120017.9	9.8	1	10161.9	4267.2	4	0.0068	P-Δ Diabaikan
Lt 3	129837.4	9.1	1	10375.5	4267.2	4	0.0067	P-Δ Diabaikan
Lt 2	139656.3	8.1	1	10515.1	4267.2	4	0.0063	P-Δ Diabaikan
Lt 1	149646.3	6.7	1	10587.2	5486.4	4	0.0043	P-Δ Diabaikan

A.10 Ground Motion (Rekaman gempa)

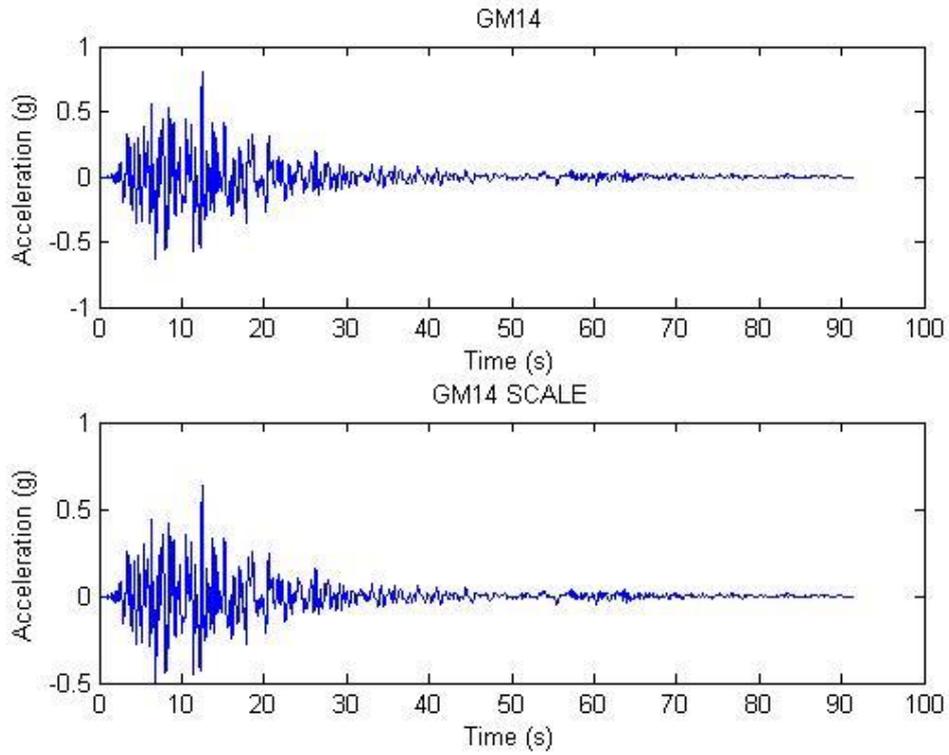
1. Ground motion Chi-chi Taiwan (fling)



