

# TUGAS AKHIR

**PENGARUH RASIO KOLOM KUAT BALOK LEMAH (SCWB)  
TERHADAP PROBABILITAS KERUNTUHAN STRUKTUR  
SRPM BETON AKIBAT GEMPA  
(STUDI LITERATUR)**

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

**Disusun Oleh:**

**AOILA AKHDAN PENYALAI**  
**1907210086**



**UMSU**

Unggul | Cerdas | Terpercaya

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA  
MEDAN  
2023**

## LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas akhir ini diajukan oleh :

Nama : Aqila Akhdan Penyalai  
NPM : 1907210086  
Program Studi : Teknik Sipil  
Judul Skripsi : Pengaruh Rasio Kolom Kuat Balok Lemah (SCWB)  
Terhadap Probabilitas Keruntuhan Struktur SRPM Beton  
Akibat Gempa  
Bidang Ilmu : Struktur

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

Disetujui Untuk Disampaikan  
Kepada Panitia Ujian:  
Dosen Pembimbing



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

## LEMBAR PENGESAHAN

Tugas akhir ini diajukan oleh :

Nama : Aqila Akhdan Penyalai  
NPM : 1907210086  
Program Studi : Teknik Sipil  
Judul Skripsi : Pengaruh Rasio Kolom Kuat Balok Lemah (SCWB)  
Terhadap Probabilitas Keruntuhan Struktur SRPM Beton  
Akibat Gempa

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

Medan, September 2023

Mengetahui dan Menyetujui:

Dosen Pembimbing

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

Dosen Pembanding I



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

Dosen Pembanding II



Rizki Efrida,S.T.,M.T

Ketua Prodi Teknik Sipil



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

## SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

Nama Lengkap : Aqila Akhdan Penyalai  
Tempat, Tanggal Lahir : Medan, 3 Mei 2002  
NPM : 1907210086  
Fakultas : Teknik  
Program Studi : Teknik Sipil

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

“Pengaruh Rasio Kolom Kuat Balok Lemah (SCWB) Terhadap Probabilitas Keruntuhan Struktur SRPM Beton Akibat Gempa.”

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

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidak sesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan atau kesarjana saya.

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

Medan, September 2023

Saya yang menyatakan:



*Aqila Akhdan Penyalai*  
Aqila Akhdan Penyalai

## ABSTRAK

### **PENGARUH RASIO KOLOM KUAT BALOK LEMAH (SCWB) TERHADAP PROBABILITAS KERUNTUHAN STRUKTUR SRPM BETON AKIBAT GEMPA**

Aqila Akhdan Penyalai

1907210086

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

Gempa bumi merupakan fenomena alam yang disebabkan oleh adanya pelepasan energi regangan elastis batuan pada litosfir. Semakin besar energi yang dilepas semakin kuat gempa yang terjadi. Indonesia khususnya Kota Banda Aceh merupakan wilayah yang rawan gempa, sehingga bangunan bertingkat dapat mengalami kehancuran baik dalam kategori ringan, kecil, sedang, parah bahkan hancur total. Untuk menanggulangnya, penerapan salah satu inovasi desain Kolom Kuat Balok Lemah atau yang dikenal dengan istilah *Strong Column Weak Beam* (SCWB) dibutuhkan. Konsep SCWB ialah membuat sistem struktur yang fleksibel yang mampu berdeformasi saat terjadi gempa. Oleh karena itu perlu adanya perencanaan struktur beton bertulang dengan sistem SCWB dengan variasi yang berbeda dan factor modifikasi respon yang berbeda pula dan tentunya yang tahan terhadap gempa. Dalam tugas akhir ini digunakan 2 daerah sebagai perencanaan gempa yaitu Banda Aceh dan Palembang untuk memenuhi dalam perencanaan 3 tiga sistem gedung, dalam hal ini terdapat 1 model struktur dengan sistem yang berbeda yaitu, SRPMK, SRPMM, dan SRPMB. spesifikasi material dan dimensi struktur model memiliki tinggi 71 m (20 lantai). Analisa yang digunakan adalah Respon Spektrum sebagai tahap desain dan Analisa Pushover dan Nonlinear sebagai tahap evaluasi, dengan alat bantu *software* SAP2000. Pada struktur bangunan akan dikenakan respon gempa. Hasilnya menunjukkan bahwa dari ke 4 variasi SCWB yang ditinjau, nilai maksimum saat kondisi kolom hampir runtuh ialah pada kondisi SCWB pola linier. Kolom akan mengalami kondisi hampir runtuh ketika 60% jumlah balok yang ada telah mengalami kondisi hampir runtuh.

Kata kunci : Gempa bumi, sistem struktur SCWB, pola variasi SCWB.

## **ABSTRACT**

### ***THE EFFECT OF STRONG COLUMN WEAK BEAM (SCWB) RATIO ON THE PROBABILITY OF SRPM STRUCTURE COLLAPSE CONCRETE DUE TO AN EARTHQUAKE***

Aqila Akhdan Penyalai

1907210086

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

Earthquakes are a natural phenomenon caused by the release of elastic strain energy from rocks in the lithosphere. The greater the energy released, the stronger the earthquake that occurs. Indonesia, especially the city of Banda Aceh, is an earthquake-prone area, so multi-storey buildings can experience damage in the categories of light, small, medium, severe or even completely destroyed. To overcome this, the application of one of the innovations in the Strong Column Weak Beam (SCWB) design is needed. The SCWB concept is to create a flexible structural system that is capable of deforming during an earthquake. Therefore, it is necessary to plan reinforced concrete structures with SCWB systems with different variations and different response modification factors and of course those that are resistant to earthquakes. In this final project, 2 regions are used for earthquake planning, namely Banda Aceh and Palembang to fulfill the planning of 3 three building systems, in this case there is 1 structural model with different systems, namely, SRPMK, SRPMM, and SRPMB. Material specifications and structural dimensions of the model are 71 m high (20 floors). The analysis used is Spectrum Response as the design stage and Pushover and Nonlinear Analysis as the evaluation stage, with SAP2000 software tools. The building structure will be subject to earthquake response. The results show that of the 4 SCWB variations considered, the maximum value when the column is almost collapsing is in the linear pattern SCWB condition. Columns will experience a near collapse condition when 60% of the existing beams have experienced a near collapse condition.

Keywords : Earthquakes, SCWB structural systems, SCWB variation patterns.

## 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 “Pengaruh Rasio Kolom Kuat Balok Lemah (SCWB) Terhadap Probabilitas Keruntuhan Struktur SRPM Beton Akibat Gempa” 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, ST, MSc, PhD. Selaku Dosen Pembimbing yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain selaku Dosen Pembimbing I yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Rizky Efrida, ST, MT. Selaku Dosen Pembimbing II yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Munawar Alfansury Siregar ST, MT selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
5. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.

6. Orang tua penulis: Irsan Penyalai dan Umi Kalsum, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis serta kakak, abang, dan adik saya yang memotivasi saya selama ini
7. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
8. Bg Afiful Anshari, ST. Yang banyak memberikan saran dan masukan, membantu dan mengarahkan disetiap masalah yang ditemukan selama riset dan memberikan banyak ilmu dan pengalaman dalam penyelesaian tugas akhir ini.

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, September 2023

Aqila Akhdan Penyalai



## DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR NOTASI	xv
DAFTAR SINGKATAN	xvii
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Ruang Lingkup	3
1.4 Tujuan Penelitian	4
1.5 Manfaat Penelitian	4
1.6 Sistematika Penulisan	5
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Umum	6
2.2 Teori Gempa	6
2.2.1 Mekanisme Gempa Bumi	7
2.2.2 <i>groundmotion</i> (getaran tanah)	8
2.2.2.1 gempa dekat	8
2.3 Filosofi bangunan tahan gempa	9
2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen	11
2.4.1 SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)	12
2.4.2 SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah)	12
2.4.3 SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa)	13
2.4.4 Faktor Modifikasi Respon (R)	13

2.4.5	Defenisi Faktor Modifikasi Respon	14
2.4.6	SCWB (Strong Column Weak Beam)	15
2.4.7	Sendi Plastis	15
2.5	Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2019	16
2.5.1	Gempa Rencana dan Faktor Keutamaan	16
2.5.2	Klasifikasi Situs dan Parameter	18
2.5.3	Parameter Percepatan Gempa	19
2.5.4	Parameter Percepatan Spektral Desain	20
2.5.5	Struktur Penahan Beban Gempa	22
2.5.6	Perioda Alami Struktur	23
2.5.7	Gaya Geser Dasar Seismik	24
2.5.8	Simpangan ( <i>Drift</i> ) Akibat Gaya Gempa	25
2.5.9	Pengaruh P-Delta	26
2.5.10	Metode Analisa	27
2.5.10.1	Metode Analisa Respon Spektrum Ragam	28
2.5.10.2	Metode Analisa Pushover	30
2.5.11	Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan	31
BAB 3 METODE PENELITIAN		34
3.1	Umum	34
3.2	Pemodelan Struktur	35
3.2.1	Data Perencanaan Struktur	35
3.2.2	Konfigurasi Bangunan	36
3.2.3	Dimensi Kolom-Balok	36
3.3	Analisis Struktur	37
3.3.1	Analisis Dinamik Struktur Linier	37
3.3.1.1	Pembebanan	37
3.3.1.2	Respon Spektrum Desain Gempa	38
3.3.1.2.1	Untuk Kota Banda Aceh (Tanah Lunak)	38
3.3.1.2.2	Untuk Kota Palembang (Tanah Keras)	39
3.3.1.2.3	Untuk Kota Palembang (Tanah Batuan)	40
3.3.1.3	Kombinasi Pembebanan	41

