

TUGAS AKHIR

**RASIO BATAS KERUNTUHAN PADA STRUKTUR BAJA RANGKA
BERBRESING EKSENTRIS DI INDONESIA
(Studi Literatur)**

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

Disusun oleh:

DIMAS BIMA AYUDA
1807210166



UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

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

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Dimas Bima Ayuda
NPM : 1807210166
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Rasio Batas Keruntuhan Pada Struktur Baja Rangka
Bresing Eksentris Di Indonesia (Studi Literatur)

DISETUJUI UNTUK DISAMPAIKAN KEPADA

PANITIA UJIAN SKRIPSI

Medan, 10 Oktober 2022

Dosen pembimbing



Ade Faizal, S.T.M.Sc.,PhD

LEMBAR PERNYATAAN DAN PERSETUJUAN

Kami yang bertanda tangan di bawah ini menerangkan bahwa skripsi yang berjudul
"RASIO BATAS KERUNTUHAN PADA STRUKTUR BAJA RANGKA BERBRESING
EKSENTRIS DI INDONESIA"

Ditulis oleh Mahasiswa/i yang bernama:
Dimas Bima Ayuda (NPM: 1807210166)
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 Batas Keruntuhan Pada Struktur Baja Rangka Berbresing Eksentris
Di Indonesia.

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

Jenis penelitian : ~~Dikti~~; LMSU; Mandiri; ~~Hibah Iainnya~~ (coret yang tidak perlu)

Nomor kontrak : (tidak diisi untuk Penelitian Mandiri)

untuk kemudian disebut sebagai Pihak ke-2.

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

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

Medan, 22 Oktober 2022

Yang membuat pernyataan dan persetujuan:

Pihak ke-2 (Dosen)



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

NIDN: 0123097203

Pihak ke-1 (Mahasiswa/i)



(Dimas Bima Ayuda)

NPM: 1807210166

Diketahui oleh:

Ketua Program Studi Teknik Sipil



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

NIDN: 0127047505

LEMBAR PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Dimas Bima Ayuda
NPM : 1807210166
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Rasio Batas Keruntuhan Pada Struktur Baja Rangka
Bresing Eksentris Di Indonesia (Studi Literatur)
Bidang Ilmu : Struktur

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

Medan, 10 Oktober 2022

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing



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

Dosen Penguji I



Sri Frapanti, ST., MT

Dosen Penguji II



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

Ketua Prodi Teknik Sipil



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

LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Tugas Akhir ini di ajukan Oleh:

Nama : Dimas Bima Ayuda
Tempat, Tanggal Lahir : Kampung Bantan, 25 Desember 1999
Npm : 1807210166
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil

Menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul “Rasio Batas Keruntuhan Pada Struktur Baja Berbresing Eksentris Di Indonesia”.

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 orisinal dan otentik.

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

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

Medan, 10 Oktober 2022
Saya yang menyatakan



Dimas Bima Ayuda

ABSTRAK

RASIO BATAS KERUNTUHAN PADA STRUKTUR BAJA RANGKA BERBRESING EKSENTRIS DI INDONESIA

(Studi Literatur)

Dimas Bima Ayuda

1807210166

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

Indonesia merupakan negara yang cukup rawan akan terjadinya gempa bumi, Oleh sebab itu dibutuhkan sistem struktur penahan beban gempa. Dari berbagai macam sistem struktur pada SNI 1726:2019 digunakan jenis sistem yaitu sistem Bresing Eksentris. Dalam proses perencanaan struktur gedung tahan gempa, struktur baja masih menjadi pilihan utama bagi praktisi teknik sipil sebagai bahan struktur bangunan tahan gempa. Struktur baja juga mampu menghilangkan energi besar untuk menghindari dan meminimalkan terjadinya runtuh. 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 *Pulse* 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} 3.82 g dan S_{MT} 1.5 g lebih besar dibandingkan dengan 8 dan 16 lantai dimana berturut-turut nilai diperoleh S_{CT} 1.39 g dan S_{MT} 0.96 g dan S_{CT} 2.12 g dan S_{MT} 0.51 g. Sedangkan nilai CMR (*collapse margin ratio*) untuk 16 lantai diperoleh 4.14 g lebih besar dibandingkan dengan 8 dan 4 lantai berturut-turut dimana diperoleh nilai 1.44 g dan 2.55 g.

Kata Kunci : Gempa bumi, Gempa Pulse, CMR (*Collapse Margin Rasio*), IDA (*Incremental Dynamic Analysis*)

ABSTRACT

COLLAPSE MARGIN RATIO ON STEEL FRAME STRUCTURES IN ECENTRIC BRACED IN INDONESIA

(Study of Literature)

Dimas Bima Ayuda

1807210166

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

Indonesia is a country that is quite prone to earthquakes, therefore we need a structural system to withstand earthquake loads. Of the various structural systems in SNI 1726:2019, the type of system used is the Eccentric Bracing system. In the process of planning earthquake-resistant building structures, steel structures are still the main choice for civil engineering practitioners as an earthquake-resistant building structure material. Steel structures are also capable of dissipating large amounts of energy to avoid and minimize failure. In this final project, 3 types of eccentrically braced steel structure buildings are modeled, namely 4 floors, 8 floors and 16 floors to be analyzed linearly and nonlinearly. For linear analysis using Bengkulu earthquake on moderate soil and there are 20 pulse earthquake records 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 and RUAUMOKO2D. From the analysis results, the IDA (Incremental Dynamic Analysis) value for the 4th floor obtained SCT 3.82 g and SMT 1.5 g greater than the 8th and 16th floors where the values obtained were SCT 1.39 g and SMT 0.96 g and SCT 2.12 g and SMT 0.51 g. Meanwhile, the CMR (collapse margin ratio) for 16 floors is 4.14 g, which is greater than 8 and 4 floors, respectively, where the values are 1.44 g and 2.55 g.

Keywords: Earthquake, Pulse Earthquake, CMR (Collapse Margin Ratio), IDA (Incremental Dynamic Analysis)

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Evaluasi Kinerja Struktur Baja Berbresing Konsentris Akibat Pengaruh Metode Modifikasi Gerakan Tanah Terhadap Rekaman Gempa Mengandung Pulse Dan Fling”. Sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

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

1. Bapak Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc., PhD. selaku Dosen Pembimbing Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara atas bimbingan, saran serta motivasi yang diberikan dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
2. Ibu Sri Frapanti, S.T., M.T. selaku Dosen Penguji I yang telah banyak memberikan koreksi dan masukkan kepada penulis dalam proses penyelesaian tugas akhir ini.
3. Bapak Assoc.Prof.Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T., M.Sc. selaku Dosen Penguji II dan juga Ketua Program Studi yang telah banyak memberikan koreksi dan masukkan kepada penulis dalam proses penyelesaian tugas akhir ini.
4. Segenap Dosen Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah memberikan dan mengajarkan ilmunya kepada penulis.
5. Teristimewa untuk ke dua orang tua saya Arifin Usman Hrp, Amnestida dan saudara/i kandung saya Fitra Anggun Dayana, Tri Azwa Maulia Zein, Mhd

Dhafy Al-hafiyz, atas dukungan moril maupun materil dan kasih sayang tulus selama ini kepada penulis.

6. Terimakasih kepada teman-teman Earthquake Engineering Research Group dan Bg Afiful Anshori yang telah banyak memberikan pemikiran dan inovasi, membantu dan mengarahkan disetiap masalah yang ditemukan selama riset dan memberikan banyak ilmu dan pengalaman dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
7. Sahabat-sahabat penulis yang tidak mungkin Namanya disebut satu persatu yang telah membantu dan memotivasi selama menyelesaikan tugas akhir ini.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, 10 Oktober 2022

DIMAS BIMA AYUDA

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	ii
ABSTRAK	iii
ABSTRACT	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR NOTASI	xiii
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan penulisan	3
1.4 Ruang Lingkup	4
1.5 Manfaat Penelitian	5
1.6 Sistematika Penulisan	5
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum	7
2.2 Pengerian Gempa Bumi	7
2.3 Ground motion (Getaran Tanah)	8
2.3.1. Gempa Dekat (Near-field)	9
2.3.2. Gempa Pulse	10
2.4 Respon Spektrum	10
2.5 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019	12
2.5.1 Simpangan Lantai (Drift) Akibat Gempa	12

2.6	Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa	13
2.6.1	Perilaku Sistem Struktur yang Diharapkan	14
2.6.2	Waktu Getar Alami Efektif (Perioda Alami)	14
2.7	Struktur Baja	14
2.8	Kekakuan Struktur	14
2.9	Bresing	15
2.9.1	Sistem rangka bracing Konsentris	15
2.9.2	Sistem rangka bracing eksentris	15
2.9.3	Tipe-tipe rangka bracing pada umumnya	16
2.10	Incremental Dynamic Analysis (IDA)	16
2.11	Daktilitas Struktur Bangunan	18
2.12	Program Ruaumoko	19
BAB 3 METODE PENELITIAN		20
3.1	Umum	20
3.2	Permodelan Struktur	21
3.2.1	Data Perencanaan Struktur	21
3.2.2	Konfigurasi Bangunan	22
3.2.3	Dimensi Profil Baja yang digunakan	26
3.3	Collapse Margin Ratio (CMR)	27
3.4	Desain Baja	29
3.4.1.	Kekakuan Tarik	29
3.4.2.	Kekakuan Tekan	30
3.4.3.	Luasan Neto Efektif	30
3.5	Analisis Struktur	30
3.5.1.	Analisa Dinamik Struktur Linier	30
3.5.1.1	Pembebanan	31
3.5.1.2	Respon Spektrum Desain Gempa	31
3.5.1.3	Kombinasi Pembebanan	32
3.6	Analisis Dinamik Struktur Non Linier	33
3.6.1.	Groundmotion Records	33
3.6.2.	Analisa Respon Riwayat waktu	35
3.6.3.	Momen Leleh (My)	38

3.6.4. Kapasitas Rotasi (θ_p)	39
3.6.5. Rotasi Leleh (θ_y)	40
3.6.6. Prosedur Nonlinier pada Bresing Eksentris (EBF)	40
3.7. Pemodelan Balok Link	42
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN	45
4.1 Hasil Model Linear dan Non Linier	45
4.2 Hasil Analisa Linear	45
4.2.1. Respon Spektrum Ragam	45
4.2.2. Koreksi Gempa Dasar Nominal	45
4.2.3. Koreksi Faktor Redudansi	46
4.2.4. Koreksi Gaya Geser Tingkat	46
4.2.5. Nilai Simpangan Gedung	47
4.3 Hasil Analisa Non Linier	47
4.3.1. Incremental Dynamic Analysis (IDA)	47
4.3.2. Analisis Probability of Exceedance	50
4.3.2.1 Perbandingan Kurva kerapuhan C/CP	51
4.3.2.2 Median Kurva Kerapuhan	53
4.3.3. Analisis Probability of Collapse	53
4.3.4. Collaps Margin Ratio (CMR)	54
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	56
5.1. Kesimpulan	56
5.2. Saran	57
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1: Konfigurasi Eccentrically Braced Frames.	2
Gambar 2.1: Skema urutan kejadian gempa bumi.	8
Gambar 2.2: Respon spektra 21 rekaman <i>groun motion</i> dan rata-rata respons <i>spectrum desain</i> dengan $\zeta = 5\%$.	9
Gambar 2.3: Rekaman Gempa Northridge (1994).	9
Gambar 2.4: Rekaman Gempa Northridge <i>Pulse</i> (1994).	10
Gambar 2.5: Triparti Respons Spektrum Gempa El centro NSC dan <i>Smoothed Response Spectrum</i> , c) <i>Smoothed Response Spectrum</i> dari beberapa Gempa	11
Gambar 2.6: <i>Storey drift</i> (Ejaz Ahmad Bhat, 2020).	13
Gambar 2.7: Rangka <i>Bracing</i> Konsentris.	16
Gambar 2.8: Rangka <i>Bracing</i> Eksentris.	16
Gambar 2.10: a) <i>Incremental dynamic analysis</i> , b) penentuan <i>Collapse Prevention</i> pada kurva IDA.	18
Gambar 3.1: Bagan Alur Penelitian.	20
Gambar 3.2: Denah struktur Model.	23
Gambar 3.3: Gambar Proyeksi struktur Model.	25
Gambar 3.4: Ilustrasi kurva kerapuhan dan rasio margin runtuh untuk dua sistem penahan gaya gempa hipotetis – median yang sama tingkat runtuh.	29
Gambar 3. 5: <i>Respon spektrum desain</i> berdasarkan SNI 1726:2019 kota Bengkulu dengan jenis tanah sedang.	32
Gambar 3.6: Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan sebelum diubah menjadi respon spektrum.	36
Gambar 3.7: Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan setelah diubah menjadi respon spektrum.	36
Gambar 3.8: Respon Spektrum dengan 20 daerah gempa setelah diskalakan terhadap respon spektrum di indonesia (Bengkulu).	37
Gambar 3. 9: Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan sebelum dan setelah diskalakan,gambar diatas merupakan gempa tunggal.	37
Gambar 3.10: Skema Pemodelan Analitik Bresing Eksentris (EBF).	41

Gambar 3.11: Kurva Interaksi P-M (Bagian Permukaan luluh)	42
Gambar 4.1: (a) Nilai rata-rata IDA (<i>Incremental Dynamic Analysis</i>) untuk struktur baja dengan bresing eksentris 4 lantai, (b) 8 lantai, (c) 16 lantai dan (d) Nilai rata-rata IDA untuk lantai 4, 8 dan 16 lantai.	49
Gambar 4.2: a) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 4 lantai, b) Grafik probabilitas collapse prevention keruntuhan 4 lantai, c) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 8 lantai, d) Grafik probabilitas collapse prevention keruntuhan 8 lantai, e) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 16 lantai, f) Grafik probabilitas collapse prevention keruntuhan 16 lantai	51
Gambar 4.3: Grafik perbandingan kurva kerapuhan saat <i>collapse</i> dan <i>collapse</i>	52
Gambar 4.4: Grafik Probability Of Collapse untuk model 4, 8 dan 16 lantai	54
Gambar 4.5: Diagram batang <i>Collapse Margin Ratio</i> nilai perbandingan 4, 8 dan 16 lantai.	55

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1: Komponen Struktural Bangunan.	26
Tabel 3.2: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai $\rho=1.3$, $SDS = 1$.	32
Tabel 3.3: Data Rekaman Gempa dengan <i>Pulse</i> .	34
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.	46
Tabel 4.2: Nilai koreksi gaya geser tingkat	47
Tabel 4.3: Nilai RSA(T1) untuk kondisi collapse (4%) dan kondisi collapse prevention (2%).	53
Tabel 4.4: Nilai perbandingan rasio collapse margin ratio untuk masing masing lantai.	55

DAFTAR NOTASI

A	= Percepatan
V	= Kecepatan
SDOF	= <i>Single Degree Of Freedom</i>
MDOF	= <i>Multi Degree Of Freedom</i>
F_y	= Tegangan leleh
F_u	= Tegangan ultimate
MRF	= <i>Moment Resisting Frames</i>
CBF	= <i>Concentric Braced Frames</i>
S_1	= Percepatan batuan dasar pada perioda pendek
S_S	= Percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik
$MCER$	= <i>Maximum Considered Eartquake Ratio</i>
F_a	= Faktor amplikasi getaran pada perioda pendek
F_v	= Faktor amplikasi getaran pada perioda 1 detik
SMS	= Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek
$SM1$	= Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik
T_e	= Waktu getar efektif
K_e	= Kekakuan lateral efektif
V_y	= Kuat leleh bangunan
ρ	= Faktor redudansi
PGA	= <i>Peak Ground Acceleration</i>
RSA T1	= <i>Response Spectra Acceleration T1</i>
DL	= <i>Dead load</i>
LL	= <i>Live load</i>
EX	= <i>Earthquake-X</i>
EY	= <i>Earthquake-Y</i>
CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>

BAB 1

PENDAHULUAN

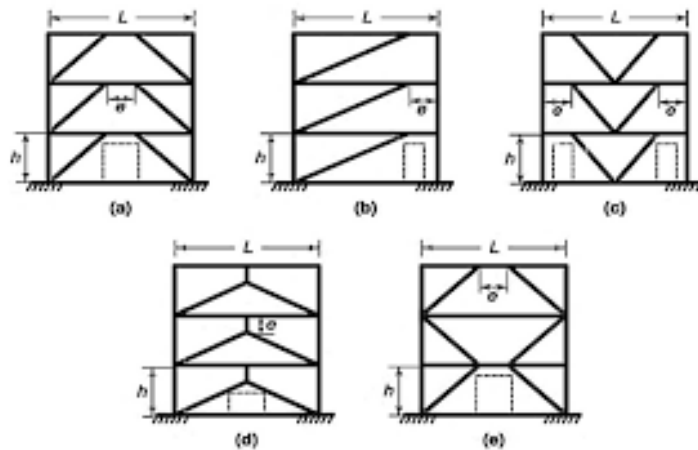
1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan negara yang cukup rawan akan terjadinya gempa bumi, itu dikarenakan Indonesia dilalui oleh jalur pertemuan 3 lempeng tektonik, yaitu: lempeng Indo-Australia, lempeng Eurasia, dan lempeng Pasifik. Indonesia memiliki beberapa sejarah tentang gempa, gempa terbesar yang pernah terjadi di Indonesia merupakan gempa di Aceh dengan kekuatan 9,1-9,3 SR yang disertai dengan Tsunami. 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. Dari berbagai macam sistem struktur pada SNI 1726:2012 digunakan jenis sistem yaitu sistem *Bresing Eksentris*.

Dalam proses perencanaan struktur gedung tahan gempa, struktur baja masih menjadi pilihan utama bagi praktisi teknik sipil sebagai bahan struktur bangunan tahan gempa. Hal ini terjadi karena material baja memiliki kekuatan untuk menahan beban yang relatif tinggi dan sifat elastis baja, yang berkontribusi terhadap daktilitas dan disipasi energi yang lebih baik daripada material beton. (Dewobroto & Wijaya, 2015). Struktur baja juga mampu menghilangkan energi besar untuk menghindari dan meminimalkan terjadinya runtuh. Karena sifat keuletan baja yang dektail, Kekuatan tinggi, kemampuan disipasi yang kuat Energinya bagus, maka struktur bajanya sangat cocok, jika untuk daerah dengan aktivitas seismik tinggi. Jenis-jenis model sistem struktur baja tahan gempa, antara lain: *Momen Resisting Frames (MRF)*, *Concentrically Braced Frames (CBF)*, *Eccentrically Braced Frames (EBF)*, *Buckling Restrained Braced Frames (BRBF)*, dan *Steel Plate Shear Walls (SPSW)*. (Bruneau dkk, 2011).