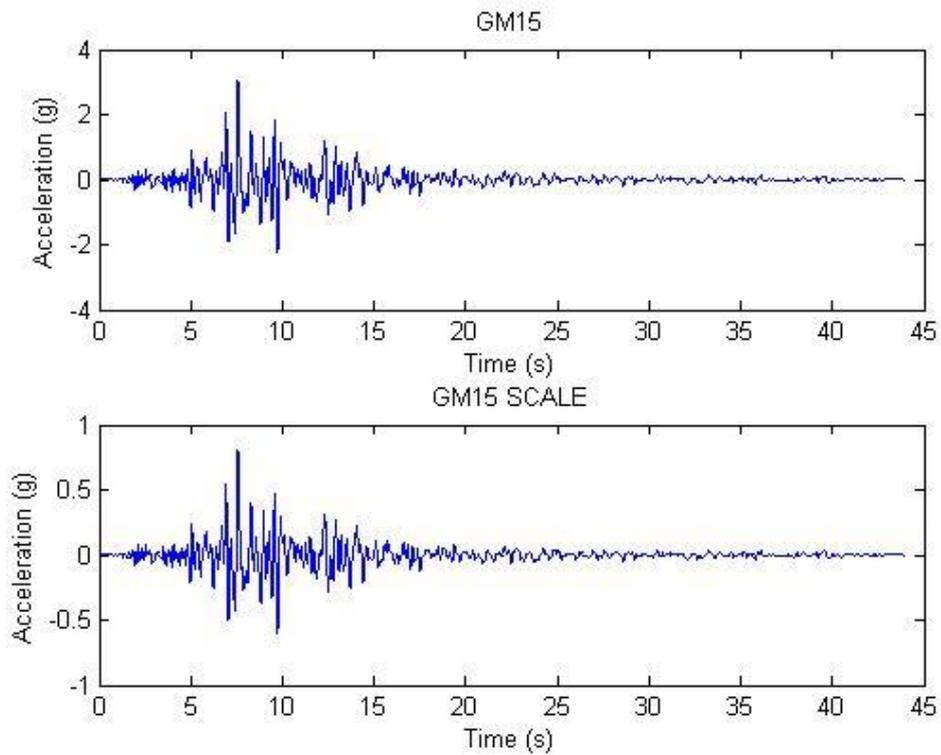
2. Ground Motion Kocaeli Turkey (fling)



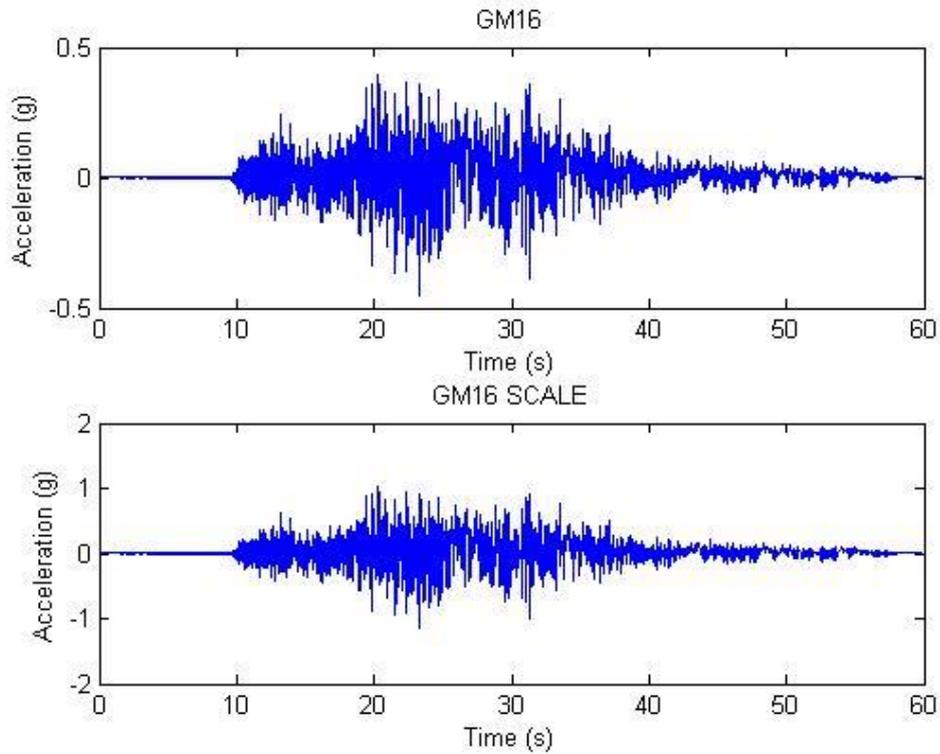
3. Ground Motion Managua Nicaragua-01 (fling)