3.3.1.4 Analisis Respon Spektrum Ragam	42
3.3.1.5 Momen Desain	43
3.3.1.6 Momen Leleh ( $M_y$ )	44
3.3.1.6.1 Kapasitas Rotasi ( $\theta_p$ )	44
3.3.1.6.2 Rotasi Leleh ( $\theta_y$ )	45
<b>BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN</b>	<b>46</b>
4.1 Hasil Model Linier Dan Non Linier	46
4.2 Hasil Analisa Linier	46
4.2.1 Respon Spektrum Ragam	46
4.2.2 Koreksi Gempa Dasar Nominal	47
4.2.3 Koreksi Faktor Redudansi	47
4.2.4 Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	48
4.2.5 Nilai Simpangan Gedung	48
4.2.6 Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak ( <i>Soft Story</i> )	48
4.2.7 Pengaruh P-Delta	49
4.3 Hasil Analisa Non Linier	49
4.3.1 Analisa Pushover	49
4.3.2 Analisa Sendi Plastis	52
4.3.2.1 Kondisi Desain (A)	53
4.3.2.2 Kondisi SCWB Konstan (B)	55
4.3.2.3 Kondisi SCWB pola Linier (C)	56
4.3.2.4 Kondisi SCWB pola Parabola (D)	59
<b>BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN</b>	<b>62</b>
5.1 Kesimpulan	62
5.2 Saran	63
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	
<b>LAMPIRAN</b>	
<b>DAFTAR RIWAYAT HIDUP</b>	

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2019	17
Tabel 2.2	Keutaman gempa (SNI 03-1726-2019)	17
Tabel 2.3	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2019	18
Tabel 2.4	Koefisien perioda pendek ( $F_d$ ) berdasarkan SNI 1726:2019	19
Tabel 2.5	Koefisien perioda 1,0 detik ( $F_v$ ) berdasarkan SNI 1726:2019	20
Tabel 2.6	Faktor $R$ , $C_d$ , dan $\Omega_0$ untuk sistem penahan gaya gempa	23
Tabel 2.7	Nilai parameter perioda pendekatan $C_t$ dan $x$ berdasarkan SNI 1726:2019	24
Tabel 2.8	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2019	24
Tabel 2.9	Prosedur analisa yang boleh digunakan	28
Tabel 2.10	Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar	33
Tabel 3.1	Komponen struktural bangunan	36
Tabel 3.2	Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987	37
Tabel 3.3	Beban hidup pada lantai dan atap struktur berdasarkan SNI 1727:2013.	37
Tabel 3.4	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai $\rho = 1.3$ , $S_{DS} = 0,906$	41
Tabel 3.5	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai $\rho = 1$ , $S_{DS} = 0,25$	41
Tabel 3.6	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai $\rho = 1$ , $S_{DS} = 0,17$	42
Tabel 4.1	Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen ( $V_1$ ) dan Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum <i>output</i> Program Analisa Struktur $V_t$	47
Tabel 4.2	Nilai $V_t$ sb.x	48
Tabel 4.3	Nilai daktilitas di tiap variasi SCWB dan factor modifikasi respon (R)	52

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta zonasi gempa Indonesia	2
Gambar 2.1	Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan divergen; b) pertemuan konvergen; c) pertemuan saling bergeser horizontal	7
Gambar 2.2	Rekaman gempa Northridge(1994) dan Parkfield(1997) (Pawirodikromo, 2012)	9
Gambar 2.3	Deformasi Gedung akibat Gempa	10
Gambar 2.4	Histeresis di sendi plastis yang stabil	11
Gambar 2.5	Respon gaya-perpindahan struktur kondisi elastis dan inelastic	13
Gambar 2.6	Hubungan antara factor modifikasi respon ( $R$ ), factor kuat lebih struktur ( $\Omega$ ), dan factor reduksi daktalitas ( $R\mu$ )	14
Gambar 2.7	Spektrum Respon Desain	22
Gambar 2.8	Kurva Pushover	30
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	34
Gambar 3.2	a)Denah structural model 1, b) Proyeksi bangunan model 1	36
Gambar 3.3	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2019 Kota Banda Aceh dengan jenis tanah lunak	38
Gambar 3.4	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2019 Kota Palembang dengan jenis tanah keras	39
Gambar 3.5	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2019 Kota Palembang dengan jenis tanah batuan	40
Gambar 3.6	Kurva kapasitas untuk ketiga faktor	44
Gambar 4.1	Hasil analisa pushover pada kondisi desain (sebelum dilakukan variasi pada momen balok) untuk setiap R dengan jenis gempa yang berbeda.	49
Gambar 4.2	Hasil analisa pushover dengan variasi yang berbeda Pada Momen balok dengan setiap R dan Jenis Gempa yang Berbeda: a)SCWB Konstan, b)SCWB Pola linier, c)SCWB Pola Parabola	51

Gambar 4.3	Nilai perbandingan masing-masing R pada tiap-tiap variasi : a) R8, b) R5, c) R3	52
Gambar 4.4	a) Gambar sendi plastis untuk R8 pada kondisi desain sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh , b) Gambar sendi plastis untuk R8 pada kondisi desain setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.	53
Gambar 4.5	Gambar sendi plastis untuk R5 pada kondisi desain sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh, b) Gambar sendi plastis untuk R5 pada kondisi desain setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.	54
Gambar 4.6	Gambar sendi plastis untuk R3 pada kondisi desain sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh, b) Gambar sendi plastis untuk R3 pada kondisi desain setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh	54
Gambar 4.7	a) Gambar sendi plastis untuk R8 pada variasi SCWB konstan sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh , b) Gambar sendi plastis untuk R8 pada variasi SCWB konstan setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.	55
Gambar 4.8	a) Gambar sendi plastis untuk R5 pada variasi SCWB konstan sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh , b) Gambar sendi plastis untuk R5 pada variasi SCWB konstan setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.	56
Gambar 4.9	a) Gambar sendi plastis untuk R3 pada variasi SCWB konstan sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh , b) Gambar sendi plastis untuk R3 pada variasi SCWB konstan setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.	56
Gambar 4.10	a) Gambar sendi plastis untuk R8 pada variasi kondisi SCWB pola linier sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh , b) Gambar sendi plastis untuk R8 pada variasi kondisi SCWB pola linier setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.	57
Gambar 4.11	a) Gambar sendi plastis untuk R5 pada variasi kondisi SCWB pola linier sebelum kolom mengalami kondisi	

- hampir runtuh , b) Gambar sendi plastis untuk R5 pada variasi kondisi SCWB pola linier setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh. 58
- Gambar 4.12 a) Gambar sendi plastis untuk R3 pada variasi kondisi SCWB pola linier sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh , b) Gambar sendi plastis untuk R3 pada variasi kondisi SCWB pola linier setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh. 58
- Gambar 4.13 a) Gambar sendi plastis untuk R8 pada variasi kondisi SCWB pola parabola sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh , b) Gambar sendi plastis untuk R8 pada variasi kondisi SCWB pola parabola setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh. 59
- Gambar 4.14 a) Gambar sendi plastis untuk R5 pada variasi kondisi SCWB pola parabola sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh , b) Gambar sendi plastis untuk R5 pada variasi kondisi SCWB pola parabola setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh. 60
- Gambar 4.15 a) Gambar sendi plastis untuk R3 pada variasi kondisi SCWB pola parabola sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh , b) Gambar sendi plastis untuk R3 pada variasi kondisi SCWB pola parabola setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh. 60

## DAFTAR NOTASI

$C_d$	=Faktor kuat lebih sistem
DL	=Beban mati, termasuk SIDL
E	=Modulus elastisitas
$E_x$	=Beban gempa arah x
$E_y$	=Beban gempa arah y
F	=Frekuensi Struktur
$F_a$	=Koefisien perioda pendek
$F_v$	=Koefisien perioda 1,0 detik
$F_{PGA}$	=Nilai koefisien situs untuk PGA
$h_n$	=Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)
I	=Momen Inersia kolom/balok
$I_e$	=Faktor keutamaan gempa
$\omega$	=Kecepatan sudut
k	=Kekakuan struktur
l	=Panjang kolom/balok
LL	=Beban hidup
$M_{column}$	=Momen kapasitas 2 kolom yang bertemu di <i>joint</i>
$M_{beam}$	=Momen kapasitas 2 balok yang menumpu di kolom
$M_c$	=Momen puncak
$M_y$	=Momen leleh
$M_u$	=Momen ultimit
PGA	=Nilai PGA dibatuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2019
$PGA_M$	=Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs
$Q_E$	=Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain.



$R$	=	Faktor koefisien modifikasi respon
$S_S$	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
$S_I$	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
$S_{DS}$	=	Respon spektrum percepatan respon desain untuk perioda pendek
$S_{DI}$	=	Respon spektrum percepatan desain untuk perioda 1,0 detik
$T_{a \text{ minimum}}$	=	Nilai batas bawah perioda bangunan
$T_{a \text{ maksimum}}$	=	Nilai batas atas perioda bangunan
$V_t$	=	Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon yang telah dilakukan
$V_1$	=	Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen
$\theta_y$	=	Rotasi pada saat leleh
$\epsilon$	=	Total tegangan yang terjadi
$\epsilon_y$	=	Tegangan pada saat leleh
$\mu_p$	=	Lendutan pada titik plastis
$\mu_y$	=	Lendutan pada titik leleh
$\phi_m$	=	Lengkungan maksimum yang akan timbul
$\phi_y$	=	Lengkungan pada saat leleh
$\theta_u$	=	Rotasi pada batas ultimit
$\theta_y$	=	Rotasi pada batas leleh
$\theta$	=	Koefisien rotasi <i>post-capping</i>
$\theta$	=	Koefisien rotasi plastis
$\Omega$	=	Faktor pembesaran defleksi
$\rho$	=	Faktor redudansi

## DAFTAR SINGKATAN

CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
PEER	= <i>Pacific Earthquake Engineering Research</i>
PPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>