Eccentrically Braced Frames (EBF) merupakan sistem yang membatasi perilaku inelastik hanya terjadi pada balok link yang berada di antara dua

pengekang eksentrik, sedangkan balok bagian luar, kolom, dan pengekang diagonal tetap elastik selama beban seismik bekerja (Suswanto dkk, 2018). Link didefinisikan sebagai jarak yang dibuat di antara 2 ujung bracing, atau jarak antara bracing dengan kolom, atau jarak antara bracing dengan balok. Panjang link dinotasikan dengan huruf “e”. Fungsi utama dari link adalah sebagai elemen yang didesain mengalami leleh terlebih dahulu dari semua komponen Eccentrically Braced Frames (EBF), yang memiliki kapasitas deformasi plastis dan dapat mendisipasi energi yang dihasilkan oleh gempa bumi, dengan konfigurasi tipe link pada struktur EBF seperti ditunjukkan pada Gambar 1 (Musmar, 2012).



Gambar 1.1 : Konfigurasi Eccentrically Braced Frames.

Terdapat tiga kriteria balok *link* yang dimungkinkan dalam sistem struktur EBF yaitu; *short link*, *intermediate link*, dan *long link*. Kriteria ini ditentukan dari normalisasi panjang link dengan rasio antara kapasitas momen plastis (M_p) dan kapasitas geser plastis (V_p). *Link* dengan rasio panjang kurang dari 1,6 dikategorikan sebagai *short link* atau *link* geser dikarenakan pelelehan geser yang dominan terjadi. *Link* dengan rasio panjang lebih dari 2,6 dikategorikan sebagai *long link* atau *link* lentur disebabkan lebih dominannya pelelehan lentur. Sedangkan *link* dengan rasio panjang di antara 1,6 sampai 2,6 dikategorikan sebagai *intermediate link* atau *link* geser-lentur dikarenakan pelelehan yang terjadi merupakan kombinasi dari geser dan lentur (Richards & Uang, 2005).

Sistem struktur EBF merupakan sistem yang membatasi perilaku inelastik hanya terjadi pada balok *link* yang berada di antara dua pengekang eksentrik, sedangkan bagian balok luar, kolom dan pengekang diagonal tetap elastik selama beban seismik bekerja. Oleh karena itu, sistem EBF dapat memenuhi tingkat daktilitas yang tinggi seperti MRF dan juga dapat memberikan tingkat kekakuan elastis yang tinggi seperti CBF (Daneshmand & Hashemi, 2012).

Suatu struktur bangunan dituntut harus mampu menahan gaya-gaya vertikal (beban gravitasi) dan gaya-gaya horizontal (beban angin maupun beban gempa) baik gempa dengan skala tunggal maupun berulang. Dalam merencanakan suatu struktur bertingkat tahan gempa, salah satu hal yang perlu dipahami adalah konfigurasi bangunan dan pengaruhnya terhadap beban gempa. Pengaruh yang dimaksud adalah kemungkinan perilaku/respon akibat beban gempa. Konfigurasi bangunan merupakan sesuatu yang berhubungan dengan bentuk, ukuran, macam dan penempatan struktur utama bangunan serta macam dan penempatan bagian pengisi atau *nonstructural element*.

1.2 Rumusan Masalah

1. Bagaimana kinerja struktur baja ber bresing eksentris akibat gempa yang mengandung pulse terhadap nilai IDA (*Incremental Dynamic Analysis*).
2. Bagaimana Penerapan rasio batas keruntuhan CMR (*Collapse Margin Rasio*) didalam evaluasi struktur tahan gempa yang mengandung pulse di Indonesia.

1.3 Tujuan penulisan

1. Untuk mengetahui kinerja struktur baja ber bresing eksentris akibat gempa yang mengandung pulse terhadap nilai IDA (*Incremental Dynamic Analysis*).
2. Untuk mengetahui Penerapan rasio batas keruntuhan CMR (*Collapse Margin Rasio*) didalam evaluasi struktur tahan gempa yang mengandung pulse di Indonesia.

1.4 Ruang Lingkup

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

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan :
 - Struktur Baja berbresing eksentris 2 Dimensi pada 4,8,dan 16 lantai yang difungsikan sebagai perkantoran yang terdapat di daerah Bengkulu dengan jenis tanah sedang (SD).
 - Struktur dengan dimensi kolom dan balok yang hanya dianalisa pada batas aman saja, tidak dianalisa sampai ekonomis.
2. Perencanaan struktur baja, pembebanan serta gedung direncanakan berdasarkan:
 - Tata cara perencanaan struktur baja menggunakan Persyaratan Baja Struktural untuk bangunan Gedung SNI 1729:2015.
 - Beban gravitasi menggunakan SNI 1727:2013 dan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPURG) 1987.
 - Beban gempa dan gedung direncanakan menggunakan Standar Perencanaan Tahan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 1726:2019.
3. Analisis menggunakan alat bantu berupa program yaitu:
 - Program Analisa Struktur, untuk menganalisa tahap desain (Analisa Respon Spektrum Linear).
 - PEER NGA, COSMOS untuk mendapatkan rekaman gempa.
 - 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
 - Probability
 - CMR (*Collapse Margin Ratio*)

1.5 Manfaat Penelitian

Dari hasil perencanaan pada evaluasi kinerja struktur Baja Berbresing Eksentris terhadap rekaman gempa mengandung *pulse* maka diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat untuk mengetahui bagaimana cara merencanakan struktur gedung baja dengan Sitem Rangka berpengaku Eksentris.

1.6 Sistematika Penulisan

Adapun sistematika penulisan yang digunakan pada Tugas Akhir ini sebagaiberikut:

BAB 1 PENDAHULUAN

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

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini akan menguraikan penjelasan mengenai mekanisme gempa, konsep perencanaan struktur bangunan baja, analisa rasio batas keruntuhan pada struktur baja berbresing, dan konsep tentang kekuatan bangunan baja terhadap gempa yang terjadi.

BAB 3 PEMODELAN STRUKTUR

Bab ini akan menampilkan bagaimana metodologi penelitian yang digunakan dari awal sampai akhir penelitian dan penjelasan mengenai cara memodelkan dan mendesain struktur bangunan baja dengan sistem rangka berbresing eksentris

terhadap gempa yang terjadi dengan menggunakan Program Analisa Struktur dan RUAOMOKO2D versi 04.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

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

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

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

BAB 2

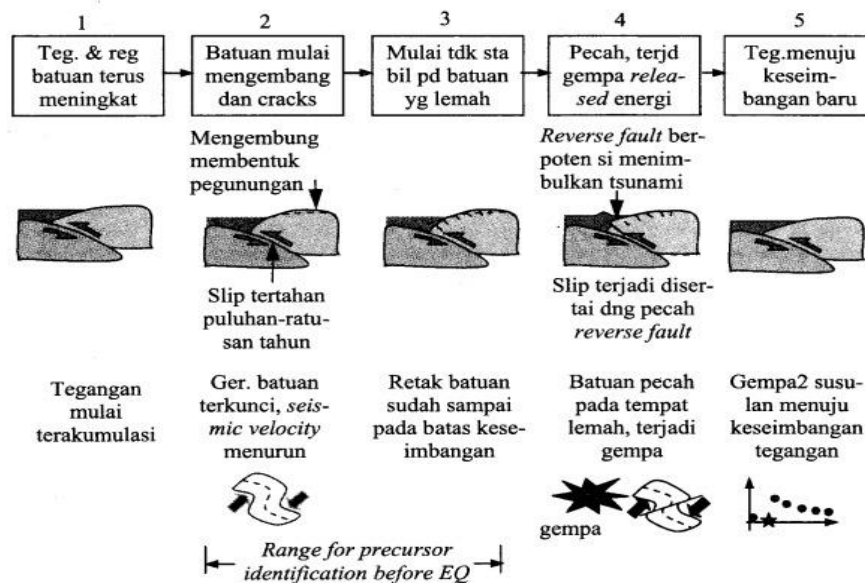
TINJAUAN PUSTAKA

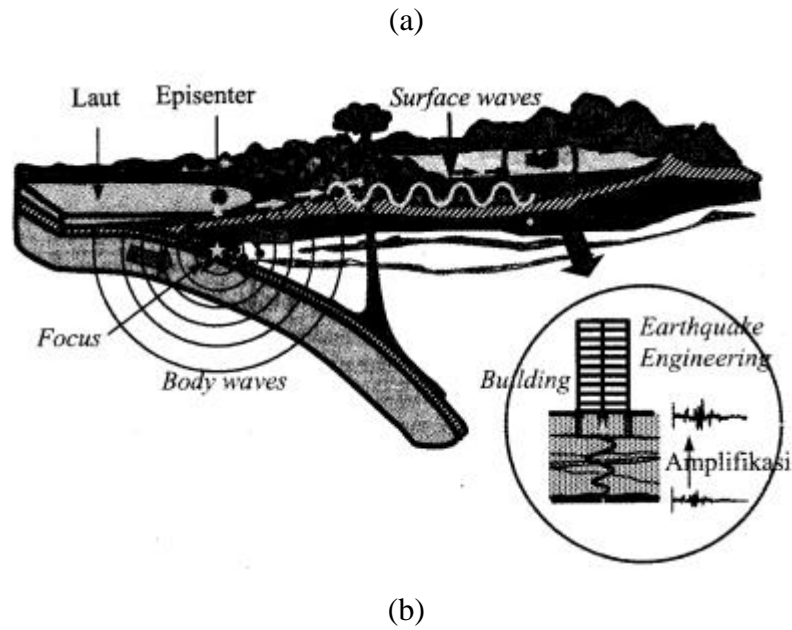
2.1 Umum

Pada Bab ini akan dibahas mengenai teori-teori dasar dan syarat-syarat/ketentuan yang berhubungan dalam perencanaan struktur bangunan yang akan dianalisa, seperti struktur baja, teori gempa, sistem struktur penahan gempa, dan teori-teori terkait lainnya yang berhubungan dengan perhitungan atau analisa data yang diperlukam dalam Tugas Akhir ini.

2.2 Pengerian Gempa Bumi

Gempa bumi adalah bergetarnya permukaan tanah karena pelepasan energi secara tiba-tiba akibat dari pecah/slipnya massa batuan di lapisan kerak bumi. Gerakan atau getaran tanah yang terjadi akibat gempa disebabkan oleh terlepasnya timbunan energi yang tersimpan didalam bumi secara tiba-tiba. Energi yang terlepas ini dapat berbentuk energi potensial, energi kinetik, energi kimia, atau energi regangan elastis. Pada umumnya gempa-gempa yang merusak lebih banyak diakibatkan oleh terlepasnya energi regangan elastis di dalam batuan (*rock*) dibawah permukaan bumi. Energi gempa ini merambat kesegala arah dan juga kepermukaan tanah sebagai gelombang gempa (*seismic wave*), sehingga akan menyebabkan permukaan bumi bergetar (Siswanto, 2018).

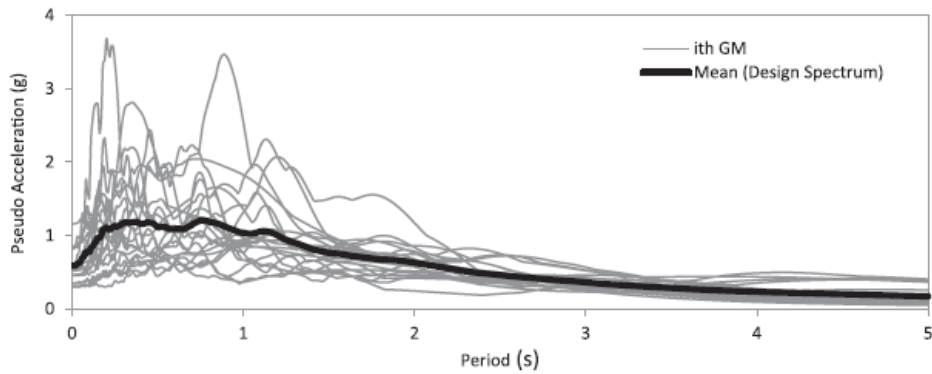




Gambar 2.1: Skema urutan kejadian gempa bumi (Pawirodikromo, 2012).

2.3 *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 dari pada 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). Gambar 2.1 menunjukkan contoh dari 21 rekaman *ground motion* serta respon spektrum desain rata-rata.

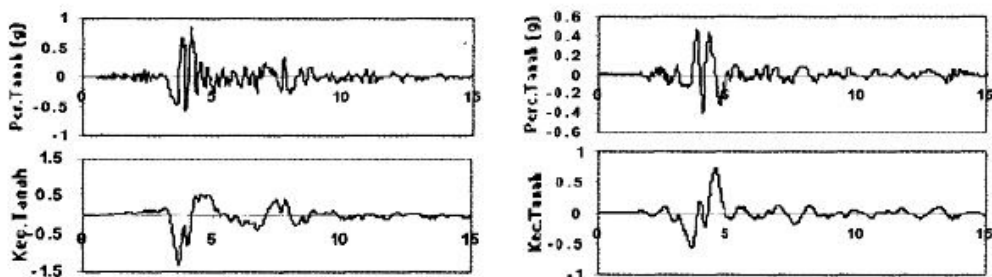


Gambar 2.2: Respon spektra 21 rekaman *groun motion* dan rata-rata respons *spectrum desain* dengan $\zeta = 5\%$ (Shakeri dkk, 2018).

2.3.1. Gempa Dekat (*Near-field*)

(Pawirodikromo, 2012) mengatakan bahwa percepatan tanah gempa dekat umumnya mempunyai 1-2 kali siklus getaran kuat (*strong-vibration cycles/pulse*). Siklus getaran kuat tersebut disebabkan oleh adanya kecepatan rambat patah V_r (*fault rupture velocity*) yang relatif dekat dengan kecepatan gelombang geser V_s . Berapa batasan jarak gempa dekat tersebut tidaklah dapat ditentukan secara pasti. Namun, beberapa peneliti mengindikasikan hanya beberapa sampai belasan kilometer saja.

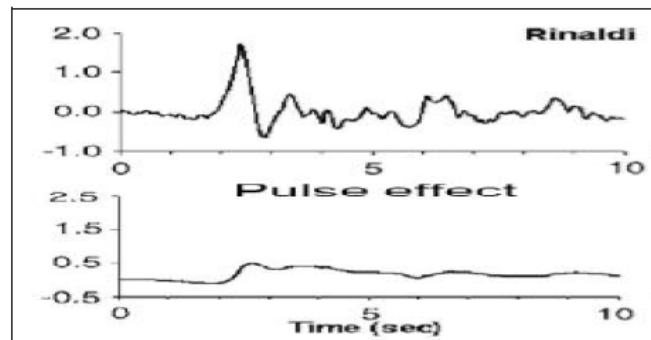
(Kalkan, 2006). memberikan batasan bahwa rekaman gempa *near-fault* adalah gempa yang direkam 15 km dari patahan (*fault rupture*). Contoh rekaman gempa dekat dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.3: Rekaman Gempa Northridge (1994) (Pawirodikromo, 2012).

2.3.2. Gempa *Pulse*

Pawirodikromo (2012) menyebutkan bahwa getaran gempa dekat yang mengandung efek *pulse* dapat menyebabkan bangunan yang tidak direncanakan secara baik akan mengalami kerusakan. Bangunan yang tidak simetris sebidang termasuk yang memiliki resiko rusak bila mengalami gempa dekat.



Gambar 2.4: Rekaman Gempa Northridge *Pulse* (1994) dan Parkfield (1997) (Pawirodikromo, 2012).

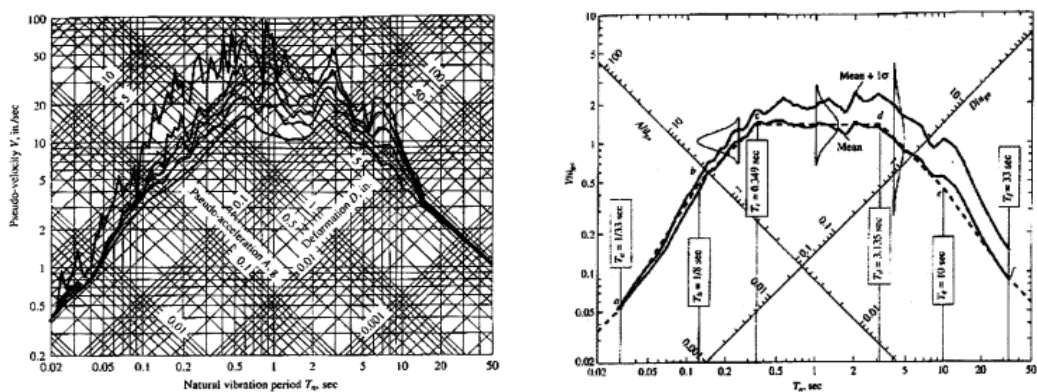
Gambar 2.4 menunjukkan data rekaman gempa yang mengandung *pulse*, pada gambar bagian atas merupakan waktu dengan kecepatan, dapat dilihat bahwa pada waktu ± 2.5 detik terjadi kenaikan yang drastis pada kecepatan rekaman gempa dan pada gambar bagian bawah merupakan waktu dengan perpindahan, dimana pada saat kenaikan kecepatan pada waktu ± 2.5 detik, seketika terjadi juga kenaikan nilai pada perpindahan.