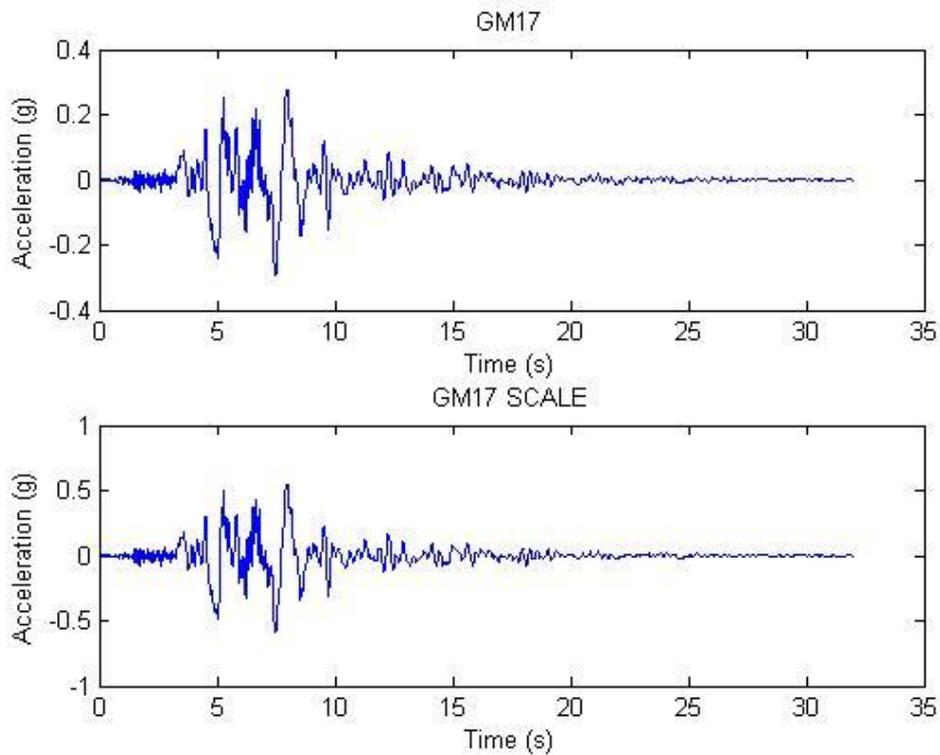
4. Ground Motion Friuli Italy-02 (fling)



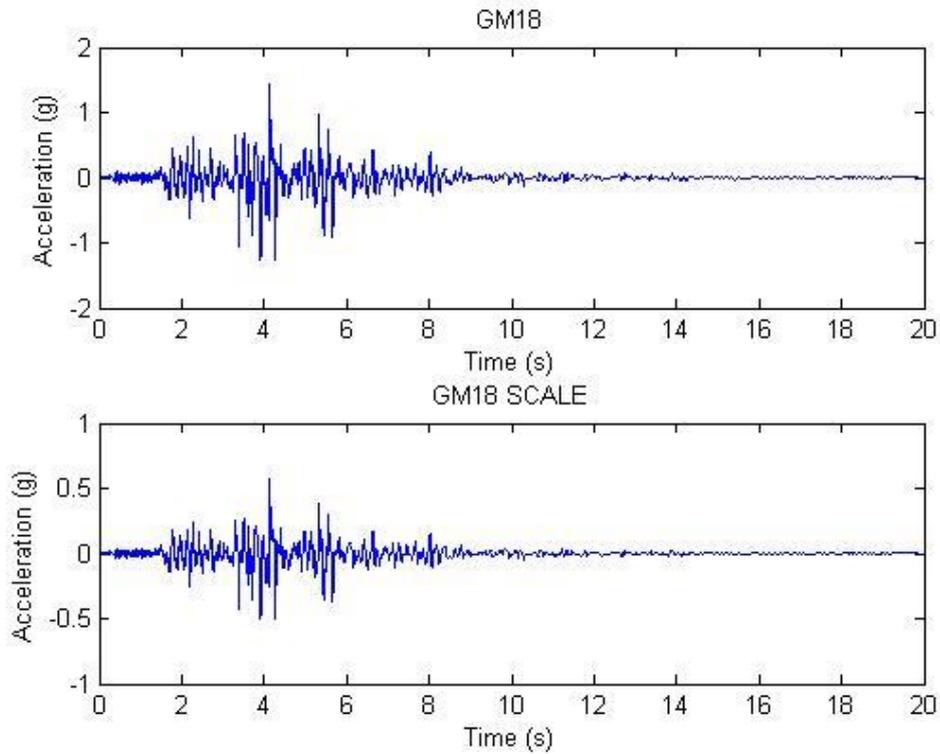
5. Ground Motion Duzce Turkey (fling)