# BAB 1

## PENDAHULUAN

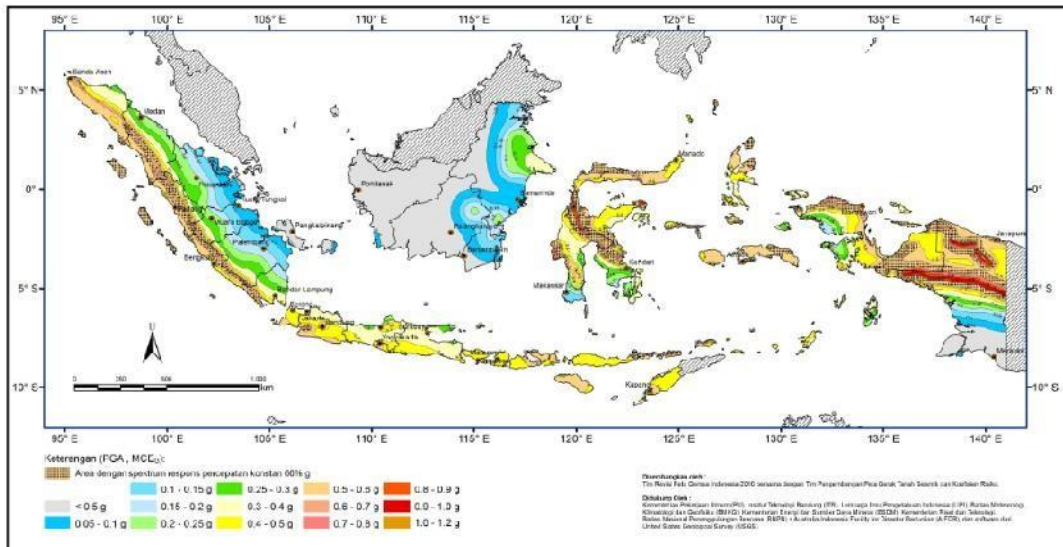
### 1.1 Latar Belakang

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

Gempa bumi merupakan fenomena alam yang disebabkan oleh adanya pelepasan energi regangan elastis batuan pada litosfer. Semakin besar energi yang dilepas semakin kuat gempa yang terjadi. Gempa bumi juga didefinisikan sebagai getaran yang bersifat alamiah, yang terjadi pada lokasi tertentu dan sifatnya tidak berkelanjutan. Getaran pada bumi terjadi akibat adanya proses pergeseran secara tiba-tiba (*sudden slip*) pada kerak bumi. Pergeseran secara tiba-tiba terjadi karena adanya sumber gaya (*force*), baik yang bersumber dari alam maupun dari bantuan manusia (*artificial earthquakes*). Terdapat beberapa pendekatan untuk mengantisipasi terjadinya gempa agar tidak menimbulkan dampak yang besar. Pertama, pendekatan struktural yakni desain mengikuti kaidah-kaidah konstruksi yang benar dan memasukkan parameter kegempaan dalam mendirikan bangunan sesuai dengan standar yang ada. Kedua, intensif melakukan sosialisasi kepada masyarakat mengenai pemahaman dan pelatihan penyelamatan dampak gempa (Budiono, 2011).

Indonesia merupakan negara yang terletak di wilayah rawan bencana gempa bumi. Hal ini disebabkan letak geografis yang menempati zona tektonik sangat aktif. Indonesia terletak di pertemuan 4 lempeng besar dunia. Lempeng Indo-Australia, dan Lempeng Eurasia pada bagian pantai barat Sumatera, pantai Selatan Jawa (dikenal sebagai kawasan Busur Sunda atau *Sunda Arc*, dan terus melintasi Nusa Tenggara Timur dan Kepulauan Maluku. Lempeng Pasifik dan Lempeng

Filiphina di bagian Timur Kepulauan Maluku dan bagian Utara daerah kepala burung Papua. Di bagian terakhir ini adalah kawasan pusat pertemuan 4 lempeng besar dunia tersebut. Zonasi gempa yang terdapat di Indonesia ditunjukkan pada Gambar 1.1.



Gambar 1.1: Peta zonasi gempa di Indonesia.

Untuk bangunan yang mengalami gempa mengandung *fling*, tentunya kehancuran yang terjadi pada bangunan tersebut akan meningkat bahkan mengalami *ground displacement* seiring berlangsungnya gempa berikutnya dengan periode ulang tertentu. Oleh karena itu, kita perlu untuk mengetahui kinerja struktur yang terjadi pada suatu bangunan yang mengalami gempa mengandung *fling* dengan periode ulang gempa tertentu agar ketahanan bangunan dapat kita rencanakan sebaik mungkin.

Bila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non struktural maupun pada komponen strukturalnya. Bila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non strukturalnya, akan tetapi komponen strukturalnya tidak boleh mengalami kerusakan. Bila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non struktural maupun komponen strukturalnya, akan tetapi penghuni bangunan dapat menyelamatkan diri.

## 1.2 Rumusan Masalah

Dari latar belakang masalah diatas maka penulis mengidentifikasi masalah sebagai berikut:

1. Bagaimana pola sendi plastis terhadap variasi konfigurasi rasio SCWB struktur SRPM beton?
2. Bagaimana pengaruh factor modifikasi respon terhadap kurva pushover struktur SRPM beton dengan berbagai konfigurasi rasio SCWB?

## 1.3 Ruang Lingkup

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

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan:
  - Struktur Beton Bertulang Pemikul Momen (SRPM) 2 Dimensi diantaranya Struktur Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus (SRPMK), Struktur Beton Bertulang Pemikul Momen Menengah (SRPMM), Struktur Beton Bertulang Pemikul Momen Biasa (SRPMB) pada 20 lantai yang difungsikan sebagai perkantoran yang terdapat di daerah Banda Aceh dengan jenis tanah lunak, Palembang dengan jenis tanah keras, dan Palembang dengan jenis tanah batuan.
  - Struktur dengan dimensi kolom dan balok serta penulangan yang hanya dianalisa pada batas aman saja, tidak dianalisa sampai ekonomis.
2. Perencanaan struktur beton bertulang, pembebanan serta gedung direncanakan berdasarkan:
  - Tata cara perencanaan struktur beton bertulang menggunakan Persyaratan Beton Struktural untuk bangunan Gedung SNI 2847:2019.
  - Beban gravitasi menggunakan SNI 1727:2019 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.
  - MATLAB versi 10, 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 : - Analisis Pushover  
- Sendi Plastis

#### **1.4 Tujuan Penelitian**

Tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah:

1. Untuk mengetahui pola sendi plastis terhadap variasi konfigurasi rasio SCWB struktur SRPM beton.
2. Untuk mengetahui pengaruh faktor modifikasi respon terhadap kurva pushover struktur SRPM beton dengan berbagai konfigurasi rasio SCWB.

#### **1.5 Manfaat Penelitian**

Dari hasil perencanaan pada pemodelan Struktur Beton Bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) maka diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat untuk mengetahui pengaruh faktor modifikasi respon terhadap kurva pushover struktur SRPM beton dengan berbagai konfigurasi rasio SCWB sekaligus mengetahui pola sendi plastis terhadap variasi konfigurasi rasio SCWB struktur SRPM beton di daerah Banda Aceh dengan jenis tanah lunak, Palembang dengan jenis tanah keras, dan Palembang dengan jenis tanah batuan.

## **1.6 Sistematika Penulisan**

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

### **BAB I PENDAHULUAN**

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

### **BAB II TINJAUAN PUSTAKA**

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

### **BAB III 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 beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen (SRPM) terhadap gempa yang terjadi dengan menggunakan Program Analisa Struktur dan SAP2000.

### **BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN**

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

### **BAB V 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 beton bertulang, teori gempa, sistem struktur penahan gempa, tata cara perencanaan bangunan tahan gempa berdasarkan SNI 1726:2019, dan teori-teori terkait lainnya yang berhubungan dengan perhitungan atau analisa data yang diperlukan dalam Tugas Akhir ini.

#### **2.2 Teori Gempa**

Gempa bumi adalah suatu gerakan tiba-tiba atau suatu rentetan gerakan tiba-tiba dari tanah dan bersifat transient yang berasal dari suatu daerah terbatas dan menyebar dari titik tersebut ke segala arah. Gempa bumi merupakan guncangan dan getaran yang terjadi di permukaan bumi yang disebabkan oleh tumbukan antar lempeng bumi, tanah longsor, maupun akibat patahan aktif aktifitas gunung api. Berdasarkan proses terjadinya, gempa bumi digolongkan menjadi empat, antara lain:

1. Gempa Reruntuhan : gempa yang disebabkan antara lain oleh reruntuhan yang terjadi baik di atas maupun dibawah permukaan tanah. Contoh: tanah longsor, salju longsor, batu jatuhan.
2. Gempa Vulkanik : gempa yang disebabkan oleh kegiatan gunung berapi baik sebelum maupun pada saat meletusnya gunung berapi tersebut.
3. Gempa Tektonik : gempa yang disebabkan oleh terjadinya pergeseran kulit bumi (*lithosphere*) yang umumnya terjadi di daerah patahan kulit bumi. Gempa tektonik merupakan gempa yang paling menimbulkan kerusakan yang paling luas. Maka dari itu gempa bumi tektonik yang ditinjau sebagai beban siklisnya.
4. Gempa Bumi Buatan : Gempa bumi buatan adalah gempa bumi yang disebabkan oleh aktivitas manusia seperti peledakan dinamit, bom, dan nuklir.



Pergerakan dari patahan atau sesar dapat dibedakan berdasarkan 2 (dua) arah pergerakan yaitu *strike* dan *dip*.

1. *Dip Slip Movement*

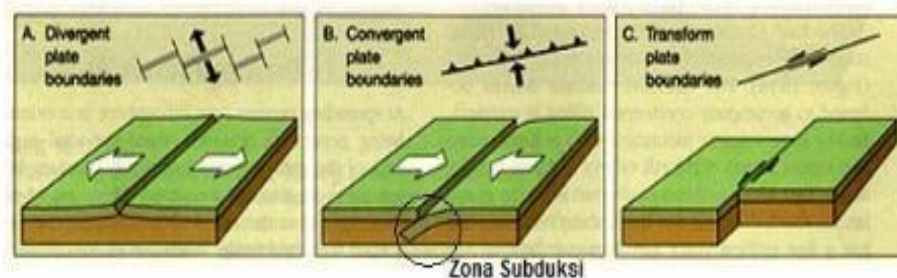
Pergerakan patahan mempunyai arah yang sejajar dengan kemiringan (slope) dip, atau tegak lurus dengan strike. Jenis patahan ini dibagi dua yaitu normal fault dan reverse fault.

2. *Strike Slip Movement*

Pergerakan patahan yang terjadi mempunyai arah sejajar dengan garis *strike*. Bidang patahan mendekati vertikal dan menyebabkan pergerakan besar.