2.4 Respon Spektrum

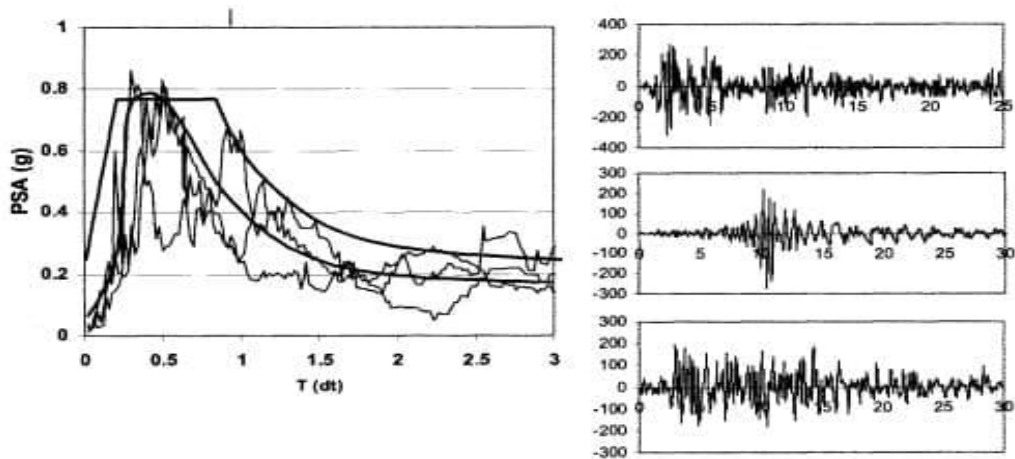
Menurut teori dinamika struktur (*structural dynamics*) salah satu cara untuk menentukan/menghitung simpangan, gaya-gaya dinamik pada struktur derajat kebebasan banyak (*Multi Degree of Freedom, MDOF*) adalah dengan menggunakan metode respons spectrum. Respon spektrum adalah suatu spectrum yang disajikan 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 Respon Spektrum elastik dan Respon Spektrum inelastik. Respon spektrum elastik adalah suatu spectrum yang didasarkan atas respon elastik struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF) berdasarkan rasio redaman dan beban gempa tertentu. Inelastik Respon Spektrum juga disebut desain Respon Spektrum, yaitu spectrum yang diturunkan berdasarkan *elastic respons spectrum* dengan tingkat daktilitas tertentu (Pawirodikromo, 2012).



a)



b)

Gambar 2.5: Triparti Respon Spektrum Gempa El centro NSC dan *Smoothed Response Spectrum*, c) *Smoothed Response Spectrum* dari beberapa Gempa (Chopra, 1995)

2.5 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019

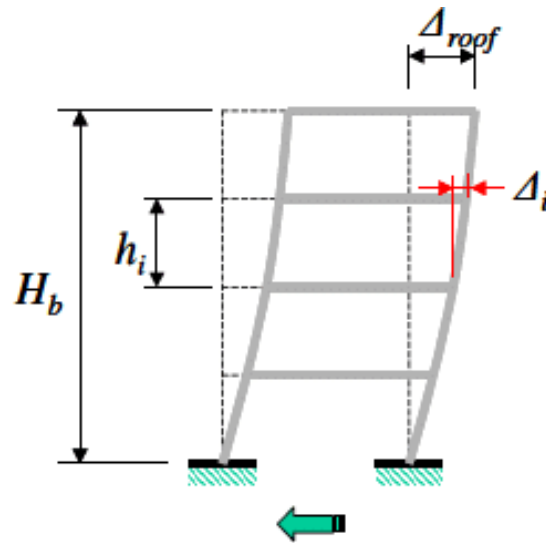
Perencanaan suatu konstruksi gedung harus memperhatikan aspek kegempaan, terutama di Indonesia karena merupakan salah satu daerah dengan zona gempa yang tinggi. Aspek kegempaan tersebut dianalisis berdasarkan peraturan yang berlaku di negara tersebut dan Indonesia memiliki peraturan sendiri dan peta gempanya. Peraturan yang digunakan pada penelitian ini ialah Sni 1726:2019 yang merupakan revisi dari SNI 03-1726-2012.

2.5.1 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 dkk, 2018). Simpangan lateral dari suatu sistem struktur akibat beban gempa adalah sangat penting yang dilihat dari tiga pandangan yang berbeda :

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

Sementara itu Richard (1987) berpendapat bahwa dalam perencanaan bangunan tinggi selalu dipengaruhi oleh pertimbangan lenturan (*deflection*), bukannya oleh kekuatan (*strength*). Simpangan antar tingkat dari suatu titik pada suatu lantai harus ditentukan sebagai simpangan horizontal titik itu, relatif terhadap titik yang sesuai pada lantai yang berada dibawahnya. Untuk menjamin agar kenyamanan para penghuni gedung tidak terganggu maka dilakukan pembatasan-pembatasan terhadap simpangan antar tingkat pada bangunan. Pembatasan ini juga bertujuan untuk mengurangi momen-momen sekunder yang terjadi akibat penyimpangan garis kerja gaya aksial di dalam kolom-kolom (yang lebih dikenal dengan P-delta).



Gambar 2.6: *Storey drift* (Ejaz Ahmad Bhat, 2020).

2.6 Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa

Prinsip dari perencanaan bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa (Sampakang dkk, 2013):

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.

Sampakang dkk (2013) mengatakan 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, dengan kriteria sebagai berikut:

1. Kekuatan, kekakuan, daktilitas, disipasi energi yang dapat dipenuhi oleh struktur baja.

2. Disipasi energi melalui klasifikasi komponen struktur tertentu, tanpa menyebabkan keruntuhan struktural yang terpenuhi dengan perencanaan *Capacity Design*.

2.6.1 Perilaku Sistem Struktur yang Diharapkan

Ketika struktur harus sebuah mengalami sebuah kondisi gempa besar, maka struktur diizinkan mengalami kondisi inelastic dikarenakan sulit melakukan desain dan mahal biaya untuk melakukan desain, oleh karena itu perencanaan struktur tahan gempa harus berdasarkan pada metodologi *capacity design*.

2.6.2 Waktu Getar Alami Efektif (Perioda Alami)

Periode adalah besarnya waktu yang dibutuhkan untuk mencapai satu getaran. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan di mana frekuensi alami pada struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur (Rizkiani, 2019).

2.7 Struktur Baja

Baja adalah paduan antara besi (Fe) dan karbon (C) dengan adanya penambahan paduan lainnya. Baja struktur adalah suatu jenis baja yang berdasarkan pertimbangan ekonomi. Kekakuan sifatnya cocok untuk pemikul beban. Beberapa keuntungan yang diperoleh dari baja sebagai bahan struktur yaitu baja mempunyai kekakuan cukup tinggi serta merata, kekakuan baja terhadap tarik ataupun tekan tidak banyak berbeda dan bervariasi dari 300 Mpa sampai 2000 Mpa (Rozikin dkk, 2020).

2.8 Kekakuan Struktur

Kekakuan (*stiffness*) adalah ukuran tegangan yang diperlukan untuk mengubah bentuk suatu satuan bahan. Besarnya kekakuan suatu bahan adalah modulus elastisitasnya, yang diperoleh dengan membagi tegangan satuan yang dialami bahan dengan satuan perubahan bentuk bahan.

2.9 Bresing

Bracing atau bresing merupakan elemen struktur penahan gaya lateral. Elemen ini berupa batang yang di pasang pada portal struktur. Karakteristik dari elemen ini adalah dominasi aksial yang diterima oleh struktur akan di teruskan pada elemen bracing ini sebagai gaya-gaya aksial. Secara umum bentuk bracing yang digunakan untuk struktur portal terdiri dari dua, yaitu *concentrically braced frame* dan *eccentrically braced frame* (Hutahaean & Aswandy, 2016).

2.9.1 Sistem rangka *bracing* Konsentris

Kekakuan sistem ini terjadi akibat adanya elemen pengaku yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi pada struktur. Penyerapan energi pada sistem ini dilakukan melalui pelelehan yang dirancang terjadi pada plat buhul. Sistem ini daktilitasnya kurang begitu baik sehingga kegagalannya ditentukan oleh tekuk bracing (Hutahaean & Aswandy, 2016).

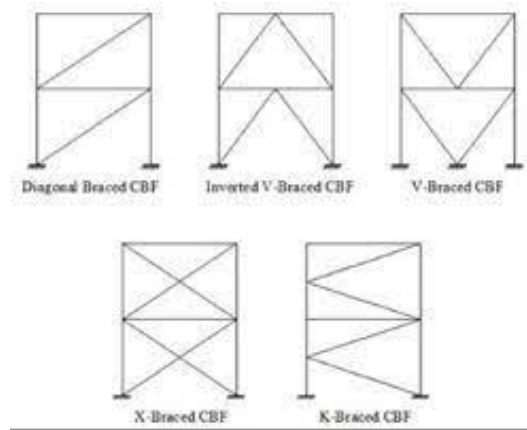
2.9.2 Sistem rangka *bracing* eksentris

Pada sistem rangka bresing eksentris, disingkat EBF, ada suatu bagian dari balok yang disebut link dan direncanakan secara khusus. EBF diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang cukup besar pada link saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana karena element link tersebut. Hal tersebut yang menyebabkan sistem SRBE mempunyai nilai daktilitas yang lebih tinggi dibandingkan dengan SRBK yang lebih mengutamakan pada kekuatan strukturnya (Hutahaean & Aswandy, 2016).

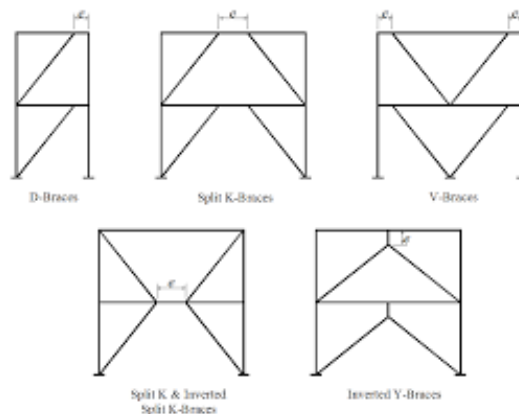
Eccentrically braced frame (EBF) adalah sistem penahan beban lateral lain yang banyak digunakan di seluruh dunia. Selam gempa bumi 2010/2011 di Christchurch, elemen struktur dari sekelompok bangunan dengan EBF modren masuk ke wilayah inelastis untuk pertama kali. Kinerja keseluruhan EBF lebih tinggi dari ekspektasi pada saat itu, dan konsekuensinya terbatas pada kerusakan struktur dan nonstruktural (Moammer dkk. 2020).

2.9.3 Tipe-tipe rangka *bracing* pada umumnya

Berikut adalah gambar Tipe-tipe rangka bracing pada umumnya.



Gambar 2.7: Rangka *Bracing* Konsentris.



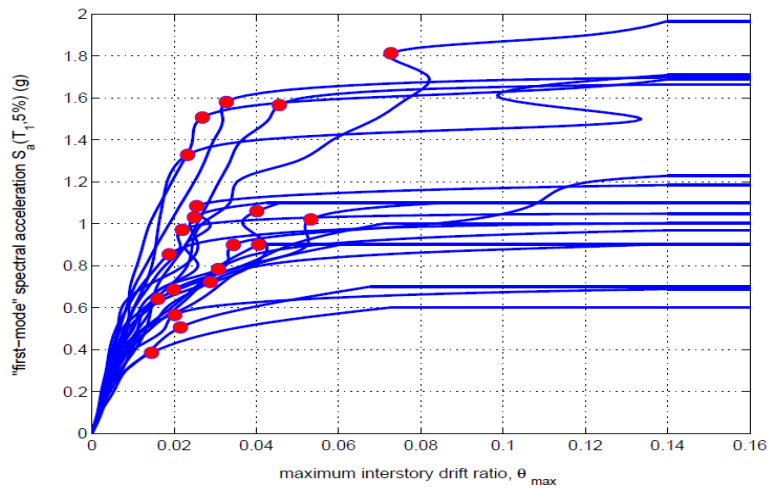
Gambar 2.8: Rangka *Bracing* Eksentris.

2.10 Incremental Dynamic Analysis (IDA)

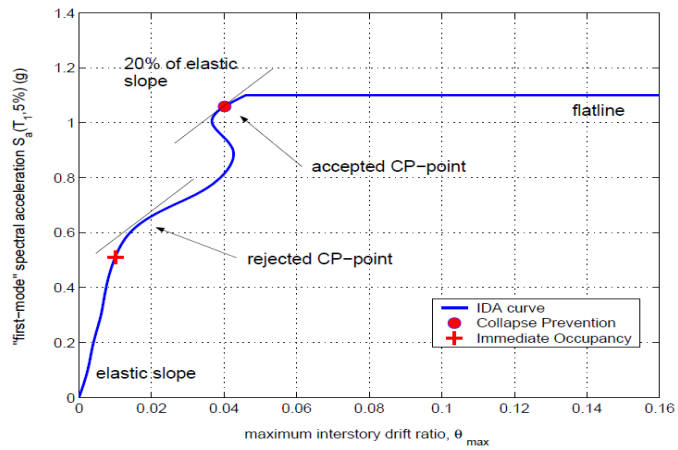
Incremental Dynamic Analysis (IDA) merupakan metode analisis komputasi beban gempa untuk melakukan penilaian menyeluruh terhadap perilaku struktur dibawah beban gempa. Metode ini digunakan untuk membangun hasil analisis bahaya seismik probabilistik untuk memperkirakan resiko seismik yang dihadapi oleh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



(b)

Gambar 2.9: a) *Incremental dynamic analysis*, b) penentuan *Collapse Prevention* pada kurva IDA (Vamvatsikos & Cornell, 1966)

2.11 Daktilitas Struktur Bangunan

Menurut SNI – 1726-2019, faktor daktilitas struktur gedung μ adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan δ_m dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama δ_y .

2.12 Program Ruaumoko

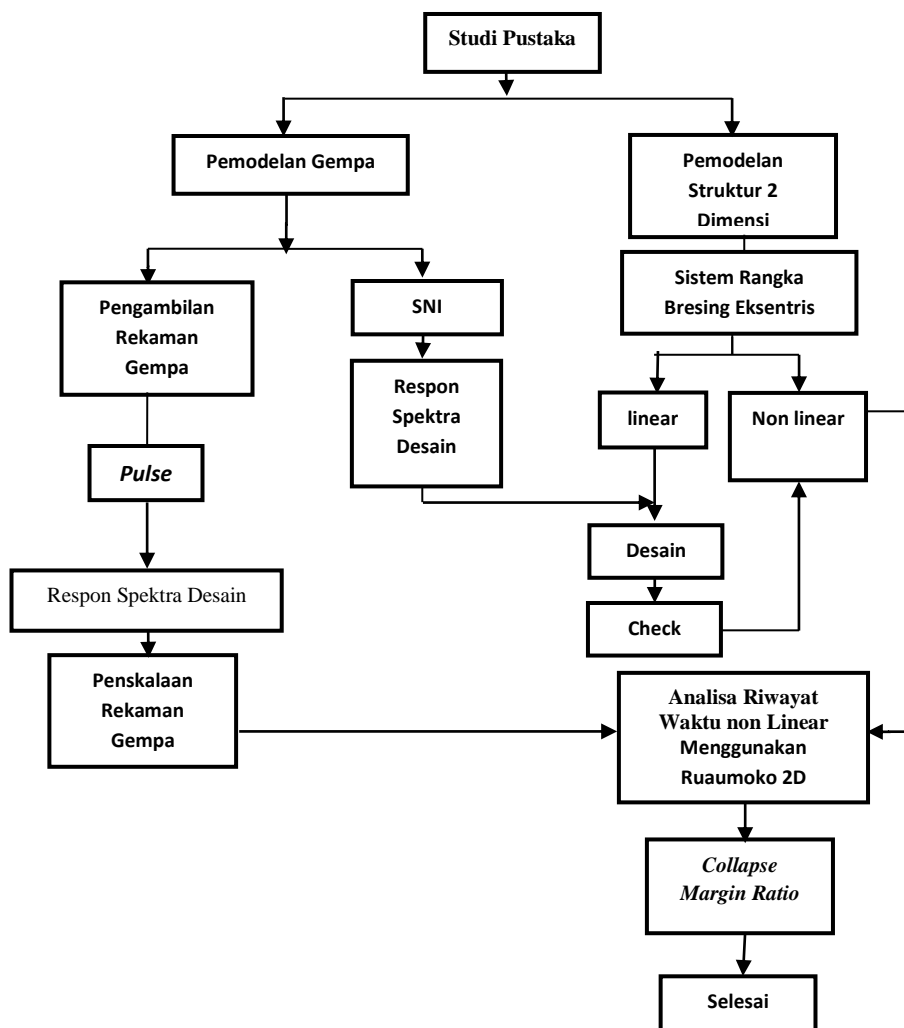
Program Ruaumoko dirancang oleh Prof. Athol J Carr, yang berasal dari University of Canterbury, New Zealand. Program ini dirancang untuk melakukan analisa struktur, seperti bangunan dan/atau jembatan, yang mengalami gempa dan eksitasi dinamis lainnya. Program ini digunakan untuk studi eksitasi gempa termasuk pemodelan sistem *base-isolation*. Program ini juga dapat digunakan untuk menganalisa *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. Secara umum, metode penelitian dalam Tugas Akhir ini dibuat dalam suatu diagram alir seperti yang tampak pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan Alur Penelitian.