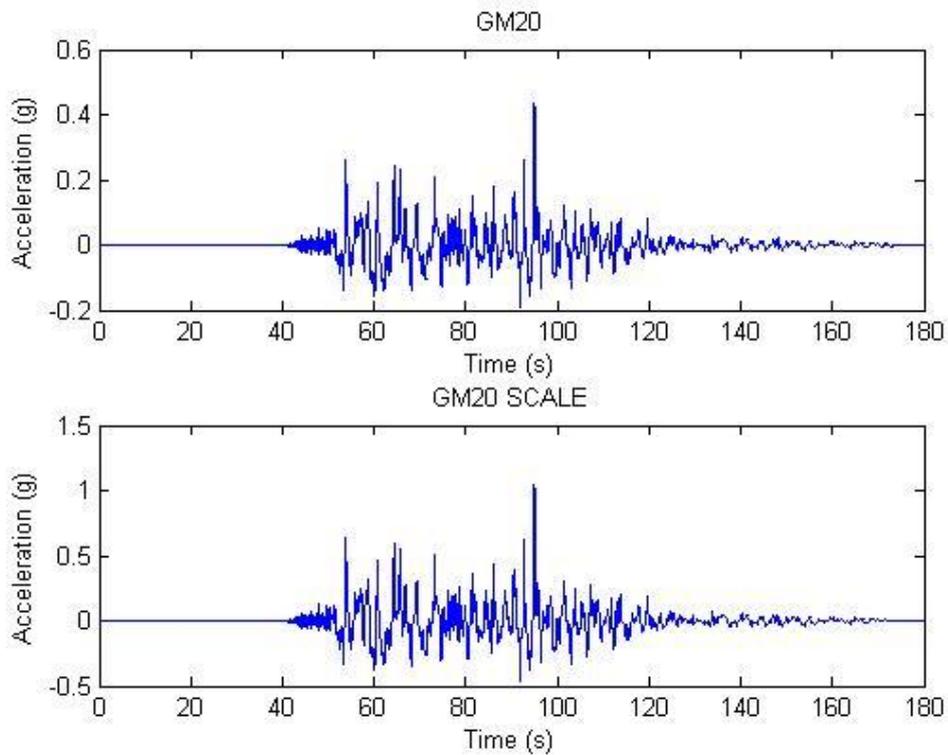
6. Ground Motion Kobe Japan (fling)



7. Ground Motion Northridge-01 (fling)



8. Ground Motion Cape Mendocino (fling)



DAFTAR RIWAYAT HIDUP



Data Diri Penyusun

Nama Lengkap : Wahyu Pratama Putra
Tempat, Tanggal Lahir : Padang Sidempuan, 12 Januari 2000
Jenis Kelamin : Laki-Laki
Alamat : JL. Sabilan Komplek Ar-Rahman Blok F No.27,
Medan, Sumatera Utara
Agama : Islam
Nama Ayah : Mukhlis
Nama Ibu : Erlina Safitri Tanjung
No. Handphone : 081396200257
Email : wahyupratama2047@gmail.com

Riwayat Pendidikan

No	Tingkat Pendidikan	Nama Sekolah	Tahun
1	Taman Kanak-Kanak	TK Pertiwi Padang Sidempuan	2005-2006
2	Sekolah Dasar	SD 070974 Gunungsitoli	2006-2012
3	Sekolah Menengah Pertama	SMPN 1 Gunungsitoli	2012-2015
4	Sekolah Menengah Atas	SMAN 3 Gunungsitoli	2015-2018
5	Perguruan Tinggi (Strata 1)	Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Medan	2018-2022