### 2.2.1 Mekanisme Gempa Bumi

Gempa bumi tektonik lebih sering terjadi dibandingkan semua jenis gempa lainnya. Gempa bumi ini disebabkan oleh pergerakan lempeng bumi (kerak bumi). Walaupun kelihatannya diam, akan tetapi lapisan-lapisan bagian permukaan bumi (*litosfer*) yang materialnya bersifat padat, keras dan dingin selalu bergerak. Ini diakibatkan oleh sejumlah energi yang menekan dan menarik lapisan tersebut sebagai hasil dari proses konveksi yang terjadi pada lapisan di bawahnya (*astenosfer*) yang sifat materialnya lebih cair, lemah dan jauh lebih panas. Lapisan terluar bumi ini bergerak melalui lempeng-lempengnya, sehingga menimbulkan tekanan, tarikan dan geseran pada lempeng-lempeng itu sendiri. Artinya lempeng-lempeng itu dapat saling bertubrukan (*konvergen*), saling menjauh (*divergen*), dan saling bergeser horizontal (*transform*) seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1: Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan *divergen*; b) pertemuan *konvergen*; c) pertemuan saling bergeser horizontal.

Secara geologis, Indonesia terletak di antara tiga lempeng utama dunia yaitu Australia, Eurasia, dan Pasifik sehingga menyebabkan Indonesia menjadi salah satu Negara yang rawan gempa bumi. Selain itu, gempa bumi tektonik biasanya jauh lebih kuat getarannya dibandingkan dengan gempa bumi vulkanik, gempa bumi runtuhan, maupun gempa bumi buatan. Oleh karena itu, getaran gempa bumi tektonik merupakan gempa yang paling banyak menimbulkan kerusakan terhadap benda atau bangunan di permukaan bumi dan mengakibatkan banyaknya korban jiwa.

### **2.2.2 Ground Motion (Getaran Tanah)**

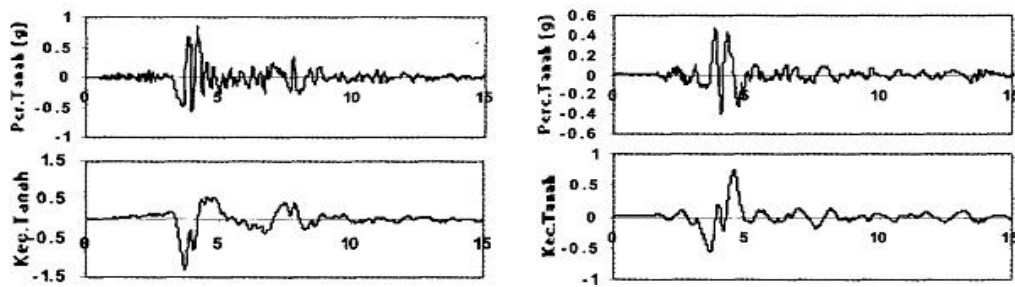
*Ground motion* adalah pergerakan permukaan bumi yang diakibatkan adanya gempa atau ledakan. Di dalam ilmu teknik gempa, *ground motion* juga populer dengan sebutan *strong motion* untuk lebih menekankan pada percepatan tanah akibat gempa daripada respon-respon tanah yang lain. Pada umumnya, pengertian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

Respon gempa sensitif terhadap karakteristik getaran tanah, besar frekuensi gempa, pola *pulse*, durasi getaran, mekanisme *fault-rupture*, dan lainnya.

#### **2.2.2.1 Gempa Dekat**

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 dan Kunnath.(2006) memberikan batasan bahwa rekaman gempa *near fault* adalah gempa yang direkam  $\leq 15$  km dari patahan (*fault rupture*). Contoh rekaman gempa dekat dapat dilihat pada Gambar 2.2



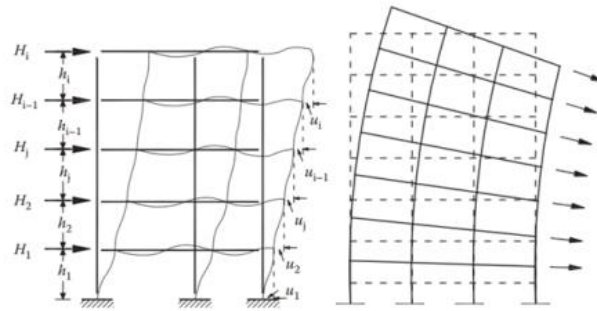
Gambar 2.2: Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997) (Pawirodikromo, 2012).

Gambar 2.2 menunjukkan data rekaman gempa yang terjadi di Northridge pada tahun 1994 dan Parkfield pada tahun 1997. Pada gambar tersebut tampak jelas bahwa terdapat 2 kali *acceleration strong fling* yang sangat berbeda dengan sebelum dan sesudahnya. Secara umum gempa dekat ini ditandai dengan munculnya kandungan *fling* yang kuat pada rekaman gempunya.

### 2.3 Filosofi Desain Bangunan Tahan Gempa

Suatu bangunan yang baik pada daerah yang terletak berdekatan dengan daerah pertemuan lempengan benua seperti di Indonesia hendaknya didesain terhadap kemungkinan beban gempa yang akan terjadi di masa yang akan datang yang waktunya tidak dapat diketahui secara pasti. Berikut yang termasuk banguntahan gempa adalah:

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



Gambar 2.3: Deformasi gedung akibat Gempa

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa dengan tingkat keamanan memadai, struktur harus dirancang dapat memikul gaya horizontal atau gaya gempa. Struktur harus dapat memberikan layanan yang sesuai dengan perencanaan. Tingkat layanan dari struktur akibat gaya gempa terdiri dari tiga, yaitu :

1. Kemampuan layan (*serviceability*)

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

2. Kontrol kerusakan (*damage control*)

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

3. Ketahanan (*survival*)

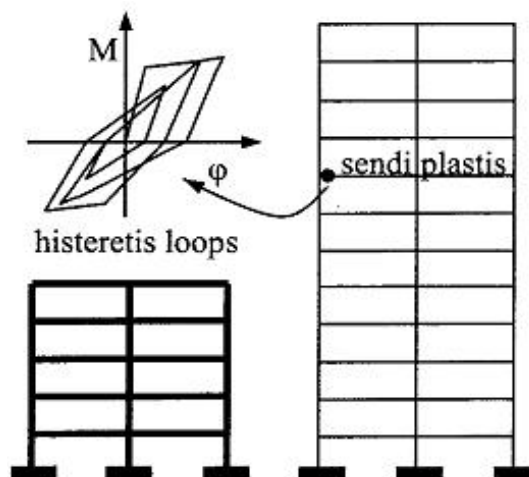
Jika gempa kuat yang mungkin terjadi pada umur (masa) bangunan yang direncanakan membebani struktur, maka struktur direncanakan untuk dapat bertahan dengan tingkat kerusakan yang besar tanpa mengalami keruntuhan (*collapse*). Tujuan utama dari keadaan batas ini adalah untuk menyelamatkan jiwa manusia.

## 2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah salah satu sistem struktur utama dalam menahan gaya-gaya lateral, baik itu gaya lateral akibat gempa maupun angin. SRPM ini dikenal cukup baik dalam memberikan sistem yang daktail namun sayangnya kurang baik dalam memberikan kekuatan lateral, khususnya untuk bangunan-bangunan yang tinggi. Umumnya SRPM cukup efektif dipakai sampai  $< 25$  tingkat.

Menurut Pawirodikromo (2012), penggunaan SRPM untuk bangunan bertingkat akan mempunyai kelebihan dan kelemahan. Beberapa kelebihannya diantaranya:

1. Apabila didesain secara baik maka struktur portal dapat menjadi struktur yang daktail dengan *hysteresis loops* di sendi plastis yang stabil, seperti Gambar 2.4 dan dapat memberikan sistem pengekangan/kekakuan yang cukup.
2. Karena fleksibilitasnya tinggi, SRPM akan mempunyai perioda getar  $T$  yang relatif besar.
3. Secara arsitektural SRPM memberi keleluasaan untuk menata ruangan yang diinginkan.



Gambar 2.4: Histeresis di sendi plastis yang stabil (Pawirodikromo, 2012).

Adapun kekurangan dari SRPM adalah:

1. Kerusakan secara total pada *frame* dapat saja terjadi terutama apabila tidak adanya penerapan pola mekanisme yang jelas.
2. Desain tulangan lateral tidak layak baik pada lokasi sendi plastis maupun

pada *joint*.

3. Distribusi kekakuan struktur portal yang secara vertikal yang tidak merata akan menyebabkan timbulnya tingkat yang relatif lemah (*soft storey*).
4. Struktur portal yang terlalu fleksibel dapat menyebabkan simpangan antar tingkat yang relatif besar terutama pada tingkat-tingkat bawah.

#### **2.4.1 SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)**

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus adalah komponen struktur yang mampu memikul gaya akibat beban gempa dan direncanakan untuk memikul lentur. Komponen struktur tersebut juga harus memenuhi syarat-syarat di bawah ini :

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi  $0.1 \cdot A_g \cdot f_c'$ .
2. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
3. Perbandingan antara lebar dan tinggi tidak boleh kurang dari 0,3.
4. Lebarnya tidak boleh kurang dari 250 mm dan lebih dari lebar komponen struktur pendukung (diukur pada bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal komponen struktur lantur) ditambah jarak pada tiap sisikomponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.

Faktor Reduksi Gempa ( $R$ ) = 8,0.

#### **2.4.2 SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah)**

Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah adalah suatu metode perencanaan struktur sistem rangka pemikul momen yang menitik beratkan kewaspadaannya terhadap kegagalan struktur akibat keruntuhan geser. Pada SNI 03-2847-2002 (Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung), SRPMM dijelaskan secara tersendiri pada pasal 23.10. Pada pasal tersebut, dijelaskan tata cara perhitungan beban geser batas berikut pemasangan tulangan gesernya. Kemampuan penampang dalam mengantisipasi perbalikan momen juga disyaratkan pada peraturan tersebut.

Faktor Reduksi Gempa ( $R$ ) = 5,0.