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

3.2 Permodelan Struktur

3.2.1 Data Perencanaan Struktur

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

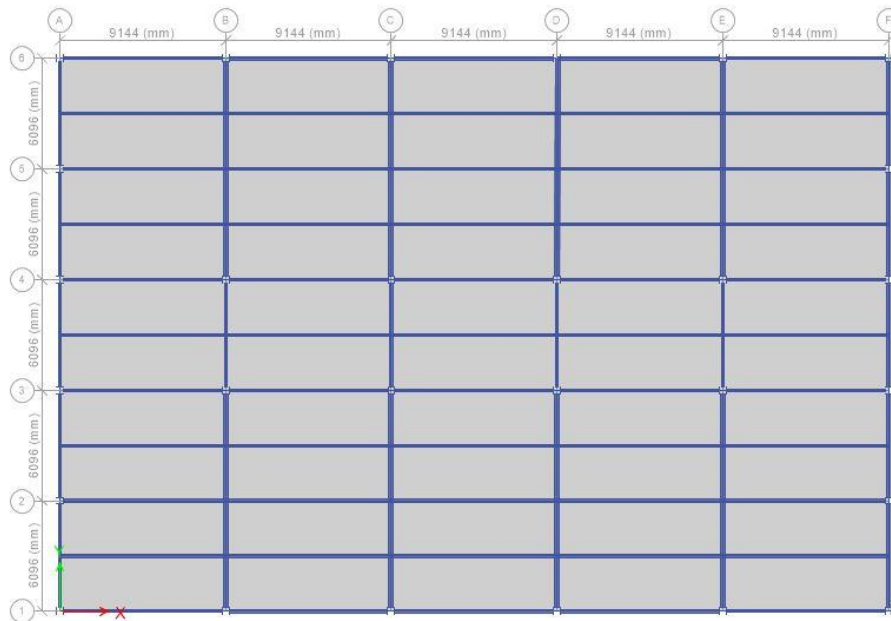
1. Jenis pemanfaatan gedung perkantoran.
2. Gedung terletak di Bengkulu.
3. Klasifikasinya situs tanah sedang (SD)
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Berbresing Eksentris.
5. Jenis portal yang digunakan adalah baja.
6. Mutu baja yang di gunakan adalah ASTM A992
 - a. Untuk profil IWF ASTM 922 Grade 50
 - Kuat leleh minimum (f_y) = 50 (345 MPa)
 - Kuat tarik minimum (f_u) = 65,26 (450 MPa)
 - b. Untuk profil HSS ASTM 500 Grade B
 - Kuat leleh minimum (f_y) = 45,97 (317 MPa)
 - Kuat tarik minimum (f_u) = 65,26 (450 MPa)

3.2.2 Konfigurasi Bangunan

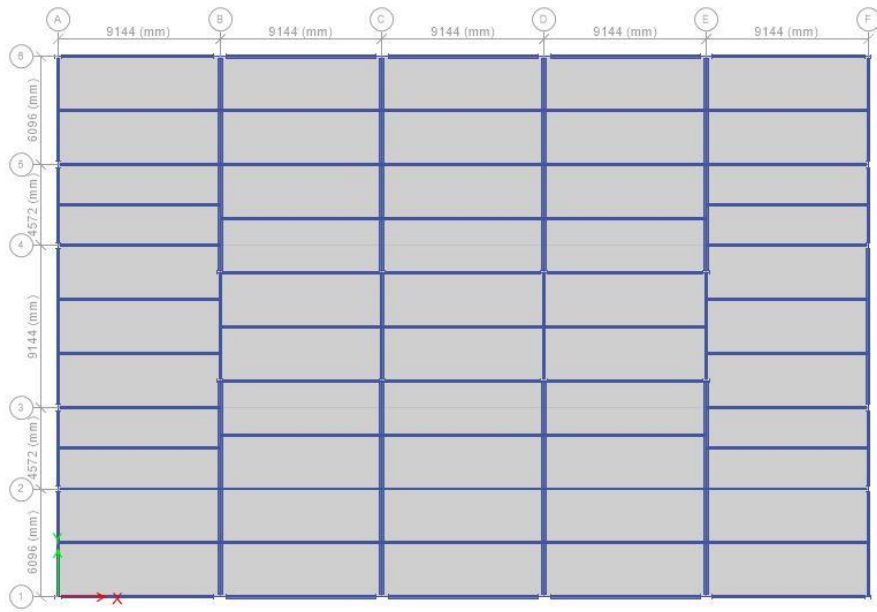
Dalam Tugas Akhir ini, struktur bangunan yang direncanakan adalah struktur baja dengan sistem rangka pemikul momen khusus memakai bresing eksentris. Bangunan berbentuk persegi yang simetri (*regular building*) seperti yang terlihat pada Gambar:

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

1. Model 1 = Memakai berbresing eksentris (4 Lantai)
2. Model 2 = Memakai berbresing eksentris (8 Lantai)
3. Model 3 = Memakai berbresing eksentris (16 Lantai)

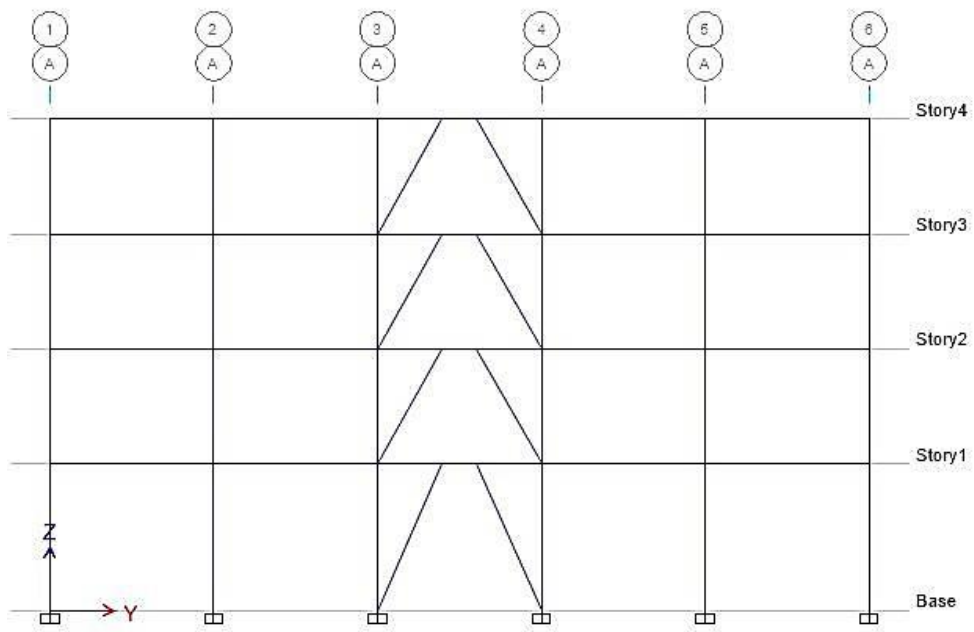


(a) Denah Rangka Lantai Tipikal 4 Lantai dan 8 Lantai

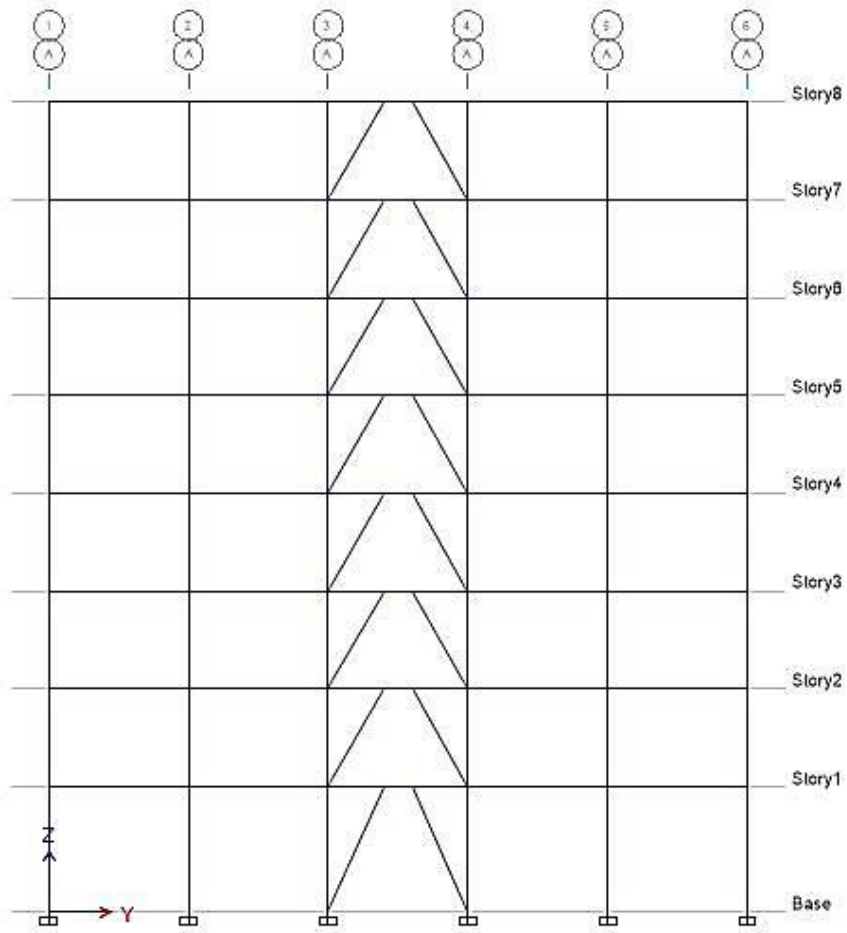


(b) Denah Rangka Lantai Tipikal 16 Lantai.

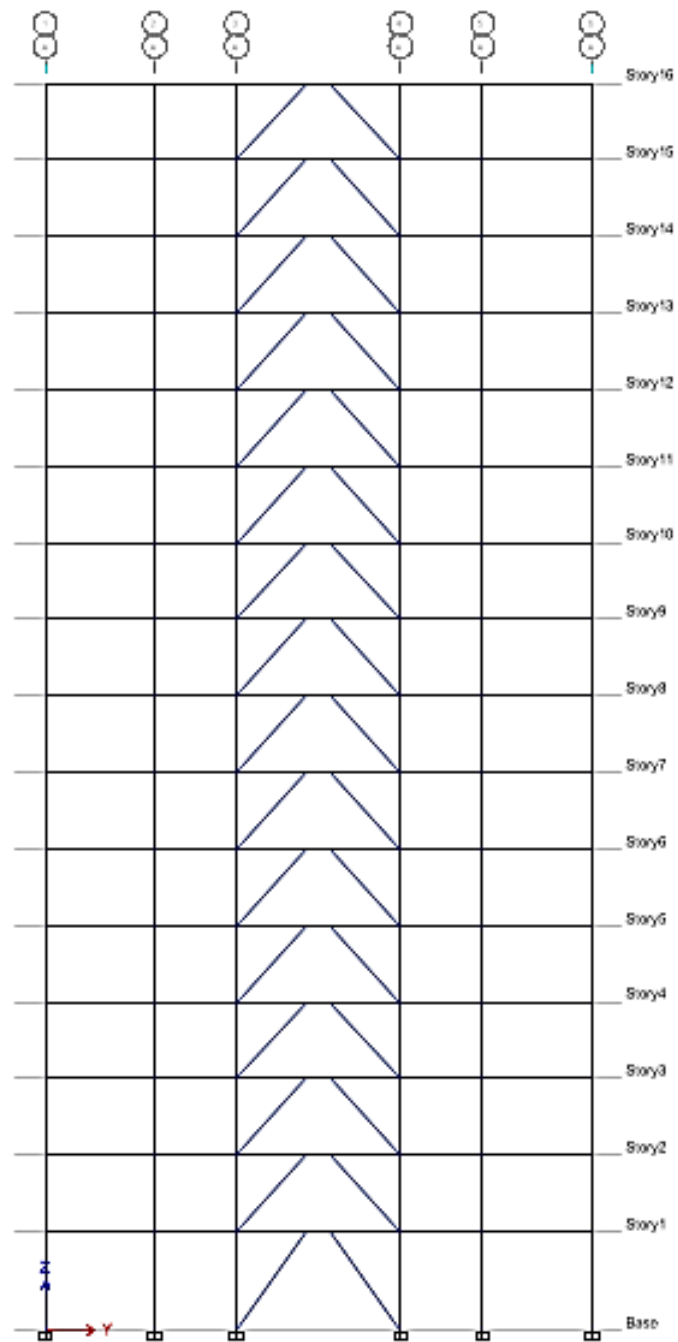
Gambar 3.2: Denah struktur Model.



(a) Tampilan Isometri Model Gedung 4 Lantai.



(b) Tampilan Isometri Model gedung 8 Lantai.



(a) Tampilan Isometrik Model Gedung 16 Lantai.

Gambar 3.3: Gambar Proyeksi struktur Model.

3.2.3 Dimensi Profil Baja yang digunakan

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

Tabel 3.1: Komponen Struktural Bangunan.

Model Bangunan	Lantai	Brace	Kolom SMF		Balok SMF	Kolom EBF	Balok EBF	Balok TENGAH
			Ujung	Tengah		(Inchi)	(Inchi)	(Inchi)
			(Inchi)		(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 14x139	W 18x55	W27x84
	10	W 12x87	W 27x146	W 27x235	W 27x94	W 14x139	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 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.

Tujuan utama dari ketentuan desain seismik dalam kode untuk bangunan adalah untuk menghindari runtuhnya struktur dan menjamin keselamatan hidup penghuni di gedung-gedung di bawah gerakan tanah yang parah. Untuk mencapai ini, resistensi anti-runtuhnya tujuan seismik struktur harus diterima kuat. Dalam kode desain saat ini, perlawanan anti-runtuhnya seismik struktur terutama dipastikan dengan konsep desain tahan gempa dan persyaratan merinci tahan gempa, tapi itu tidak bisa diukur.

Untuk mendapatkan rasio margin runtuhnya lebih masuk akal yang dapat mencerminkan resistensi anti-runtuhnya gempa sebenarnya struktur, tiga aspek yang dibahas dalam makalah ini, misalnya perpanjangan periode modulus pertama di negara nonlinear struktur, pemilihan ukuran intensitas (IM) dan pengaruh bahaya seismik untuk perhitungan CMR. Jika tidak, kriteria keruntuhan yang digunakan untuk penilaian komputasi kegagalan global yang kritis struktur adalah penting banyak, rasional Model kerusakan global yang baru struktu (XY Ou,dkk.2017).

Untuk memperoleh peluang keruntuhan struktur yang seragam terhadap gempa rencana, dipergunakanlah suatu parameter yang disebut MCE (*Maximum Considered Earthquake*). MCE adalah suatu gempa maksimum yang terjadi di suatu wilayah dengan mempertimbangkan seismisitas dari wilayah tersebut dan disesuaikan dengan target resiko. (SNI-1726-2012).

CMR dicari sebagai rasio antara RSA, S_{MT} dengan S_{CT} dimana , S_{MT} adalah RSA yang diperlukan untuk terjadinya proabilitas keruntuhan 10 % (dalam umur

bangunan kurun waktu 50 tahun) dan S_{CT} adalah nilai median RSA untuk probabilitas keruntuhan.

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (3.1)$$

Nilai kapasitas runtuh (SCT) 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:

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (3.2)$$

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:

$$SSF = [\beta_1(\varepsilon_o(T) - \varepsilon_o(T)_{rec})] \quad (3.3)$$

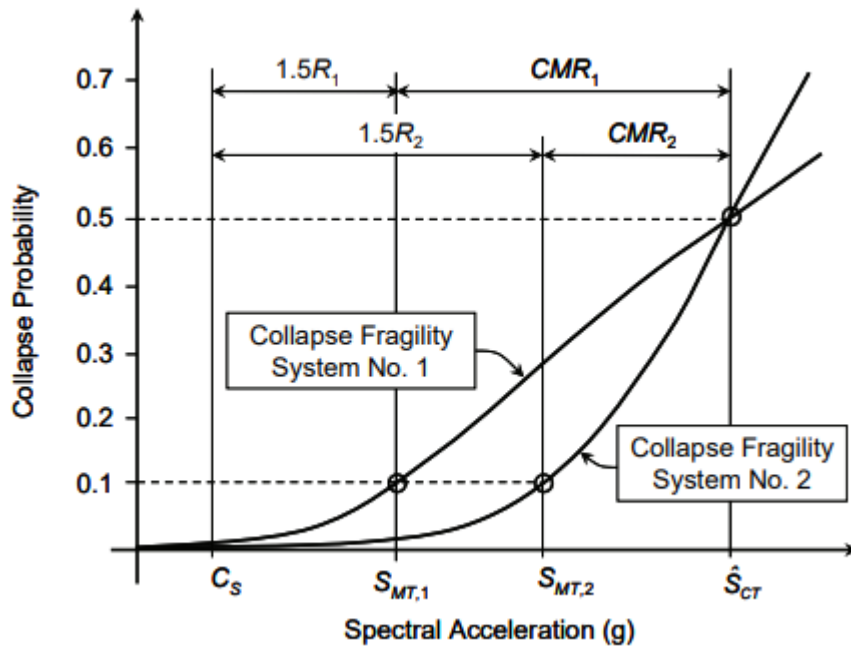
Dimana :

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

$$\varepsilon_o(T)c = 0.9 - 0.6T$$

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

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.



Gambar 3.4: Ilustrasi kurva kerapuhan dan rasio margin runtuh untuk dua sistem penahan gaya gempa hipotetis – median yang sama tingkat runtuh.

3.4 Desain Baja

Desain yang sesuai dengan ketentuan untuk Desain Faktor Beban dan Ketahanan (DFBT) memenuhi persyaratan : $R_u \leq R_n$

Dengan:

R_u = kekakuan perlu menggunakan kombinasi beban DFBT

R_n = kekakuan nominal

ϕ = faktor ketahanan

ϕR_n = kekakuan desain

3.4.1. Kekakuan Tarik

Untuk lelah tarik pada penampang bruto : $P_n = F_y A_g$ (3.1a)

Untuk keruntuhan tarik pada penampang neto : $P_n = F_u A_e$ (3.1b)

3.4.2. Kekakuan Tekan

Kekuatan tekan nominal, $P_n = F_{cr} A_g$ (3.2)

Dimana, Tegangan kritis, F_{cr} ditentukan pada Bab e SNI 1729:2020

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

- 1) Lelah (momen plastis)

$$M_n = M_p \quad (3.3a)$$

$$M_{nx} = F_y Z_x \text{ dan } M_{ny} = F_y Z_y \quad (3.3b)$$

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

3.4.3. Luasan Neto Efektif

$$A_e = A_n U \text{ dengan } U = \text{faktor lag geser} \quad (3.4)$$

Keterangan :

A_e = luas neto efektif, in.2 (mm^2)

A_g = luas bruto dari komponen struktur, in.2 (mm^2)

A_n = luas neto dari komponen struktur, in.2 (mm^2)

F_y = tegangan leleh minimum terspesifikasi, ksi (MPa)

F_u = kekuatan tarik minimum terspesifikasi, ksi (MPa)

M_n = kuat lentur nominal

M_p = momen plastis

Z_x = modulus plastis penampang arah-x

Z_y = modulus plastis penampang arah-y

3.5 Analisis Struktur

3.5.1. Analisa Dinamik Struktur Linier

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

3.5.1.1 Pembebanan

Pembebanan yang bekerja pada struktur bangunan diambil dari buku *Assessment of First Generation Performance-Based Seismic Design Methods for New Steel Buildings*, Matthew S. Speicher (2015). Beban-beban tersebut adalah beban hidup dan beban mati yang berhubungan dengan struktur bangunan. Berikut merupakan pembebanan yang digunakan.

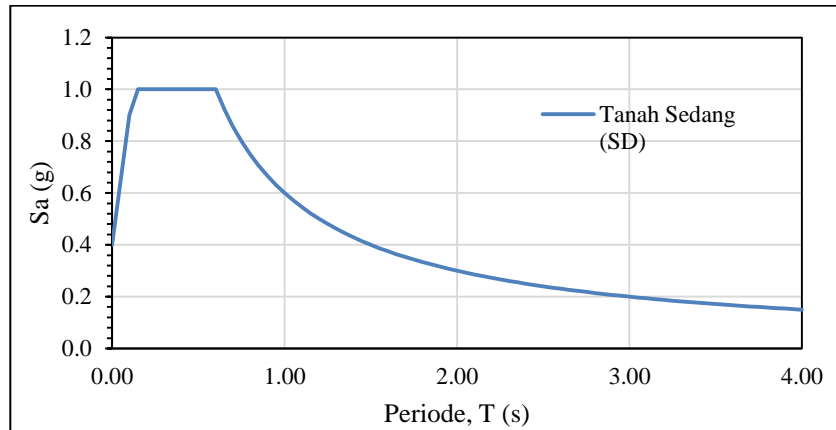
1. Beban Hidup Gravity Load Lantai = 50 psf = 2,394 Kn/m²
2. Beban Hidup Gravity Load Rooftop = 30 psf = 1,436 Kn/m²
3. Beban Mati Tambahan Lantai = 15 psf = 0,718 Kn/m²
4. Beban Mati Tambahan Rooftop = 10 psf = 0,478 Kn/m²

3.5.1.2 Respon Spektrum Desain Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2019, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah sedang yang terletak di Kota Bengkulu, kemudian dianalisis dengan data data $PGA = 0.60 g$, $S_s = 0.6 g$ dan $S_I = 1.5 g$. Nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain yaitu:

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

Respon spektrum diplot ke dalam grafik seperti yang ditampilkan pada Gambar 3.5.



Gambar 3. 5: Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2019 kota Bengkulu dengan jenis tanah sedang.

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

3.5.1.3 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 $S_{DS} = 1$, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.4 untuk faktor $R = 8$.

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

	$(1.2 + 0.2 S_{DS})DL + 1.0 LL + \rho (\pm 100\% Q_{Ex} \pm 30\% Q_{Ey})$			
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
	$(0.9 - 0.2 S_{DS})DL + \rho (\pm 30\% Q_{Ex} \pm 100\% Q_{Ey})$			
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
	$(0.9 - 0.2 S_{DS})DL + \rho (\pm 100\% Q_{Ex} \pm 30\% Q_{Ey})$			
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			

Kombinasi Maximum memiliki tipe kombinasi yang lain dari Kombinasi 1 sampai 10 yaitu kombinasi dengan tipe linear add, sementara Kombinasi Maximum adalah kombinasi dengan tipe envelope. Tipe kombinasi ini tidak bersifat menjumlahkan beban seperti halnya tipe kombinasi linear add, namun tipe ini berfungsi untuk mencari nilai gaya maksimum dan minimum dari beban yang bergerak (dimana pada beban bergerak, beban maksimum dan minimum pada suatu batang maupun joint tergantung dari posisi bebannya).

3.6 Analisis Dinamik Struktur Non Linier

3.6.1. 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 sebanyak 60 rekaman gempa diantaranya rekaman gempa tanpa *Pulse* (gempa biasa) dengan jarak *epicentral* diatas 20 km diambil sebanyak 20 data rekaman gempa dan rekaman gempa yang mengandung *Pulse* diambil sebanyak 40 rekaman. Untuk tipe tanpa *Pulse* (gempa biasa) dan untuk tipe *pulse* data rekaman gempa diperoleh dari PEER NGA dan COSMOS seperti terlihat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Data Rekaman Gempa dengan *Pulse*.

No	Nama <i>Groundmotion</i>	Tahun	Nama Stasiun	Magnitude
1	Managua Nicaragua-01	1972	Managua ESSO	6.24
2	Fruili Italy-02	1976	Forgaria Cornino	5.5
3	Duzce Turkey	1999	Sakarya	7.4
4	Kobe Japan	1995	Kobe University	6.9
5	Northridge-01	1994	Cedar Hill	6.7
6	Cape Mendocino	1992	Cape Mendocino	7.01
7	Chichi-01	1999	CHY080	6.2
8	Erzican Turkey	1992	Erzincan	6.69
9	Kocaeli Turkey	1999	Duzce	7.51
10	Mammoth Lakes-01	1980	Convict Creek	6.06
11	Landers	1992	North Palm Springs	7.28
12	Borrego	1942	El Centro Array#9	6.5
13	Chalfant Valley-02	1942	Benton	6.19
14	Christchurch	2011	Christchurch Hospital	6.2
15	Morgan Hill-Gilroy	1984	Gliroy Array#1	6.19
16	Kalamata Greece-01	1986	Kalamata	6.2
17	Niigata	1979	Niigata Nishi Kaba District	6.6
18	Chuetsu-oki	2007	Nagano Togakushi	6.6
19	NorthwestChina-02	1997	Jiashi	6.1
20	Gazli	1976	Karakyr	6.8

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).

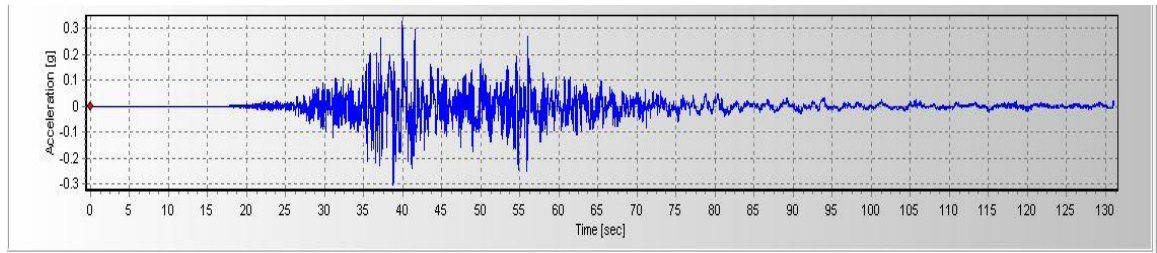
Selanjutnya data rekaman gempa yang diperoleh tersebut diskalakan terhadap respon spektrum desain. Pada proses penskalaan dibutuhkan data respon spektrum desain agar data rekaman gempa original disesuaikan dengan kondisi geologis pada Kota Los Angeles (tanah sedang). Selain itu, rentang perioda alami (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.

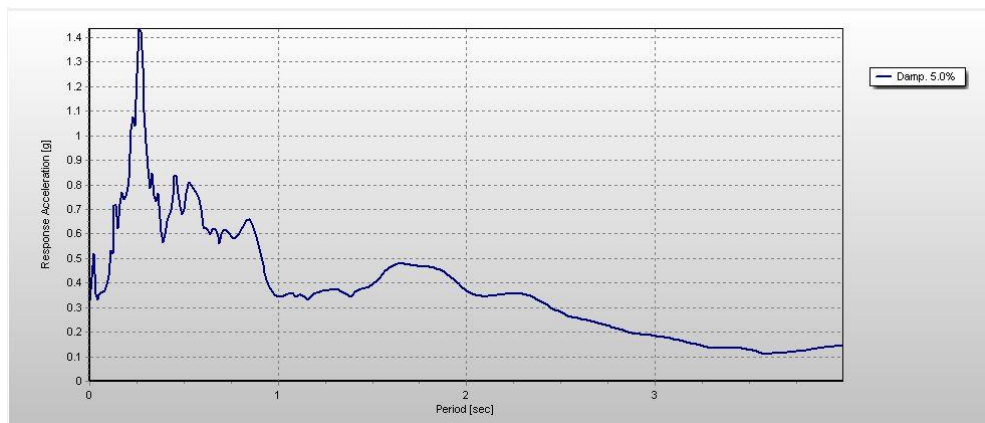
3.6.2. Analisa Respon Riwayat waktu

Analisis ini merupakan tahap evaluasi yang dijadikan sebagai perbandingan terhadap analisis linear sebelumnya, sehingga tidak perlu seluruhnya memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2019. Karena model yang digunakan merupakan model yang seluruhnya telah memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2019 pada analisis linier sebelumnya yaitu dengan Metode Respon Spektrum. Pada Metode Respon Riwayat Waktu ini dianalisis secara dua dimensi. Alat bantu software yang digunakan adalah RUAUMOKO2D versi 04. Sebelum dianalisis dengan RUAUMOKO2D terdapat beberapa tahapan sebagai berikut :

- a. Pengambilan rekaman gempa dari PEER NGA dan COSMOS. Daerah- daerah rekaman yang diambil tertera pada Tabel 3.5.
- b. Mengubah rekaman gempa menjadi respon spektrum dengan bantuan *software Seismosignal*. Hal ini dilakukan untuk memudahkan proses penskalaan.

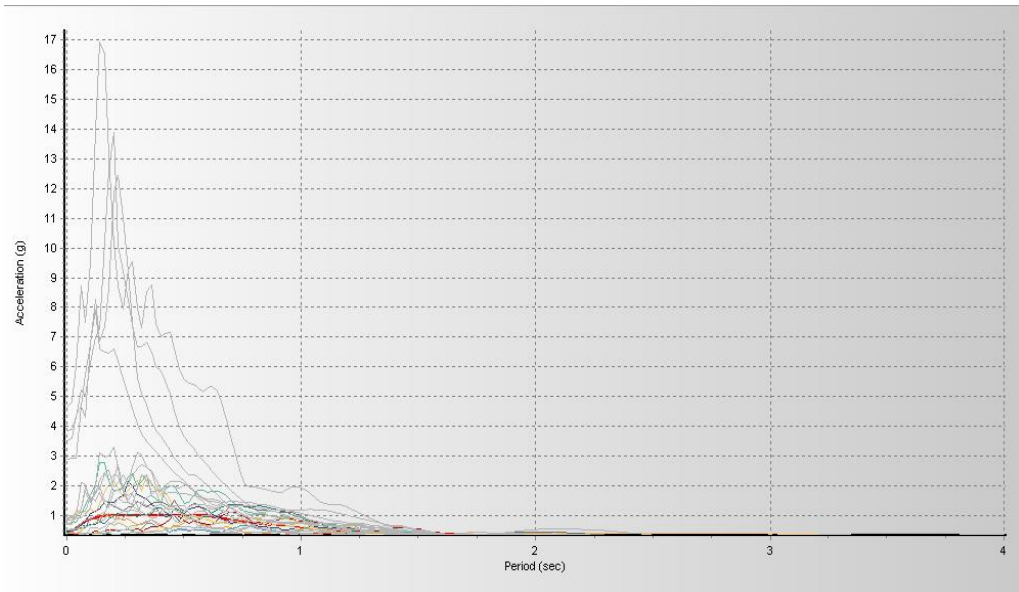


Gambar 3.6: Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan sebelum diubah menjadi respon spektrum.



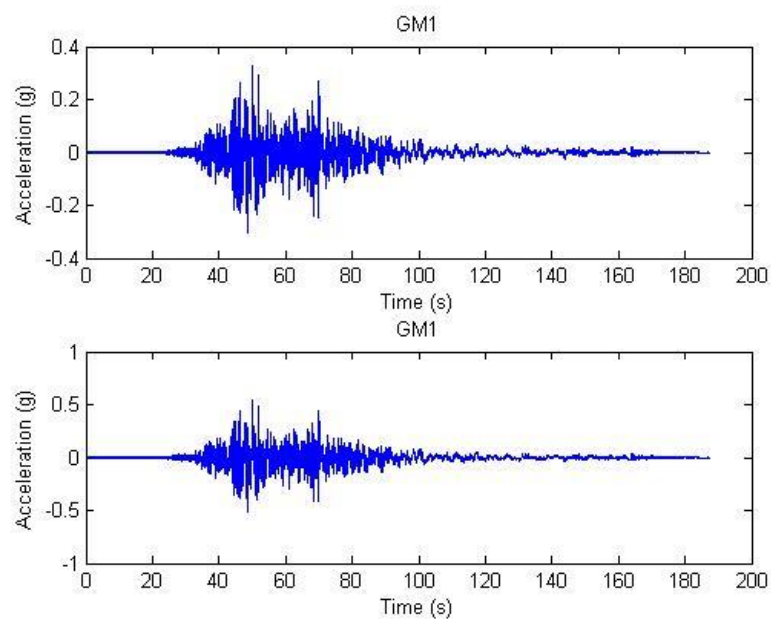
Gambar 3.7: Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan setelah diubah menjadi respon spektrum.

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



Gambar 3.8: Respon Spektrum dengan 20 daerah gempa setelah diskalakan terhadap respon spektrum di Indonesia (Bengkulu).

- d. Menskalakan rekaman gempa dengan menggunakan software MATLAB, rekaman gempa akan dijadikan gempa tunggal dan gempa berulang.



Gambar 3. 9: Rekaman gempa Chi-Chi Taiwan sebelum dan setelah diskalakan, gambar diatas merupakan gempa tunggal.

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

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

- I : Momen inersia penampang
- E : Modulus elastisitas penampang
- M_y : Momen leleh
- M_c : Momen puncak
- K_o : Kekakuan rotasi elastis
- θ_p : Koefisien rotasi leleh
- 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

3.6.3. Momen Leleh (M_y)

Berdasarkan Metode FEMA, momen leleh yang digunakan sebagai input analisis nonlinear pada program RUAUMOKO2D versi 04 adalah momen maksimum pada analisis linier respon riwayat waktu menggunakan Program Analisa Struktur. Nilai tersebut sebelumnya diambil dari Program Analisa

Struktur dan disesuaikan dengan sistem bangunan yang direncanakan. Pengambilan momen leleh diambil setelah menyesuaikan kurva kapasitas pada analisa beban dorong (push over), Dimana untuk melihat perilaku dari struktur yang direncanakan.

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

Keterangan :

R_y : penyesuaian dari kekuatan leleh baja nominal yang diharapkan.

Untuk sambungan balok standar, $\beta = 1,2$, dan

untuk sambungan penampang balok tereduksi (RBS), $\beta = 1,1$

3.6.4. Kapasitas Rotasi (θ_p)

- Kapasitas rotasi plastis (θ_p)

Menurut Zareian dan Krawinkler (2009), terdapat 3 kategori kapasitas rotasi plastis yaitu rendah, sedang, dan tinggi.

Untuk balok standar (non-RBS)

$$\theta_p^* = 0.3 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0,3} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-1,7} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0,2} \left(\frac{L}{d} \right)^{1,1} \quad (\text{COV} = 0.34) \quad (3.2a)$$

Untuk balok RBS (*Reduced Beam Section*/Penampang balok direduksi)

$$\theta_p^* = 0.55 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0,5} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0,7} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0,5} \left(\frac{L}{d} \right)^{0,8} \quad (\text{COV} = 0.42) \quad (3.2b)$$

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

- Rotasi pasca-puncak (θ_{pc})

Rotasi plastis pra-puncak siklik, θ_{*pc} (rad), dapat ditentukan sebagai berikut:

Untuk balok standar (non-RBS):

$$\theta_{pc}^* = 24.0 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0,9} \left(\frac{bf}{2t_f}\right)^{-0,2} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0,5} \quad (\text{COV} = 0.45) \quad (3.3a)$$

Untuk balok RBS:

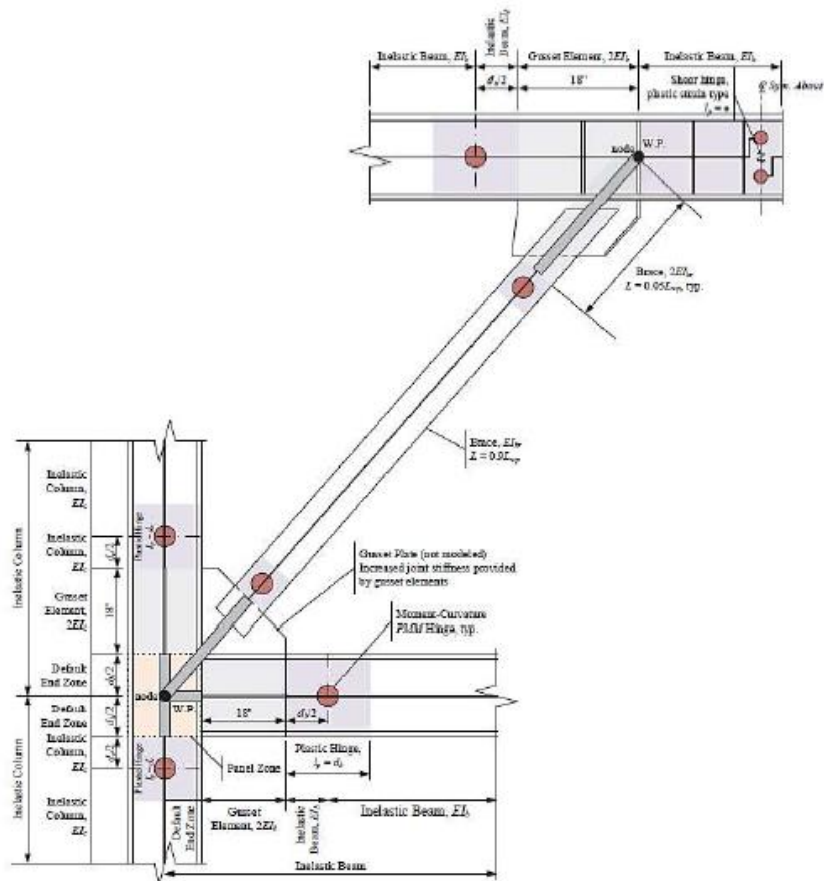
$$\theta_{pc}^* = 20.0 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0,8} \left(\frac{bf}{2t_f}\right)^{-0,1} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0,6} \quad (\text{COV} = 0.31) \quad (3.3b)$$

3.6.5. Rotasi Leleh (θ_y)

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

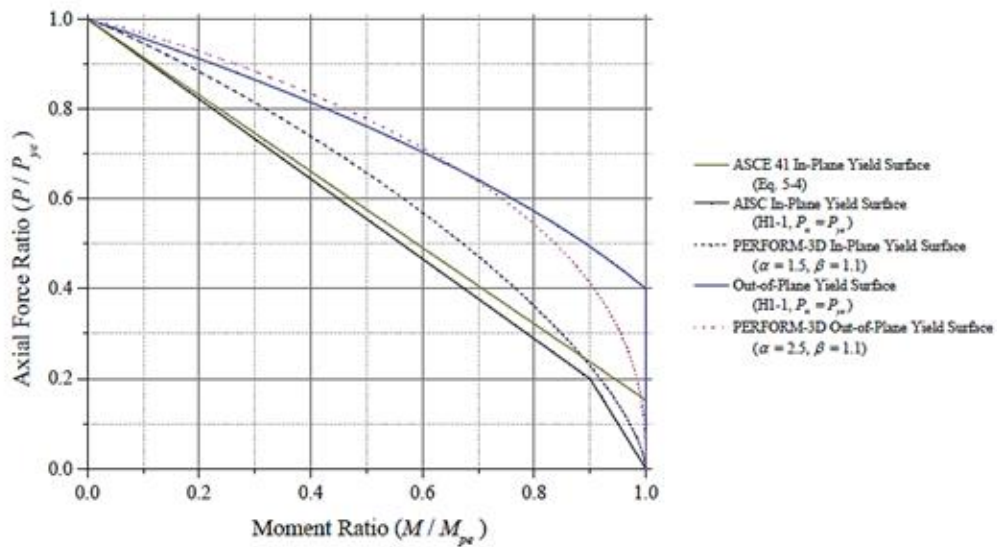
3.6.6. Prosedur Nonlinier pada Bresing Eksentris (EBF)

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 kawat gigi 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 3.10 mengilustrasikan model analitik dari sub-perakitan *brace-to-beam/column* untuk prosedur penilaian nonlinier. Pada gambar, Zona Akhir Default dimodelkan dengan faktor kekakuan lentur dua; faktor zona ujung yang lebih tinggi berpotensi terlalu kaku untuk menangkap deformasi lentur di dalam daerah sambungan.