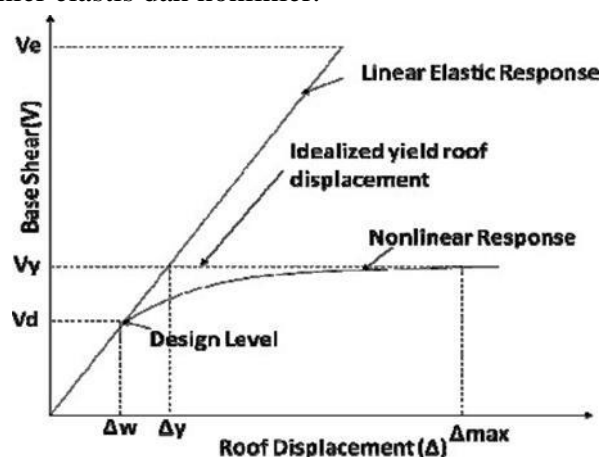
### 2.4.3 SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa)

Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa merupakan sistem yang memiliki deformasi inelastik dan tingkat daktilitas yang paling kecil tapi memiliki kekuatan yang besar, oleh karena itu desain SRPMB dapat mengabaikan persyaratan “Strong Column Weak Beam” yang dipakai untuk mendesain struktur yang mengandalkan daktilitas yang tinggi. Sistem ini masih jarang digunakan untuk wilayah gempa yang besar namun efektif untuk wilayah gempa yang kecil.

Faktor Reduksi Gempa ( $R$ ) = 3,0.

### 2.4.4 Faktor Modifikasi Respon ( $R$ )

Persyaratan desain bangunan untuk beban-beban gravitasi akan selalu berbeda dengan beban yang bersifat lateral seperti beban angin dan gempa bumi. Beban lateral seperti angin dapat digolongkan kedalam pembebanan primer karena biasanya dirancang dengan kisaran 1% sampai 3% dari berat strukture sehingga bisa dilakukan dengan konsep desain elastisitas. Hal tersebut tidak berlaku terhadap beban gempa, beban lateral gempa biasanya dirancang dengan kisaran 30% sampai 40% dari berat struktur sehingga jika didesain dengan konsep elastisitas, struktur akan sangat berat dan tidak ekonomis. Oleh karena itu desain beban gempa lebih difokuskan kepada konsep pengendalian dan pencegahan keruntuhan. Hal ini dapat digambarkan pada gambar 2.5 untuk respon elastis dan inelastis pada struktur dengan kondisi linier elastis dan nonlinier.

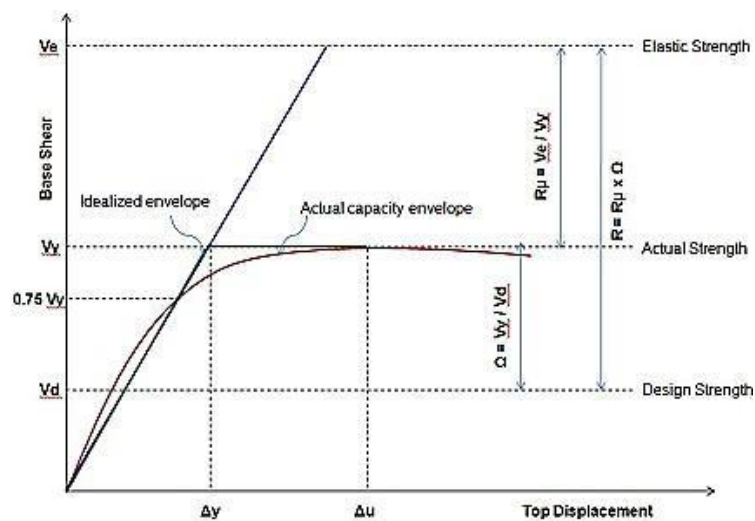


Gambar 2.5 : Respon gaya-perpindahan struktur kondisi elastis dan inelastis

### 2.4.5 Definisi Faktor Modifikasi Respon ( $R$ )

Faktor  $R$  merupakan parameter desain seismik yang penting dalam mendefinisikan tingkat kekakuan struktur selama terjadi gempa. NEHRP (1988) mendefinisikan faktor  $R$  sebagai faktor yang digunakan untuk memperhitungkan nilai redaman dan daktilitas pada suatu sistem struktur sehingga struktur mampu berdeformasi cukup besar mendekati deformasi maksimumnya. Faktor  $R$  mencerminkan kemampuan struktur dalam mendisipasi energi melalui perilaku inelastis.

Sesuai dengan konsep desain bangunan tahan gempa, struktur dirancang untuk beban geser dasar yang lebih kecil dari yang diperlukan agar struktur berperilaku elastis selama terjadi gempa. Hubungan antara faktor modifikasi respon ( $R$ ), faktor kuat lebih struktur ( $\Omega$ ), dan faktor reduksi daktilitas ( $R\mu$ ) dapat dilihat pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6: Hubungan antara faktor modifikasi respon ( $R$ ), faktor kuat lebih struktur ( $\Omega$ ), dan faktor reduksi daktilitas ( $R\mu$ )

Reduksi yang besar ini terutama disebabkan oleh dua faktor utama (Gambar 2.6), yaitu:

1. Faktor reduksi daktilitas ( $R$ ), mengurangi kekuatan elastis yang dibutuhkan ke tingkat kuat leleh maksimum struktur.
2. Faktor kuat lebih ( $\Omega$ ), yang dimasukkan kedalam perhitungan sebagai kekuatan lebih seperti yang dimuat di dalam peraturan.



#### 2.4.6 Strong Column Weak Beam (SCWB)

Konsep perencanaan desain kolom kuat balok lemah atau yang dikenal dengan istilah Strong Column Weak Beam (SCWB) adalah salah satu inovasi desain struktur dengan cara membuat sistem struktur yang fleksibel yang mampu berdeformasi saat terjadi gempa. Konsep ini digunakan untuk memastikan tidak terjadinya sendi plastis pada kolom selama gempa terjadi dan diharapkan kolom tidak akan mengalami kegagalan terlebih dahulu sebelum balok. Konsep mekanis keruntuhan ini disebut mekanisme pergoyangan balok (beam side sway mechanism).

Pada SNI Pasal 21.6.2 membatasi dengan  $\Sigma M_c \geq (6/5)\Sigma M_b$  yang merupakan batas minimum yang diizinkan. Dimana  $\Sigma M_c$  adalah jumlah kuat lentur nominal kolom yang merangka pada suatu hubungan balok kolom sesuai dengan arah gaya lateral yang ditinjau dan menghasilkan nilai  $M_n$  terkecil, sedangkan  $\Sigma M_b$  adalah jumlah kuat lentur nominal balok yang merangka.

#### 2.4.7 Sendi Plastis

Kriteria kinerja menurut FEMA 273 Level kinerja (Performance Levels) dibagi menjadi beberapa tingkatan kerusakan akibat gempa yang meliputi angka kematian, kerusakan bangunan (property loss), dan status operasional (operational state).

Target kinerja dalam desain yang menjadi kriteria penerimaan (acceptance criteria) melalui evaluasi kinerja untuk level sasaran kinerja yang diatur oleh FEMA 356. Dimana pengertian untuk level-level kinerjanya sebagai berikut:

- a. Operational : Kondisi dimana setelah gempa terjadi struktur dapat langsung digunakan kembali karena struktur utama tetap utuh dan elemen non-struktural hanya mengalami kerusakan yang sangat kecil.
- b. Immediate Occupancy (IO ditandai dengan warna biru) : Bila terjadi gempa struktur masih aman, hanya terjadi sedikit kerusakan minor dimana untuk memperbaikinya tidak mengganggu pengguna, kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa, sistem pemikul gaya vertikal dan lateral pada struktur masih mampu memikul gaya gempa yang terjadi.

- c. Life Safety (LS ditandai dengan warna biru muda ) : Saat gempa terjadi, pada struktur timbul kerusakan yang cukup signifikan tetapi belum mengalami keruntuhan, komponen-komponen struktur utama tidak runtuh dan struktur masih stabil mampu menahan gempa kembali, bangunan masih dapat digunakan jika dilakukan perbaikan.
- d. Collapse Prevention (CP ditandai dengan warna hijau) : Kondisi dimana merupakan batas kemampuan dari struktur dimana struktural dan nonstruktural sudah mengalami kerusakan yang parah, namun stuktur tetap berdiri dan tidak runtuh, struktur sudah tidak lagi mampu menahan gaya lateral.

Ada beberapa metode yang umumnya digunakan dalam performance based design antara lain analisis pushover dan analisis nonlinier dinamik riwayat waktu (time history analysis).

## **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 berlaku saat ini ialah SNI 1726- 2019 yang merupakan revisi dari SNI 1726-2012 dimana parameter wilayah gempanya sudah tidak digunakan lagi dan diganti berdasarkan dari nilai  $S_s$  (parameter respons spectral percepatan gempa pada periode pendek) dan nilai  $S_1$  (parameter respons spectral percepatan gempa pada periode 1 detik) pada setiap daerah yang ditinjau. Dalam hal ini, tata cara perencanaan bangunan gedung tahangempa menjadi lebih rasional dan akurat.

### **2.5.1 Gempa Rencana dan Faktor Keutamaan**

Tata cara ini menentukan pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

Tabel 2.1: Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2019.

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> </ul> Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ Rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ Mall</li> <li>- Bangunan industry</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> </ul> Pabrik	I

Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.1 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$  menurut Tabel 2.2 khusus untuk struktur bangunan dengan kategori resiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori resiko IV.

Tabel 2.2: Faktor keutamaan gempa (SNI 1726-2019).

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

## 2.5.2 Klasifikasi Situs dan Parameter

Prosedur untuk klasifikasi suatu situs untuk memberikan kriteria seismik adalah berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Dalam perumusan kriteria seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasi terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwenang atau ahli desain geoteknik bersertifikat, berikut disajikan dalam Tabel 2.3.

Tabel 2.3: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2019.