Gambar 3.10: Skema Pemodelan Analitik B्रेसing Eksentris (EBF).

Plastisitas geser pada sambungan balok direpresentasikan dengan sendi regangan geser plastis dengan panjang sendi plastis sama dengan panjang sambungan, e . Kriteria pemodelan dan penerimaan untuk sendi lentur balokkolom 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 3.11: 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 3.11.

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

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

3.7 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 <i>link</i>
E	= modulus elastisitas
I_b	= momen inersia balok <i>link</i>
A	= luas penampang
t_w	= tebal badan (web) profil
Q_{CE}	= kapasitas gaya geser balok <i>link</i>

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 gayagaya 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 ragamgetar 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 ekivalen

V_t = Gaya geser hasil kombinasi ragam

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

Model Struktur	Arah Gempa	V (Statik Ekvivalen) 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 Gaya Geser Tingkat

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

Syarat : $V_t \geq C_s \cdot W$

Tabel 4.2: Nilai koreksi gaya geser tingkat

Model Struktur	Arah Gempa	V_t	$C_s \cdot W$	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_t) lebih besar dari nilai $C_s \cdot W$, sehingga simpangan antar lantai tidak perlu dikalikan dengan faktor skala.

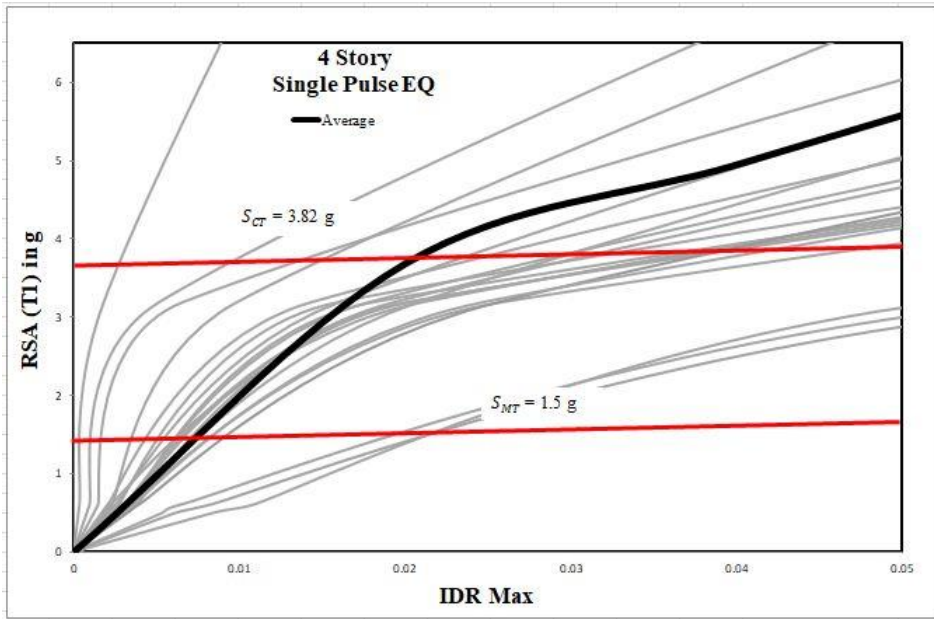
4.2.5. Nilai Simpangan Gedung

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

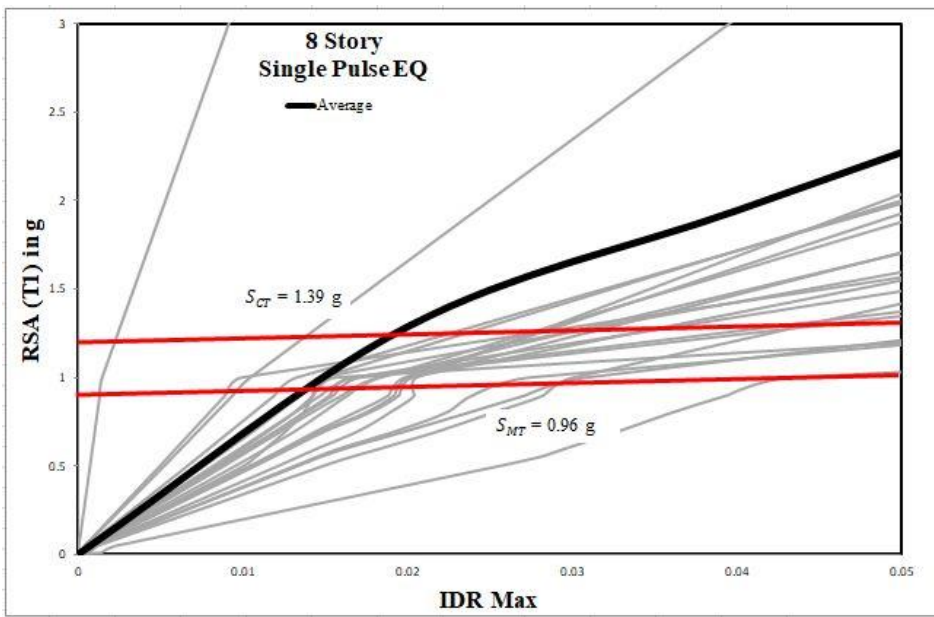
4.3 Hasil Analisa Non Linier

4.3.1. Incremental Dynamic Analysis (IDA)

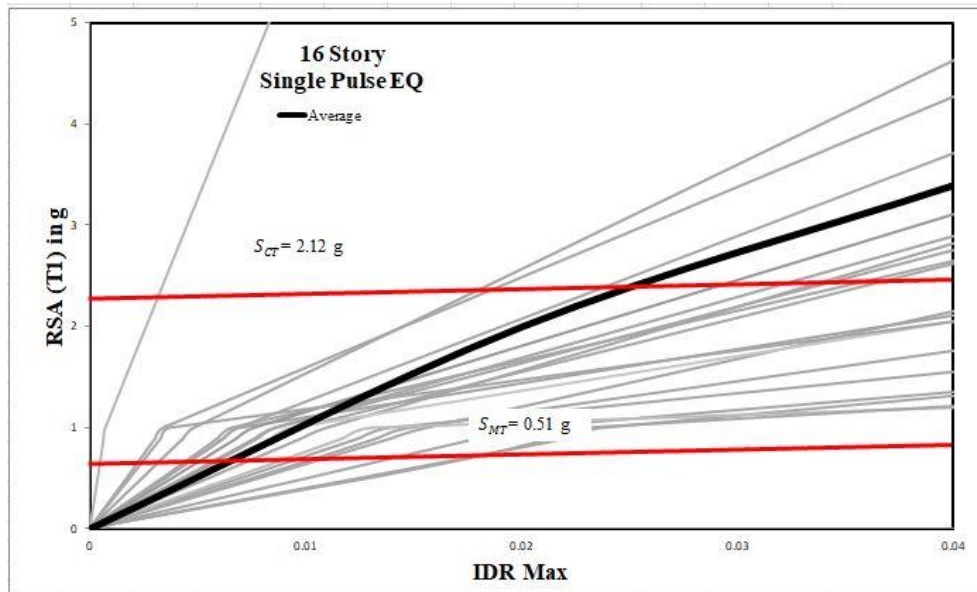
Incremental Dynamic Analysis yang di lakukan pada model struktur menghasilkan gambaran respon dan kapasitas dari struktur yang selanjutnya dapat digunakan untuk membentuk kurva keruntuhan struktur. Hasil analisis IDA bisa dilihat pada gambar 4.1 untuk rata-rata lantai yang dimodelkan.



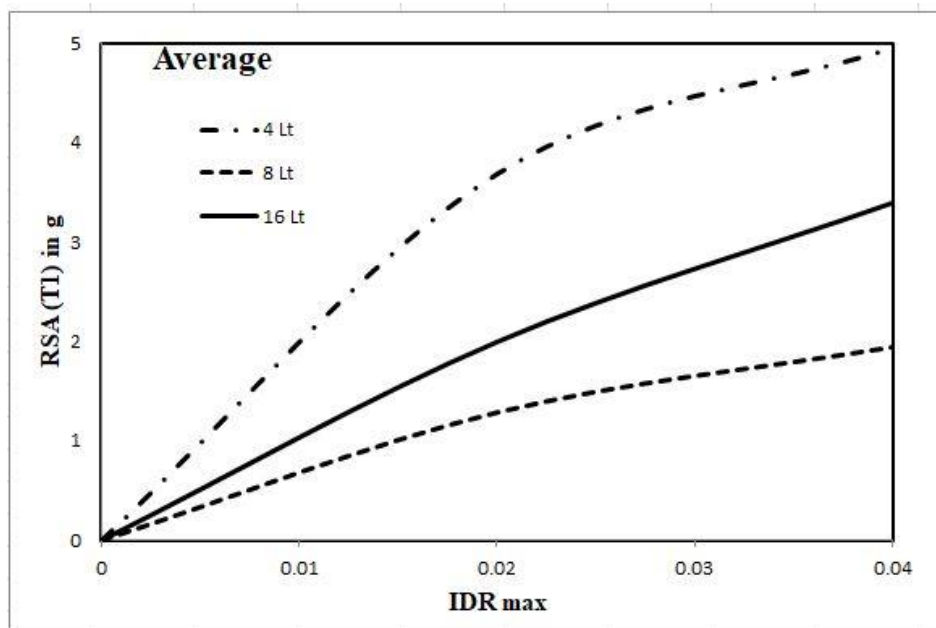
(a)



(b)



(c)



(d)

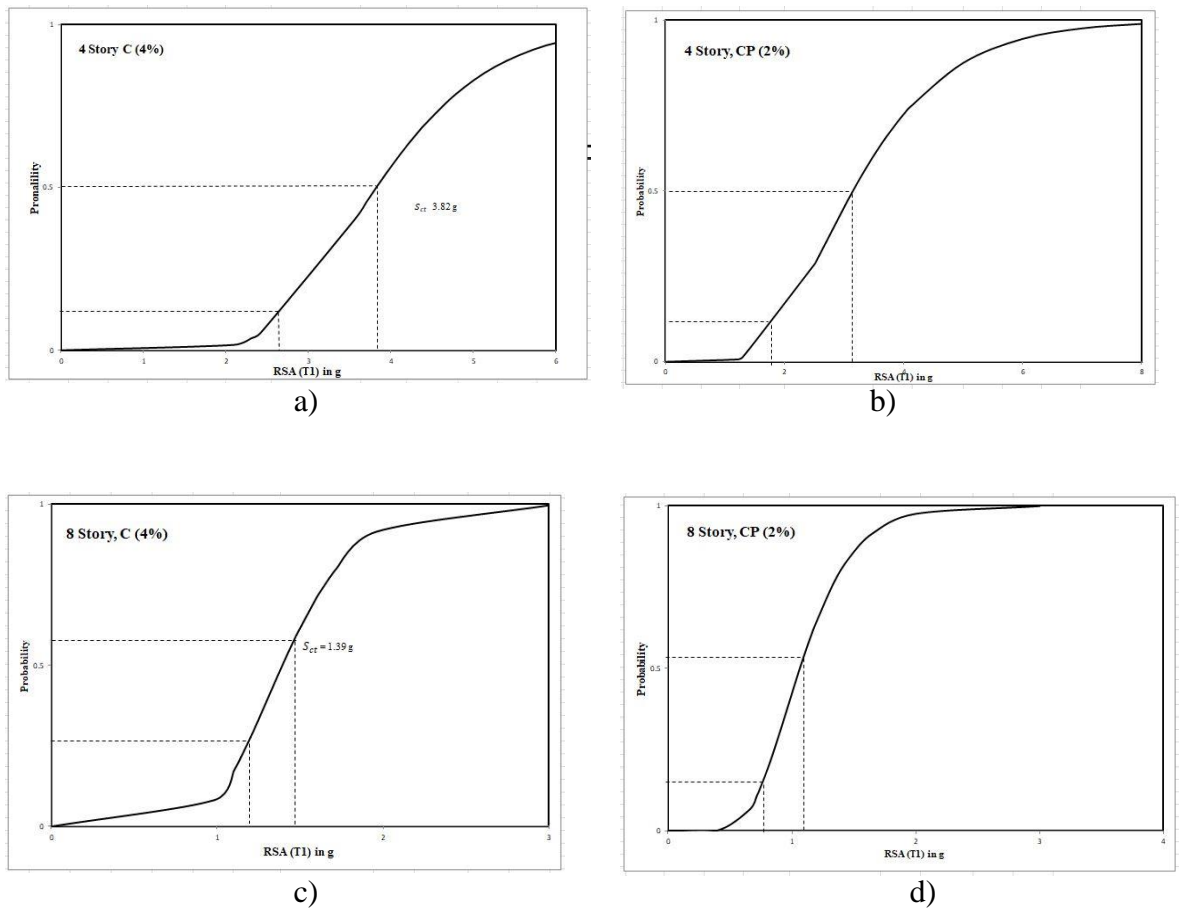
Gambar 4.1: (a) Nilai rata-rata IDA (*Incremental Dynamic Analysis*) untuk struktur baja dengan bresing eksentris 4 lantai, (b) 8 lantai, (c) 16 lantai dan (d) Nilai rata-rata IDA untuk lantai 4, 8 dan 16 lantai.

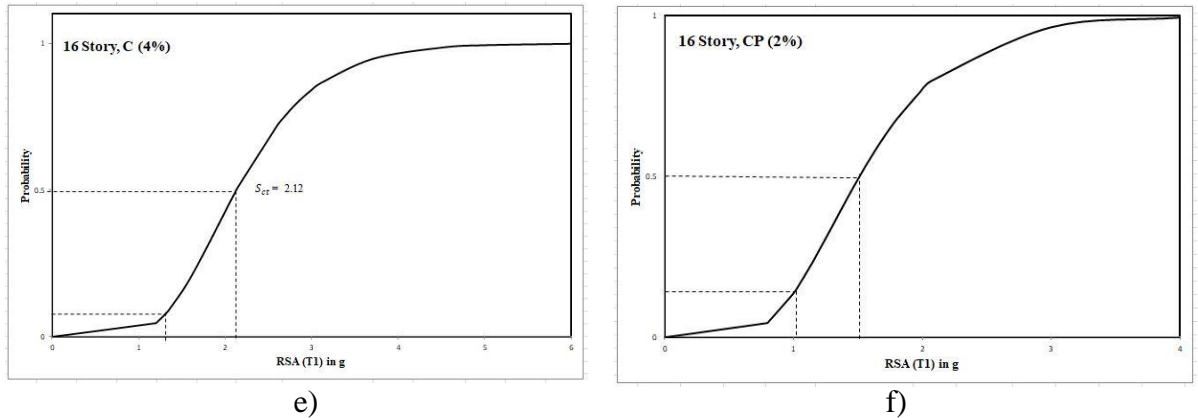
Pada gambar a, b dan c menunjukkan nilai IDR yang dianalisis berdasarkan 20 rekaman gempa *Pulse* terhadap 3 jenis tingkat (4, 8 dan 16 lantai). Nilai rata-rata untuk setiap tingkat yang terdapat pada garis hitam tebal untuk setiap grafik, dan besaran nilai SCT dan SMT (bergaris merah), memiliki rentang nilai yang

bervariasi untuk setiap jenis tingkat, dimana diperoleh nilai SCT 3.82 g dan SMT 1.5 g untuk 4 lantai, kemudian diperoleh nilai SCT 1.39 g dan SMT 0.96 g untuk 8 lantai dan diperoleh nilai SCT 2.12 g dan SMT 0.51 g untuk 16 lantai.

4.3.2. Analisis Probability of Exceedance

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



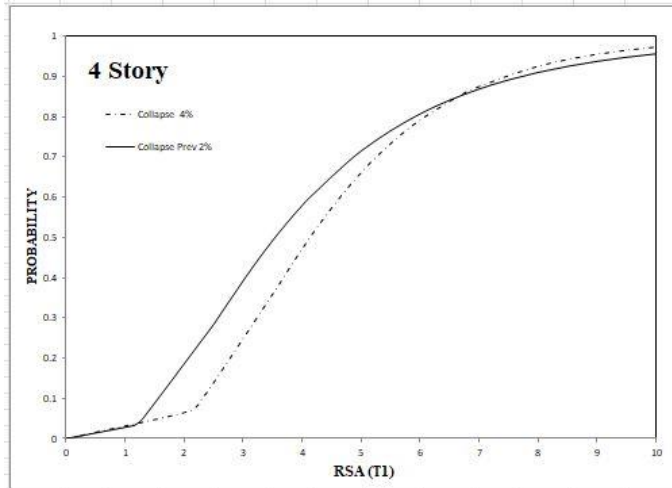


Gambar 4.2: a) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 4 lantai, b) Grafik probabilitas collapse prevention keruntuhan 4 lantai, c) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 8 lantai, d) Grafik probabilitas collapse prevention keruntuhan 8 lantai, e) Grafik probabilitas collapse keruntuhan 16 lantai, f)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

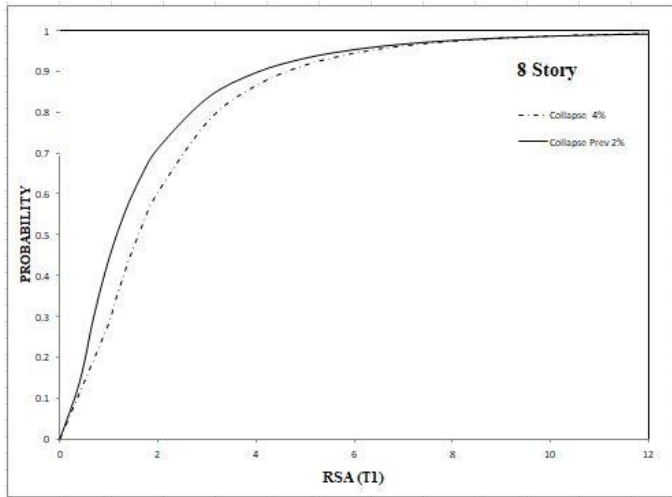
Pada gambar a-f menunjukkan nilai probability terhadap 3 jenis tingkat (4, 8 dan 16 lantai). Masing-masing model memiliki nilai RSA yang bervariasi, dimana nilai RSA paling besar ada pada model bangunan 4 lantai dan nilai RSA yang paling kecil pada model bangunan lantai 8.

4.3.2.1 Perbandingan Kurva kerapuhan C/CP

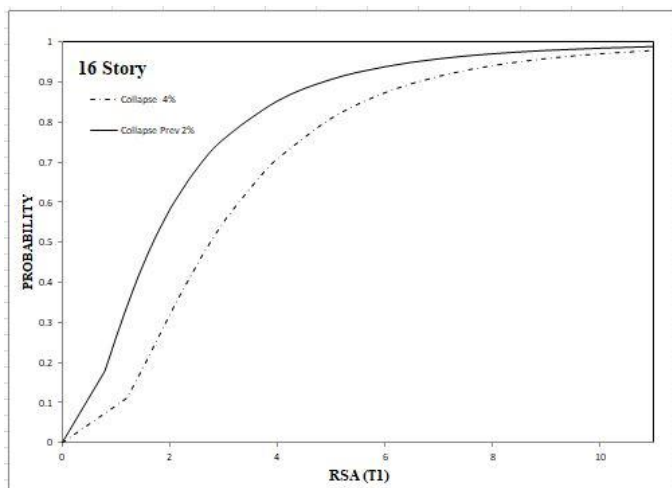
Dari kurva kerapuhan diatas sangat jelas bahwasannya secara garis besar pemodelan gedung 4 lantai membutuhkan RSA yang lebih besar dibandingkan dengan model gedung yang lain, artinya semakin kaku sebuah gedung, maka membutuhkan RSA yang lebih besar.



(a)



(b)



(c)

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

4.3.2.2 Median Kurva Kerapuhan

Nilai median yang telah diperoleh dari analisis kurva kerapuhan centerline, panel zone scissor, panel zone paralelogram Lihat tabel 4.3:

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

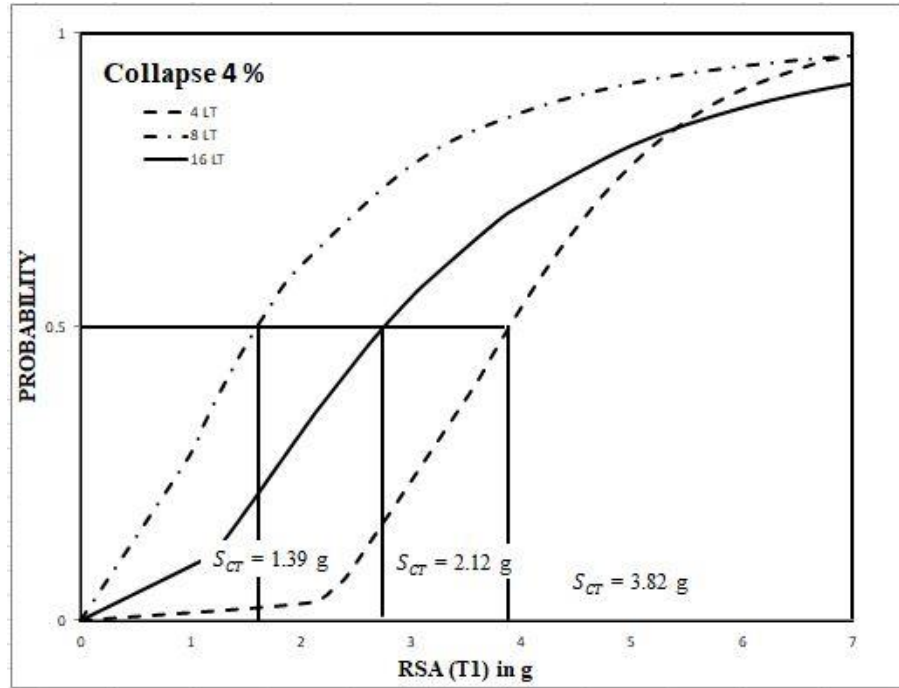
Collaps			Collaps Prevention		
4 Story	8 Story	16 Story	4 Story	8 Story	16 Story
3.82	1.39	2.12	3.14	1.06	1.45

Dari Tabel 4.3 diatas menunjukkan 4 Story memiliki RSA terbesar yaitu 3,82 untuk terjadi *collapse* dan 3,14 untuk *collapse prevention*, kemudian 16 Story dengan RSA sebesar 2,12 untuk *collapse* dan 1,45 untuk *collapse prevention*, dan 8 Story memiliki RSA terkecil pada saat *collapse* yaitu 1,39 dan 1,06 untuk *collapse prevention*. Dapat dilihat bahwa hasil RSA yang diperoleh pada 8 lantai tidak berada di antara 4 dan 16 seperti yang diprediksi sebelumnya, hal itu bisa saja terjadi disebabkan adanya distribusi respon yang berbeda dari struktur 8 lantai ketika mengalami gaya gempa dan menghasilkan nilai RSA C atau CP yang diperoleh lebih kecil dibandingkan yang 16 lantai atau nilainya tidak berada di antara dua struktur lain yang dianalisis.

4.3.3. Analisis Probability of Collapse

Dari proses *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) didapatkan nilai IDR ratio pada RSA tertentu yang kemudian akan digunakan dalam menganalisa

probabilitas keruntuhan struktur gedung terhadap nilai RSA. Hasil Probabilitas keruntuhan struktur dapat dilihat pada Gambar 4.4.

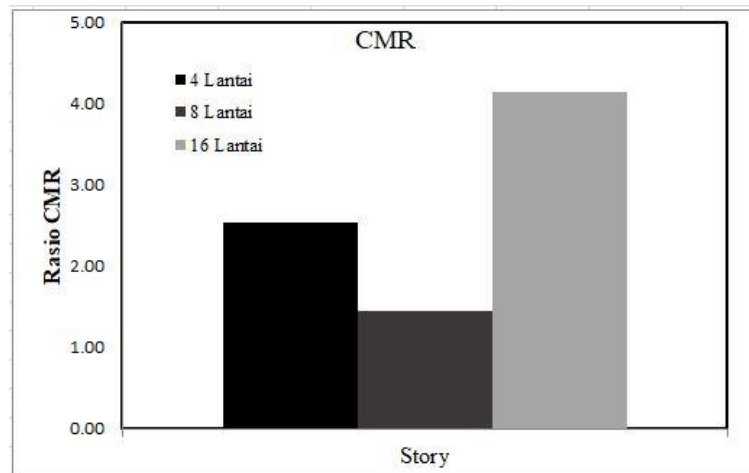


Gambar 4.4: Grafik Probability Of Collapse untuk model 4, 8 dan 16 lantai.

Dari Gambar 4.4 merupakan grafik probability of collapse 4%. Dapat dilihat bahwa nilai probability of collapse pada 4 lantai adalah 3.82 g, untuk 8 lantai adalah 1.39 g dan 16 lantai adalah 2.12 g.

4.3.4. Collaps Margin Ratio (CMR)

Setelah didapat nilai *probability of collapse* maka dapat dilakukan perbandingan nilai *collapse margin ratio* pada setiap model. Dapat dilihat untuk nilai keruntuhan dengan nilai 4 % dengan nilai median 50%.



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 dengan 4 lantai dan 8 lantai.

Tabel 4.4: Nilai perbandingan rasio 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	2.55	1.43	3.63	1.52	OK
8	2.5	5.19	1.44	1.46	2.11	1.52	OK
16	2.5	3.78	4.14	1.56	6.48	1.52	OK

Pada tabel 4.4 terdapat 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 4.6.

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 dapati model gedung 4 lantai paling besar yaitu 3.82 g dalam mengalami kerusakan dan model gedung 8 lantai mengalami kerusakan paling kecil yaitu 1.39 g dengan RSA yang sama untuk 20 jenis rekaman gempa *Pulse*.

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

- Azad, S. K., & Topkaya, C. (2017). A review of research on steel eccentrically braced frames. *Journal of constructional steel research*, 128, 53-73.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures*. McGraw-Hill Education.
- Daneshmand, A., & Hashemi, B. H. (2012). Performance of intermediate and long links in eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 70, 167–176.
- Dewobroto, W. (2005). Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover. *Civil Engineering National Conference: Sustainability Construction & Structural Engineering Based on Professionalism—Unika Soegijapranata, Semarang*, 17–18.
- Dewobroto, W., & Wijaya, R. (2015). Perencanaan, Perilaku dan Keunggulan Portal Momen Rangka Batang Khusus (PMRBK) terhadap Portal Momen Khusus (PMK) pada Bangunan Baja Bertingkat Sedang. *Seminar Dan Pameran HAKI*.
- Ejaz Ahmad Bhat. (2020). Effect of Shear Wall Area on Seismic Behaviour of Multistoried Building with Soft Storey At Ground Floor. *International Journal of Engineering Research And*, V9(07), 22–37. <https://doi.org/10.17577/ijertv9is070017>
- Faisal, A. (2020). Pengaruh getaran gempa yang mengandung efek pulse dan tanpa pulse pada struktur tidak simetris sebidang. *KUMPULAN BERKAS KEPANGKATAN DOSEN*.
- Hutahaean, S. G., & Aswandy, A. (2016). Kajian Pemakaian Shear Wall dan Bracing pada Gedung Bertingkat. *RekaRacana: Jurnal Teknil Sipil*, 2(4), 100.
- Kalibhat, M. G., Kamath, K., Prasad, S. K., & Pai, R. R. (2014). Seismic performance of concentric braced steel frames from pushover analysis. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering*, Page, 67–73.
- Kalkan, E. (2006). *Prediction of seismic demands in building structures*. University of California, Davis.
- Musmar, M. A. (2012). Effect of link on eccentrically braced frames. *JES. Journal of Engineering Sciences*, 40(1), 35–43.
- Pawirodikromo, W. (2012). *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan. Yogyakarta: Pustaka Pelajar*.
- Prawirodikromo, W. (2012). *F;If: 0.1 I 10*.
- Richards, P. W., & Uang, C.-M. (2005). Effect of flange width-thickness ratio on

eccentrically braced frames link cyclic rotation capacity. *Journal of Structural Engineering*, 131(10), 1546–1552.

Rizkiani, R. E. (2019). Studi Perbandingan Struktur Gedung Dispenda Kota Samarinda Berdasarkan Sni 03-1726-2002 Dan Sni 03-1726-2012. *KURVA S: Jurnal Keilmuan Dan Aplikasi Teknik Sipil*, 1(1), 341–353.

Sampakang, J. J., Pandaleke, R. E., Pangouw, J. D., & Khosama, L. K. (2013). Perencanaan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Pada Komponen Balok–kolom Dan Sambungan Struktur Baja Gedung Bpjn XI. *Jurnal Sipil Statik*, 1(10).

Siswanto, A. B. (2018). Kriteria Dasar Perencanaan Struktur Bangunan Tahan Gempa. *Jurnal Teknik Sipil*, 11, 59–72.

Sni 1726:2019. (2019). Sni 1726:2019. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung*, 8, 254.

Suswanto, B., Rafael, J., & Sutrisno, W. (2018). *Sistem Struktur Eccentrically Braced Frames*. Surabaya.

Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (1966). *Application of Incremental Dynamic Analysis To an. Figure 1*, 1–12.

Zhang, Y., & He, Z. (2020). Acceptable values of collapse margin ratio with different confidence levels. *Structural Safety*, 84, 101938.

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 Periode Struktur

Penentuan periode 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 periode getar alami struktur model 1

Arah X				
$T_{a \min} = C_t \cdot h_n^x$	$T_{a \max} = C_u \cdot T_a$	T (Etabs)	T pakai	Kontrol
0.646 s	0.905 s	0.473 s	0.646 s	Ok

Berdasarkan tabel L.1, periode alami struktur yang digunakan adalah harus dikontrol menggunakan $T_{a \min}$ dan $T_{a \max}$ sehingga digunakan periode 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 X				
$T_{a \min} = C_t \cdot h_n^x$	$T_{a \max} = C_u \cdot T_a$	T (Etabs)	T pakai	Kontrol
1.060 s	1.484 s	0.887 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 X				
$T_{a \min} = C_t \cdot h_n^x$	$T_{a \max} = C_u \cdot T_a$	T (Etabs)	T pakai	Kontrol
1.759 s	2.463 s	1.223 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).

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.473	0.8556	0	86%	0%
Modal	2	0.327	0	0.8528	86%	85%
Modal	3	0.24	7.45E-07	0.0001	86%	85%
Modal	4	0.143	0.1032	0	96%	85%
Modal	5	0.122	0	0.1146	96%	97%
Modal	6	0.087	0	7.31E-06	96%	97%
Modal	7	0.071	0.0308	0	99%	97%
Modal	8	0.07	0	0.0213	99%	99%
Modal	9	0.049	8.36E-07	1.6E-06	99%	99%
Modal	10	0.047	0	0.0113	99%	100%
Modal	11	0.045	0.0104	0	100%	100%
Modal	12	0.033	0	0	100%	100%

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

Mode	Presentasi	CQC < 15%	SRSS >15%
1 & 2	14.60	OK	Not OK
3 & 4	8.70	OK	Not OK
4 & 5	9.70	OK	Not OK
5 & 6	2.10	OK	Not OK

Mode	Presentasi	CQC < 15%	SRSS >15%
6 & 7	3.50	OK	Not OK
7 & 8	1.60	OK	Not OK
8 & 9	0.10	OK	Not OK
9 & 10	2.10	OK	Not OK
10 & 11	0.20	OK	Not OK
11 & 12	0.20	OK	Not OK

A.3.2. Modal Participating Mass Ratios Model 2

Tabel L.6 : Hasil output *Modal Participating Mass Ratios* struktur pemodelan dengan program analisa struktur (Model 2).

TABLE: 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).

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1.223	0.7275	0	73%	0%
Modal	2	0.899	0	0.7132	73%	71%
Modal	3	0.629	0	0	73%	71%
Modal	4	0.454	0.1286	0	86%	71%
Modal	5	0.319	0	0.1634	86%	88%
Modal	6	0.264	0.0566	0	86%	88%

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	7	0.223	0	0	86%	88%
Modal	8	0.179	0	0.0538	86%	93%
Modal	9	0.174	0.0303	0	86%	93%
Modal	10	0.126	0.0152	0	86%	93%
Modal	11	0.126	0	0.0234	86%	95%
Modal	12	0.125	0	0	86%	95%

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
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

Mass Summary by Story		
Story	UX	UY
	kg	kg
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

Mass Summary by Story		
Story	UX	UY
	kg	kg
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

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

: 0,125

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

: 0,131

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

: 0,0375

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

Arah X				
Arah X	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 :

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,125 \times 22659,991 \text{ KN}$$

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

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

$$W_t = 22659,991 \text{ KN}$$

❖ 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.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	$W_x * h_x^k$	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

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

: 0,080

❖ C_s 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 1 (R=8)

Arah X				
Arah X	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 :

$$V = C_s \times W_t$$

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

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

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 (Fx)
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

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

: 0,125

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

: 0,043

❖ 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 1 (R=8)

Arah X				
Arah X	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
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	Comb o	Dire ction	δ_{ex}	$\delta_{xe} = (\delta_{ex} - \delta_{ex-1})$	$\Delta_x = \delta_{xe} \frac{C_{dx}}{I_e}$	h_{sx}	$\Delta_{ijin} =$ 0.020 $\frac{h_{sx}}{h_{sx}}$	Ce k
-------	-----------	---------------	---------------	---	---	----------	---	---------

			(mm)	(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}	$\Delta_{ijin} = 0.020 h_{sx}$	Ce k
			(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	Envelope	Y	14.66	4.915	19.7	4267	85.34	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)	
i 3	e		5					
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

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 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
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 X (Model 1).

Story	Kekakuan total	Ki/Ki+1 (%)	Rata-rata Kek. 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr (%)
4	566354.38			
3	679047.31	120%	678671.54	
2	790612.93	116%	810484.56	116%
1	961793.43	122%		119%

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

Story	Kekakuan total	Ki/Ki+1 (%)	Rata-rata Kek. 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr (%)
8	450563			
7	600203.2	133%	576319.48	
6	678192.3	113%	676338.71	
5	750620.7	111%	780670.17	130%
4	913197.5	122%	892313.61	135%
3	1013123	111%	1037483.98	130%
2	1186132	117%		133%
1	1395938	118%		135%

Tabel L.30 : Kontrol ketidak beraturan kekakuan tingkat lunak pada arah X (Model 3).