Kelas Situs	Vs (m/detik)	N atau Nch	Su (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	>100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon spesifik situs yang mengikuti Pasal 6.10.1 tentang Analisa Respon Situs berdasarkan SNI 1726:2019)	<p>Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Indeks plastisitas, <math>PI &gt; 20</math>,</li> <li>2. Kadar air, <math>W &gt; 40\%</math>, dan Kuat geser niralir <math>S_u &lt; 25</math> kPa</li> </ol> <p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah.</li> <li>- Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3</math> m)</li> </ul> <p>Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5</math> dengan Indeks Plastisitas <math>PI &gt; 7,5</math>)</p>		

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

### 2.5.3 Parameter Percepatan Gempa

Parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan  $S_I$  (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismic pada Bab 14 yang tertera dalam SNI 1726:2019 dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismic pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek ( $F_a$ ) dan factor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik ( $F_v$ ). Parameter spectrum respons percepatan pada perioda pendek ( $S_{MS}$ ) dan perioda 1 detik ( $S_{MI}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan menggunakan Pers. (2.1) dan (2.2).

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (2.1)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (2.2)$$

dimana:

$S_S$  = Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2019

$S_{MI}$  = Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2019

$F_a$  = Koefisien perioda pendek

$F_v$  = Koefisien perioda 1,0 detik

Tabel 2.4: Koefisien perioda pendek ( $F_a$ ) berdasarkan SNI 1726:2019.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.3)	PGA				
	$S_S < 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 0,4$	$S_S > 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0

<i>SE</i>	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
<i>SF</i>	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon situs-spesifik				

Tabel 2.5: Koefisien perioda 1,0 detik ( $F_v$ ) berdasarkan SNI 1726:2019.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.3)	<i>PGA</i>				
	$S_I < 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I > 0,5$
<i>SA</i>	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
<i>SB</i>	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
<i>SC</i>	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
<i>SD</i>	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
<i>SE</i>	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
<i>SF</i>	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon situs-spesifik				

#### 2.5.4 Parameter Percepatan Spektral Desain

Spektrum respons adalah salah satu cara penyelesaian problem persamaan diferensial gerakan struktur MDOF. Walaupun memakai prinsip dinamik, tetapi metode ini bukanlah kategori analisis riwayat waktu. Penggunaan metode ini hanya terbatas pada pencarian respons-respons maksimum. Dengan memakai spektrum respons yang telah disiapkan (tiap-tiap daerah gempa), maka respons-respons maksimum dapat dicari dalam waktu yang relatif singkat dibanding dengan cara analisis riwayat waktu. Namun demikian penyelesaian problem dengan cara ini hanya bersifat pendekatan artinya spektrum respons akan diperoleh dengan asumsi-asumsi tertentu.

Pada kenyataannya perlu diketahui prinsip dasar pada analisis dan desain struktur bangunan tahan gempa yaitu antara suplai (*supply*) dan kebutuhan (*demand*). Kebutuhan yang dimaksud dalam hal ini adalah kebutuhan kekuatan struktur sedemikian sehingga dengan tercukupinya kebutuhan kekuatan struktur mampu menahan beban dengan aman. Spektrum respons akan berfungsi sebagai alat untuk mengestimasi dalam menentukan *strenght demand*. Di lain pihak, suplai kekuatan dapat dilakukan setelah melakukan desain elemen struktur. Desain elemen dapat dilakukan dengan berdasar pada kekuatan bahan hasil uji elemen di laboratorium. Dengan demikian desain kekuatan harus didasarkan atas kekuatan

yang nyata/riil atas bahan yang dipakai. Estimasi kebutuhan kekuatan struktur (strength demand) akibat beban gempa pada prinsipnya adalah menentukan seberapa besar beban horisontal yang akan bekerja pada tiap-tiap massa. Hal ini terjadi karena beban gempa akan mengakibatkan struktur menjadi bergetar dan pengaruhnya dapat diekivalenkan/seolah-olah terdapat gaya horisontal yang bekerja pada tiap-tiap massa. Spektrum respons dapat dipakai untuk menentukan gaya horisontal maupun simpangan struktur MDOF tersebut.

Spektrum respons merupakan suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara perioda getar struktur,  $T$ , lawan respons-respons maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respons-respons maksimum dapat berupa simpangan maksimum (spektrum perpindahan,  $S_d$ ) kecepatan maksimum (spektrum kecepatan,  $S_v$ ) atau percepatan maksimum (spektrum percepatan,  $S_a$ ) massa struktur. Terdapat dua macam spektrum yaitu spektrum elastik dan spektrum inelastik. Spektrum elastik adalah spektrum yang didasarkan atas respons elastik struktur, sedangkan spektrum inelastik (juga disebut desain spektrum respons) adalah spektrum yang direduksi dari spektrum elastik dengan nilai daktilitas tertentu. Nilai spektrum dipengaruhi oleh perioda getar, rasio redaman, tingkat daktilitas dan jenis tanah. Umumnya beban gempa, rasio redaman, daktilitas dan jenis tanah sudah dijadikan suatu variabel kontrol sehingga grafik yang ada tinggal diplot antara periode getar,  $T$ , lawan nilai spektrum, apakah simpangan, kecepatan atau percepatan maksimum. Secara umum yang dipakai adalah spektrum akselerasi.

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus mengikuti ketentuan berikut:

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus ditentukan berdasarkan Pers. (2.3).

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.3)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$ .
3. Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$ , spectrum respons percepatan desain,  $S_a$ , dihitung berdasarkan Pers. (2.4).

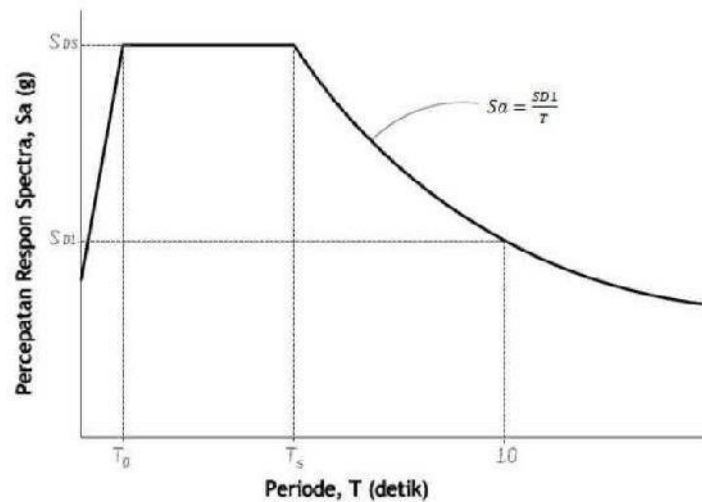
$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (2.4)$$

dimana:

$SDS$  = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek.

$SD1$  = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik.

$T$  = perioda getar fundamental struktur.



Gambar 2.7: Spektrum respons desain.

### 2.5.5 Struktur Penahan Beban Gempa

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang telah ditetapkan pada SNI 1726:2019 Pasal 7.2 Struktur Penahan Beban Gempa tentang, setiap tipe dibagi-bagi berdasarkan tipe elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismik lateral. Setiap sistem penahan gaya seismik yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang telah ditetapkan.

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.2 tentang Struktur Penahan Beban Gempa, sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut:

- Faktor koefisien modifikasi respon ( $R$ )
- Faktor kuat lebih sistem ( $C_d$ )
- Faktor pembesaran defleksi ( $\Omega_0$ )
- Faktor batasan tinggi sistem struktur



Tabel 2.6: Faktor  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya gempa.

Sistem penahan gaya gempa seismik	Koef. Modifikasi respon, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0$ g	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	$5 \frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	$4 \frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
3. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	$2 \frac{1}{2}$	TB	TI	TI	TI	TI
4. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	$5 \frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB

### 2.5.6 Periode Alami Struktur

Periode adalah besarnya waktu yang diperlukan untuk mencapai satu getaran. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan dimana frekuensi alami struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur (Budiono dan Supriatna, 2011).

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2 tentang Penentuan Periode, periode struktur fundamental ( $T$ ) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisa yang teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut ditentukan dalam Pers. 2.3 dan Pers. 2.4.

- Periode fundamental pendekatan minimum ( $T_{a \text{ minimum}}$ ):

$$T_{a \text{ minimum}} = C h^x \quad (2.5)$$

- Periode fundamental pendekatan maksimum ( $T_{a \text{ maksimum}}$ ):

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.6)$$

dimana:

$T_a$  minimum = Nilai batas bawah perioda bangunan

$T_a$  maksimum = Nilai batas atas perioda bangunan

$h_n$  = Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (m)

$x$  = Ditentukan dari Tabel 2.7

$C_t$  = Ditentukan dari Tabel 2.7

$C_u$  = Ditentukan dari Tabel 2.8

Tabel 2.7: Nilai parameter perioda pendekatan  $C_t$  dan  $x$  berdasarkan SNI 1726:2019.

Tipe Struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% seismik yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika gaya gempa:		
- Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
- Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Tabel 2.8: Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2019.

Parameter Percepatan Respon Spektrum Desain pada 1 Detik $SDI$	Koefisien ( $C_u$ )
> 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
< 0,1	1,7

### 2.5.7 Gaya Geser Dasar Seismik

Bedasarkan SNI 1726:2019, geser dasar seismik ( $V$ ) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.25.

$$V = C_s \cdot W \quad (2.7)$$

dimana:

$C_s$  = Koefisien respon seismik yang ditentukan

$W$  = Berat seismik efektif

Menurut SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1.1, untuk mendapatkan koefisien  $C_s$  digunakan persamaan-persamaan yang terdapat pada Pers. 2.26 – Pers.2.29.

1.  $C_s$  maksimum

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.8)$$

2.  $C_s$  hasil hitungan

$$C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{SDS}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.9)$$

3.  $C_s$  minimum

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,04 S_{DS} I \geq 0,01 \quad (2.10)$$

4.  $C_s$  minimum tambahan

$$C_{s \text{ minimum tambahan}} = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.11)$$

dimana:

$SDS$  = Parameter percepatan respon spektrum desain untuk perioda pendek 0.2 detik

$S_1$  = Parameter percepatan respon spektrum desain untuk perioda 1 detik

$R$  = Faktor modifikasi respon

$I$  = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.2

$T$  = Perioda struktur dasar (detik)

Nilai  $C_s$  hasil hitungan yang didapatkan tidak perlu melebihi nilai  $C_s$  maksimum dan juga tidak perlu kurang dari nilai  $C_s$  minimum. Sedangkan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana  $S_1$  lebih besar dari 0,6 g maka  $C_s$  harus tidak kurang dari nilai  $C_s$  minimum tambahan.