Story	Kekakuan total	Ki/Ki+1 (%)	Rata-rata Kek. 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr (%)
16	459271.5			
15	617183.5	134%	591104.82	
14	696859.4	113%	716999.63	
13	836956	120%	868896.37	142%
12	1072874	128%	1019241.97	150%
11	1147896	107%	1145939.86	132%
10	1217050	106%	1227964.37	119%
9	1318947	108%	1335848.81	115%
8	1471550	112%	1447027.11	120%
7	1550584	105%	1555958.19	116%
6	1645741	106%	1675556.75	114%
5	1830345	111%	1875948.32	118%
4	2151759	118%	2117900.78	128%
3	2371598	110%	2428299.30	126%
2	2761541	116%		130%
1	3667983	133%		151%

A.9. Pengaruh Efek P-Delta

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

Story	Px	Δ_x	Ie	Vx	hsx	Cdx	$\theta_x = \frac{P_x \cdot \Delta_x \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_{dx}}$	Cek
	kN	mm		kN	mm			

Story	Px	Δ_x	Ie	Vx	hsx	Cdx	$\theta_x = \frac{P_x \cdot \Delta_x \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_{dx}}$	Cek
	kN	mm		kN	mm			
Lt 4	6870.8	8.8	1	1237.0	4268	4	0.003	P- Δ Diabaikan
Lt 3	16067.3	14.3	1	2401.6	4267	4	0.006	P- Δ Diabaikan
Lt 2	25263.2	16.4	1	3218.5	4267	4	0.008	P- Δ Diabaikan
Lt 1	34595.7	15.3	1	3684.7	5468	4	0.007	P- Δ Diabaikan

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

Story	Px	Δ_x	Ie	Vx	hsx	Cdx	$\theta_x = \frac{P_x \cdot \Delta_x \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_{dx}}$	Cek
	kN	mm		kN	mm			
Story8	6849.5	9.8	1	1076.3	4267.2	4	0.0037	P- Δ Diabaikan
Story7	16002.3	14.944	1	2214.3	4267.2	4	0.0063	P- Δ Diabaikan
Story6	25166.2	18.864	1	3175.0	4267.2	4	0.0088	P- Δ Diabaikan
Story5	34336.8	21.220	1	3961.2	4267.2	4	0.0108	P- Δ Diabaikan
Story4	43525.3	20.148	1	4584.6	4267.2	4	0.0112	P- Δ Diabaikan
Story3	52839.6	20.008	1	5046.6	4267.2	4	0.0123	P- Δ Diabaikan
Story2	62162.9	18.136	1	5351.1	4267.2	4	0.0123	P- Δ Diabaikan

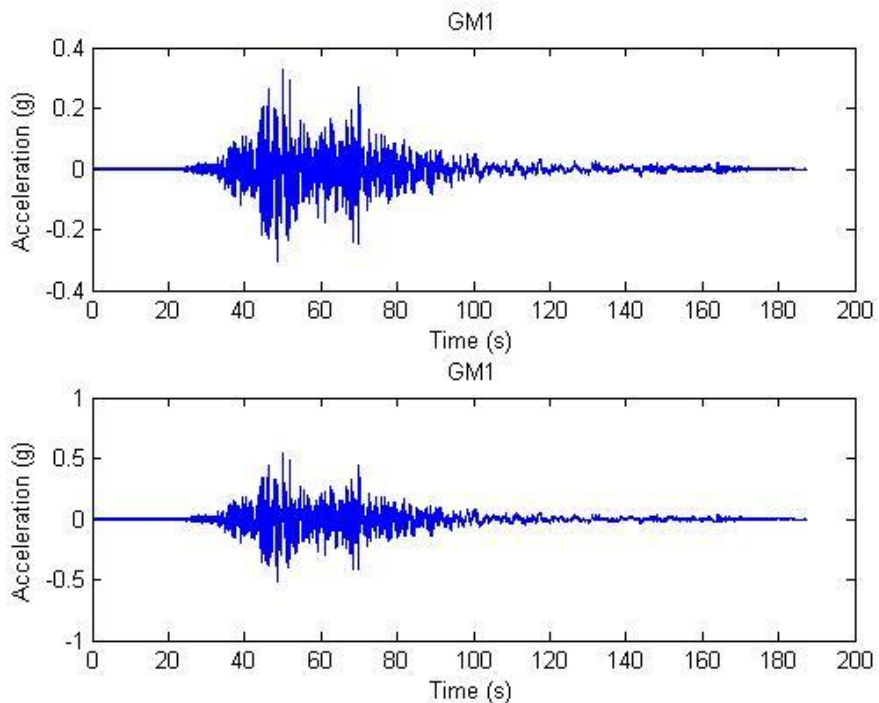
Story1	71533.4	15.860	1	5508.9	8486.6	4	0.0061	P-Δ Diabaikan
--------	---------	--------	---	--------	--------	---	--------	------------------

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

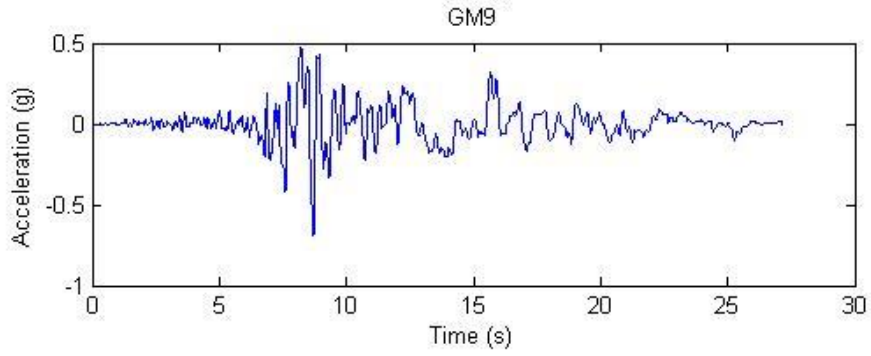
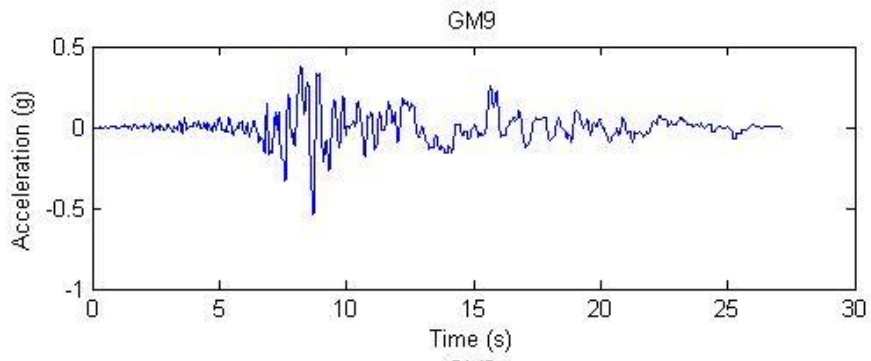
Story	Py kN	Δy mm	Ie	Vy kN	hsy mm	Cdy	$\theta_x = \frac{P_x \cdot \Delta_x \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_{dx}}$	Cek
Lt 16	6856.9	8.1	1	1085.5	4267.2	4	0.0030	P-Δ Diabaikan
Lt 15	16017.9	10.9	1	2320.2	4267.2	4	0.0044	P-Δ Diabaikan
Lt 14	25178.2	12.0	1	3463.2	4267.2	4	0.0051	P-Δ Diabaikan
Lt 13	34396.4	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

Story	Py kN	Δy mm	Ie	Vy kN	hsy mm	Cdy	$\theta_x = \frac{P_x \cdot \Delta_x \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_{dx}}$	Cek
								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

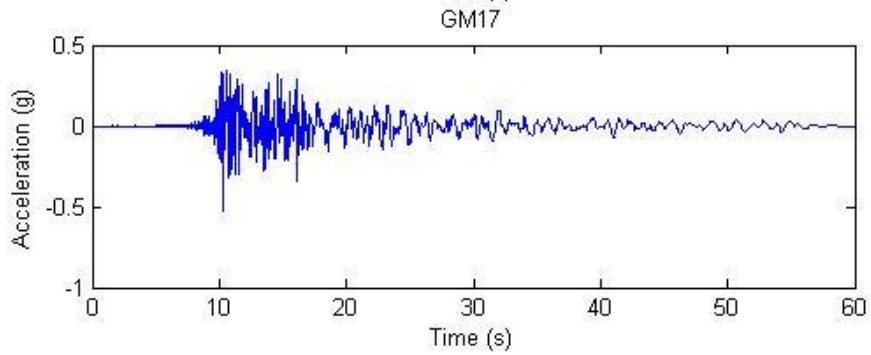
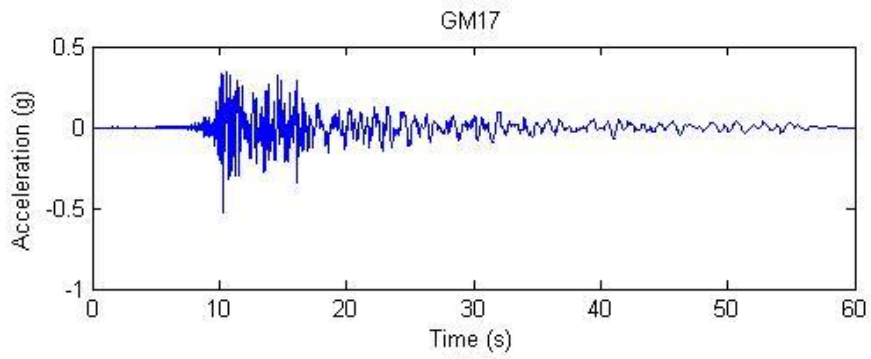
A.10 GroundMotion (Rekaman gempa)



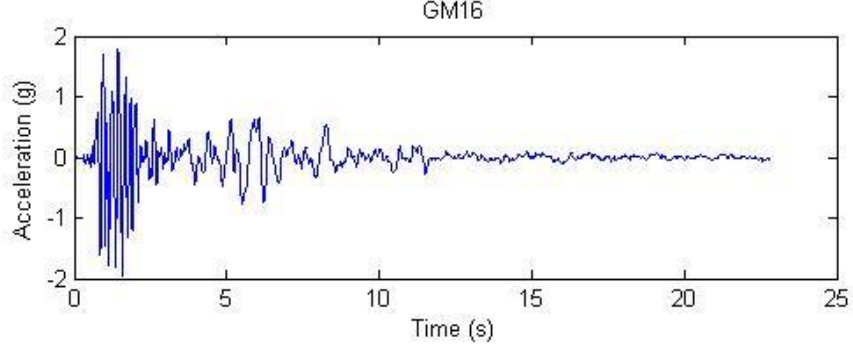
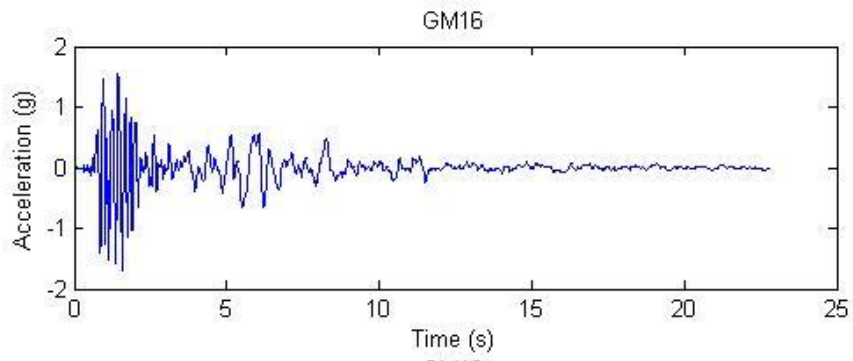
Chi-Chi Taiwan



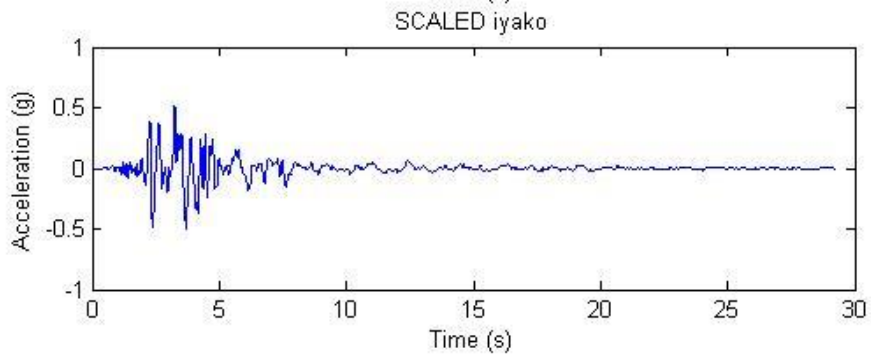
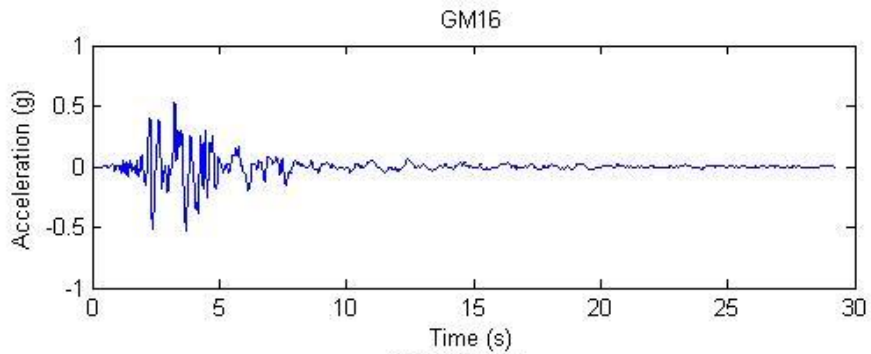
Kocaeli Turkey



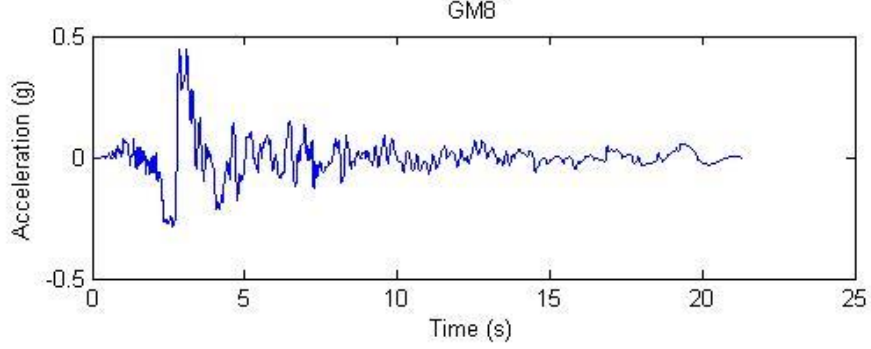
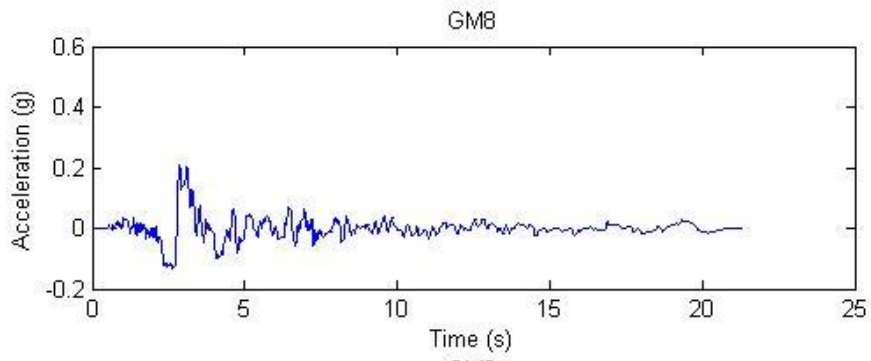
Imperial Valley-06



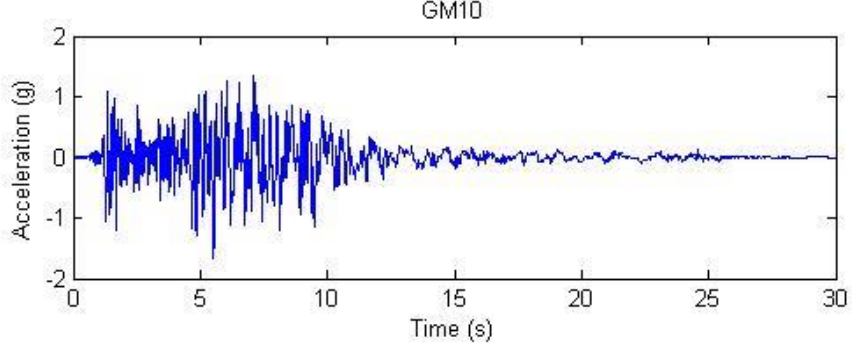
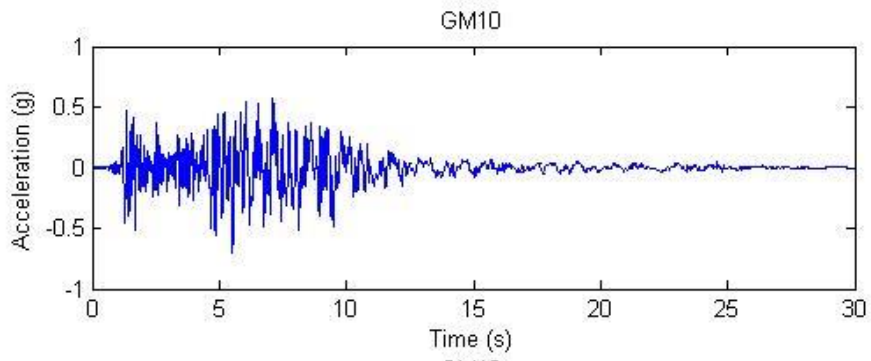
Morgan Hill



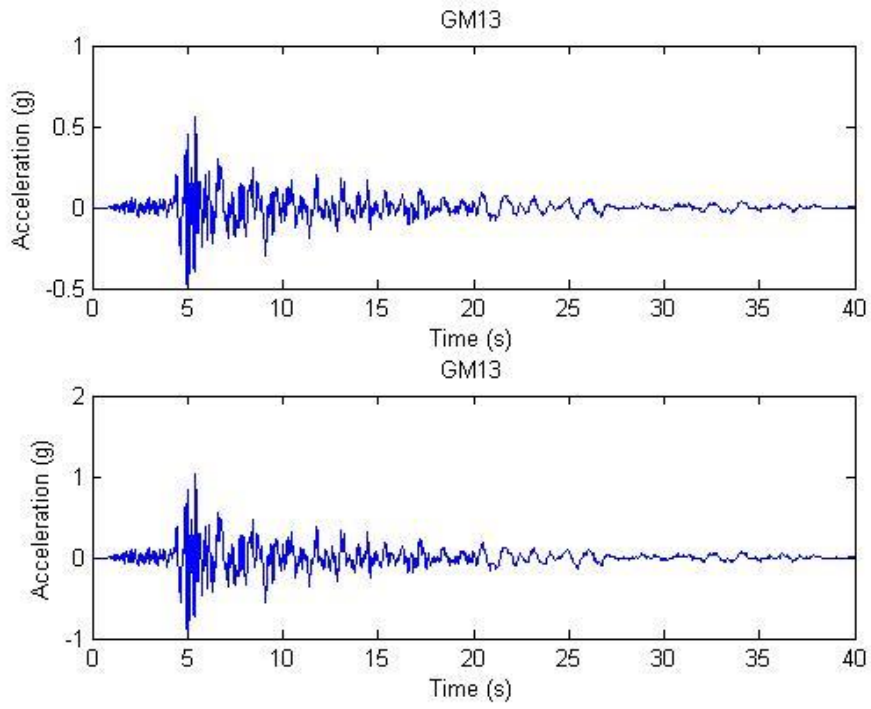
Kalamata Greece-01



Erzican Turkey



Mammoth Lakes-01



chalfant valley-02

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PENYUSUN

Nama Lengkap : Dimas Bima Ayuda
Tempat, Tanggal Lahir : Kampung Bantan, 25 Desember 1999
Jenis Kelamin : Laki-Laki
Alamat : Pt. Milano Kebun Sei Daun, Labuhanbatu Selatan
Agama : Islam
No.Hp : 082272331434
Email : dimasbimaharahap01@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

NO	Tingkat Pendidikan	Nama dan Lokasi	Tahun Lulus
1	Taman Kanak-Kanak	TK Tunas Harapan Milano	2006
2	Sekolah Dasar	SD Swasta Widiya Dharma, Torgamba	2012
3	Sekolah Menengah Pertama	SMP Negeri 2 Kampung Rakyat	2015
4	Sekolah Menengah Kejuruan	SMK Negeri 1 Percut Sei Tuan	2018
5	Perguruan Tinggi (Strata 1)	Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara	2018-Sekarang