### 2.5.8 Simpangan (*Drift*) Akibat Gaya Gempa

Simpangan (*drift*) adalah sebagai perpindahan lateral relatif antara dua tingkat bangunan yang berdekatan atau dapat dikatakan simpangan mendatar tiap- tiap

tingkat bangunan (*horizontal story to story deflection*).

Simpangan lateral dari suatu sistem struktur akibat beban gempa adalah sangat penting yang dilihat dari tiga pandangan yang berbeda, menurut Farzat Naeim (1989):

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 N. White (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 gariskerja gaya aksial di dalam kolom-kolom (yang lebih dikenal dengan P-delta).

### 2.5.9 Pengaruh P-delta

Pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas ( $\theta$ ) seperti ditentukan pada Pers. 2.12 berikut sama dengan atau kurang dari 0,10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_s x C_d} \quad (2.12)$$

dimana:

$P_x$  = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x, dinyatakan dalam kilo newton (kN); bila menghitung  $P_x$ , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0

$\Delta$  = Adalah simpangan antar lantai tingkat desain seperti didefinisikan dalam

SNI 1726:2019 pasal 7.8.6, terjadi secara serentak dengan  $V_x$ , dinyatakan dalam millimeter (mm)

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2019 pasal 4.1.2

$V_x$  = Gaya geser seismik yang bekerja antar lantai tingkat x dan x-1 (kN)

$h_{sx}$  = Tinggi tingkat di bawah tingkat x, dinyatakan dalam millimeter (mm)

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.6

Koefisien stabilitas ( $\theta$ ) harus tidak melebihi  $\theta_{max}$  yang ditentukan sebagai berikut:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (2.13)$$

dimana  $\beta$  adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan x-1. Rasio ini diijinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

Jika koefisien stabilitas ( $\theta$ ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan  $\theta_{max}$ , faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan dengan analisa rasional. Sebagai alternatif, diijinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya komponen struktur dengan  $1,0 (1-\theta)$ .

Jika  $\theta$  lebih besar dari  $\theta_{max}$  struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

Jika pengaruh P-delta disertakan dalam analisa otomatis, Pers. 2.13 masih harus dipenuhi, akan tetapi, nilai  $\theta$  yang dihitung dari Pers. 2.30 menggunakan hasil analisa P-delta diijinkan dibagi dengan  $(1+\theta)$  sebelum diperiksa dengan Pers.2.13.

### 2.5.10 Metode Analisa

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7, analisa struktur yang disyaratkan harus terdiri dari salah satu tipe yang diijinkan dalam Tabel 2.11, berdasarkan pada kategori desain seismik struktur, sistem struktur, properti dinamis, dan keteraturan, atau dengan persetujuan pemberi ijin yang mempunyai kuasa hukum, sebuah prosedur alternatif yang diterima secara umum diijinkan digunakan. Prosedur

analisa yang dipilih harus dilengkapi sesuai dengan persyaratan dari pasal yang terkait.

Tabel 2.9: Prosedur analisa yang boleh digunakan.

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisa gaya lateral ekivalen Pasal 7.8	Analisa spektrum respon ragam Pasal 7.9	Prosedur riwayat respon seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
B, C	Bangunan lainnya dengan Kategori I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat.	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat.	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan. Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya	I	I	I
	ketidakberaturan horizontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari			
	Tabel 11.			
	Semua struktur lainnya	II	I	I

Catatan: Diiijinkan, TI: Tidak diijinkan

### 2.5.10.1 Metode Analisa Respon Spektrum Ragam

Menurut Budiono dan Supriatna (2011) parameter respon terkombinasi respon masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respon rencana gempa merupakan respon maksimum. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau

dalam penjumlahan ragam respon menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Untuk penjumlahan respon ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Waktu getar alami dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Sedangkan untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respon ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respon ragam yang pertama. Bila respon dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser  $V_i$ , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dalam Pers. 2.32.

$$V_1 \geq 5420,85 \quad (2.14)$$

Maka, apabila nilai akhir respon dinamik lebih kecil dari nilai respon ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisa spektrum respon ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.33.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 V_1}{V_t} \geq 1 \quad (2.15)$$

dimana:

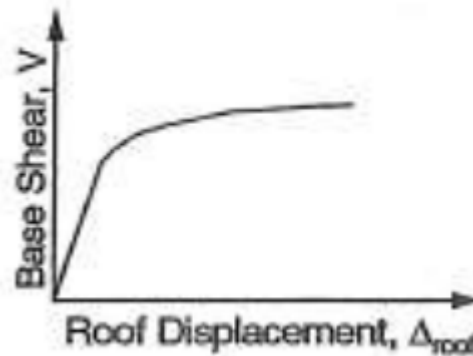
$V_t$  = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisa ragam spektrum respon yang telah dilakukan

$V_1$  = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekivalen

### 2.5.10.2 Metode Analisa Pushover

Analisis beban dorong statik (Static Pushover Analysis) merupakan analisis perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara barangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk elastoplastis yang besar sampai mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

Analisis Pushover menghasilkan kurva Pushover, kurva yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar ( $V$ ) versus perpindahan titik acuan pada atap ( $D$ ).



Gambar 2.8: Kurva Pushover

Kurva Pushover dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong. Tujuan analisis pushover adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetilan atau stabilitasnya. Analisis pushover dapat digunakan sebagai alat bantu perencanaan tahan gempa, asalkan menyesuaikan dengan keterbatasan yang ada misalnya hasil analisis pushover masih berupa suatu pendekatan karena bagaimanapun perilaku gempa yang sebenarnya adalah bersifat bolak-balik melalui suatu siklus tertentu, sedangkan sifat pembebanan pada analisis pushover adalah statik monotonik.



### 2.5.11 Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan

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

1. Beban mati, yaitu berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu seperti pipa-pipa, saluran listrik, AC, lampu-lampu, penutup lantai/atap, plafon, dan sebagainya.
2. Beban hidup, yaitu semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut.
3. Beban angin, yaitu semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.
4. Beban gempa, yaitu semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu.
5. Beban khusus, yaitu semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang terjadi akibat selisih suhu, pengangkatan dan pemasangan, penurunan pondasi, susut, gaya-gaya tambahan yang berasal dari beban hidup seperti gaya rem yang berasal dari keran, gaya sentrifugal dan gaya dinamis yang berasal dari mesin-mesin, serta pengaruh-pengaruh khusus lainnya.

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

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal adalah:

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL

3.  $1,2 DL + 1 LL \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$
4.  $1,2 DL + 1 LL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$
5.  $0,9 DL \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$
6.  $0,9 DL \pm 1 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$

dimana:

$DL$  = Beban mati, termasuk

$SIDLLL$  = Beban hidup

$E_x$  = Beban gempa arah-x

$E_y$  = Beban gempa arah-y

$P$  = Faktor redudansi

$S_{DS}$  = Parameter percepatan respon spektrum desain pada perioda pendek.

$Q_E$  = Pengaruh gaya seismik horizontal dari  $V$ , yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain

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

- Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C
- Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural
- Desain struktural non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung
- Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 pada SNI 1726:2019 yang digunakan
- Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain
- Beban diafragma ditentukan dengan menggunakan persamaan yang terdapat pada SNI 1726:2019, yaitu:

$$F_{px} = w_{px} \frac{\sum F_i}{\sum w_i} \quad (2.16)$$

dimana:

$F_{px}$  = Gaya desain diafragma

$F_i$  = Gaya desain yang diterapkan di tingkat i

$w_i$  = Tributari berat sampai tingkat i

$w_{px}$  = Tributari berat sampai diafragma di tingkat x dimana  $F_{px}$  tidak boleh kurang dari Pers. 2.35.

$$F_{px} = 0,2 SDS I_{ex} W_{px} \quad (2.17)$$

Dan  $F_{px}$  tidak boleh melebihi dari Pers. 2.36.

$$F_{px} = 0,4 SDS I_{ex} W_{px} \quad (2.18)$$

- Struktur bagian sistem peredaman
- Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkutnya Untuk struktur yang dirancang bagi kategori desain seismik D, E, dan F faktor redudansi ( $\rho$ ) harus sama dengan 1,3; kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana  $\rho$  diizinkan diambil sebesar 1.
- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.12.

Tabel 2.10: Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar.

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen disambung balok ke kolom di kedua ujung balok tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33% atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebih (Tabel 2.11 No.1b SNI 1726:2019)

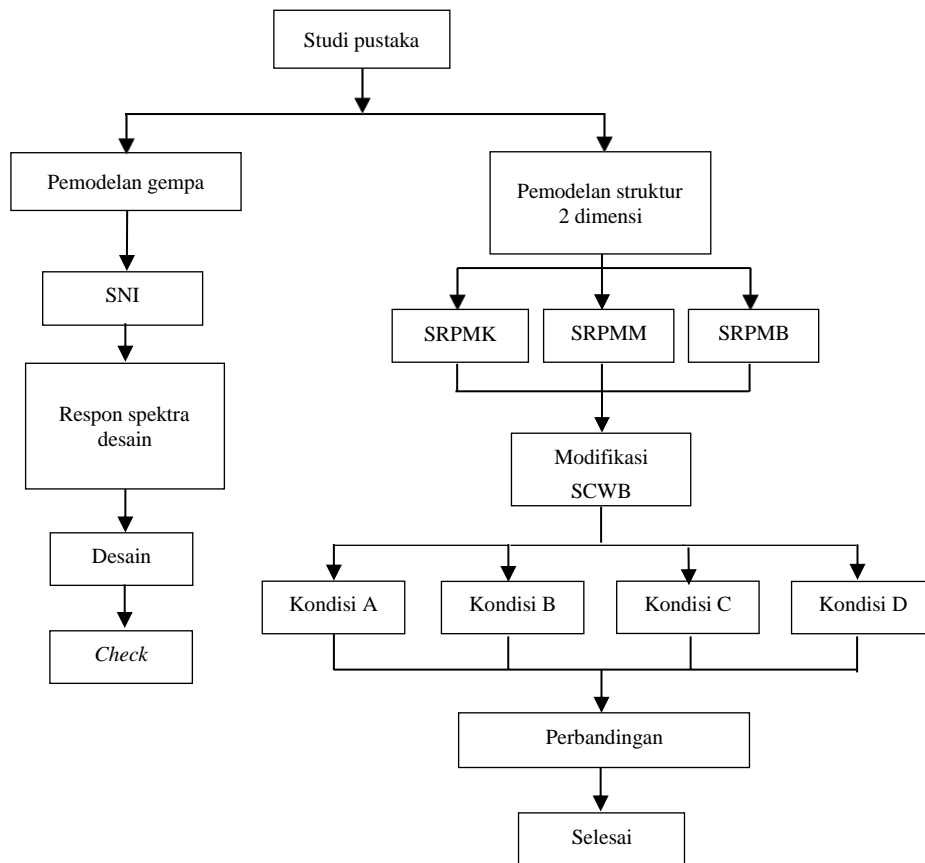
Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang per meter penahan gaya yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang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

# 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 SAP2000. Secara umum, metode penelitian dalam Tugas Akhir ini dibuat dalam suatu diagram alir seperti yang tampak pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir penelitian.

Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis dilakukan terhadap 1 model yang memiliki 3 sistem rangka pemikul momen yaitu sistem rangka pemikul momen khusus, sistem rangka pemikul momen menengah, dan sistem rangka pemikul momen biasa. Model bangunan tersebut dianalisis secara Linear dan Non-Linear dengan menggunakan Metode Analisis Respon Spektrum (*Response Spectrum Analysis*) dengan menggunakan Program Analisa Struktur serta Analisa Pushover dengan menggunakan *software* SAP2000.

## **3.2 Pemodelan Struktur**

### **3.2.1 Data Perencanaan Struktur**

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

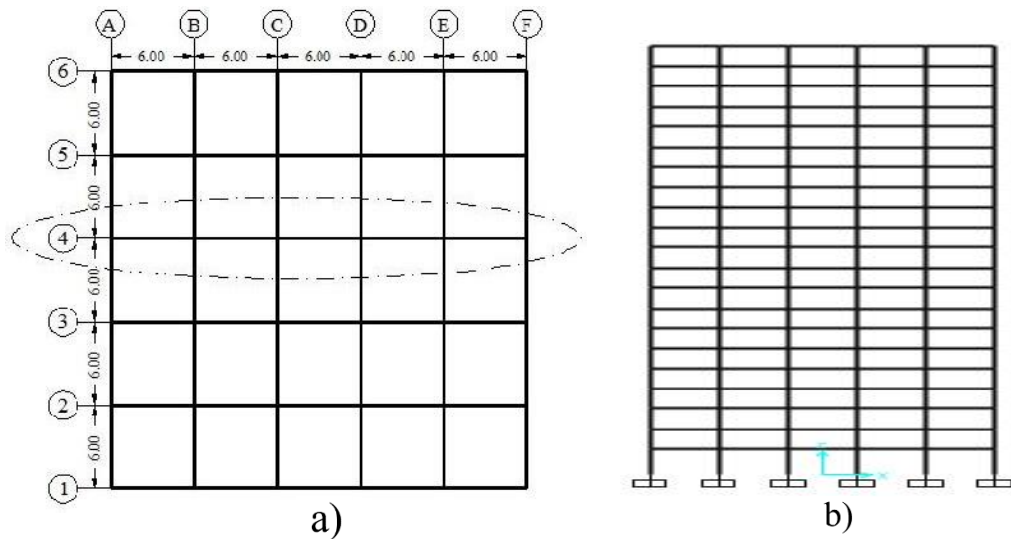
1. Jenis pemanfaatan gedung perkantoran.
2. Gedung terletak di Banda Aceh dan Palembang.
3. Klasifikasi situs tanah lunak (*SE*), tanah keras (*SC*), dan tanah batuan (*SB*).
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (*SRPMK*), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (*SRPMM*), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (*SRPMB*).
5. Jenis portal struktur gedung adalah beton bertulang.
6. Kuat tekan beton ( $f'c$ ) yang digunakan:
  - Kolom : 50 MPa
  - Balok : 40 MPa
7. Mutu baja tulangan yang digunakan adalah BJTS 41:
  - Kuat leleh minimum ( $f_y$ ) : 410 MPa
  - Kuat tarik minimum ( $f_u$ ) : 550 Mpa

### 3.2.2 Konfigurasi Bangunan

Dalam Tugas Akhir ini, struktur bangunan yang direncanakan adalah struktur beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus. Bangunan berbentuk persegi yang simetri (*regular building*) seperti yang terlihat pada Gambar 3.2.

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

1. Model 1 = SRPMK, SRPMM, dan SRPMB (20 Lantai)



Gambar 3.2: a) Denah struktur Model 1, b) Proyeksi bangunan Model 1

### 3.2.3 Dimensi Kolom-Balok

Bangunan yang direncanakan adalah struktur beraturan, Struktur gedung direncanakan dengan dimensi penampang yang berbeda.

Ukuran balok dan kolom terdapat pada Tabel 3.1, sedangkan letak dan posisi dari masing-masing ukuran kolom dapat dilihat pada Gambar 3.2.

Tabel 3.1: Komponen struktural bangunan.

Model bangunan	Ukuran Kolom (cm)	Keterangan	Ukuran Balok (cm)	Keterangan
Model 1	140 x 140	kolom lantai 1-5	40 x 70	sama untuk semua lantai
	120 x 120	kolom lantai 6-10		
	100 x 100	kolom lantai 11-15		
	80 x 80	kolom lantai 16-20		

### 3.3 Analisis Struktur

#### 3.3.1 Analisis Dinamik Struktur Linier

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

##### 3.3.1.1 Pembebanan

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

Tabel 3.2: Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton bertulang	2400 kg/m <sup>3</sup>
Plafon dan penggantung	18 kg/m <sup>2</sup>
Adukan /cm dari semen	21 kg/m <sup>2</sup>
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m <sup>2</sup>
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m <sup>2</sup>

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

Beban Hidup	Besarnya Beban
Lantai sekolah, perkantoran, apartemen, hotel, asrama, pasar, rumah sakit	240 kg/m <sup>2</sup>
Beban hidup pada atap gedung	100 kg/m <sup>2</sup>

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

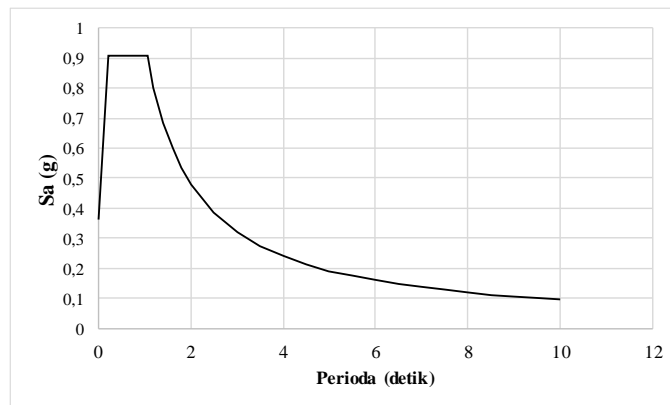
### 3.3.1.2 Respon Spektrum Desain Gempa

#### 3.3.1.2.1 Untuk Kota Banda Aceh (Tanah Lunak)

Berdasarkan SNI 1726:2019, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah lunak yang terletak di Kota Banda Aceh, kemudian dianalisis dengan data-data  $PGA = 0,75$  g,  $S_s = 1,51$  g dan  $S_l = 0,600$  g. Berdasarkan tahap-tahap yang telah dibahas dalam sub Bab 2.5.3 dan 2.5.4, maka akan didapatkan koefisien atau nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

- Nilai  $F_a = 0.9$
- Nilai  $F_v = 2.4$
- $S_{MS} = 1,359$
- $S_{MI} = 1,44$
- $S_{DS} = 0,906$
- $S_{DI} = 0,960$
- $T_0 = 0,21$
- $T_s = 1,05$
- Nilai  $S_a$

Respon spektrum diplot ke dalam grafik seperti yang ditampilkan pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3: Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2019 Kota Banda Aceh dengan jenis tanah lunak.

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

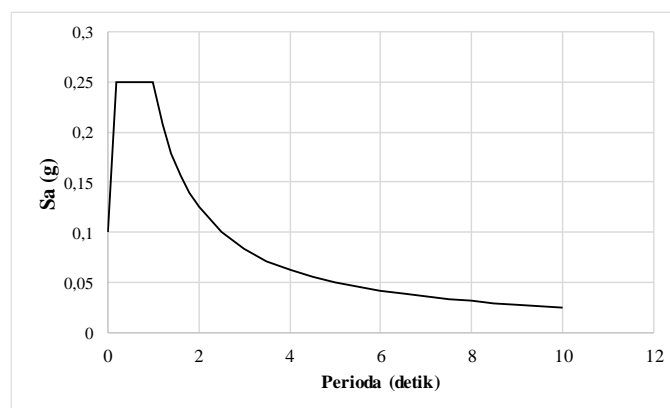


### 3.3.1.2.2 Untuk Kota Palembang (Tanah keras)

Berdasarkan SNI 1726:2019, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah keras yang terletak di Kota Palembang, kemudian dianalisis dengan data- data  $PGA = 0,148 g$ ,  $S_s = 0,2909 g$ , dan  $S_l = 0,2485 g$ . Berdasarkan tahap-tahap yang telah dibahas dalam sub bab 2.5.3 dan 2.5.4, maka akan didapatkan koefisien atau nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

- Nilai  $F_a = 1,29$
- Nilai  $F_v = 1,51$
- $S_{MS} = 0,375$
- $S_{MI} = 0,375$
- $S_{DS} = 0,25$
- $S_{D1} = 0,25$
- $T_0 = 0,2$
- $T_s = 1$
- Nilai  $S_a$

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



Gambar 3.4: Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2019 Kota Palembang dengan jenis tanah keras.

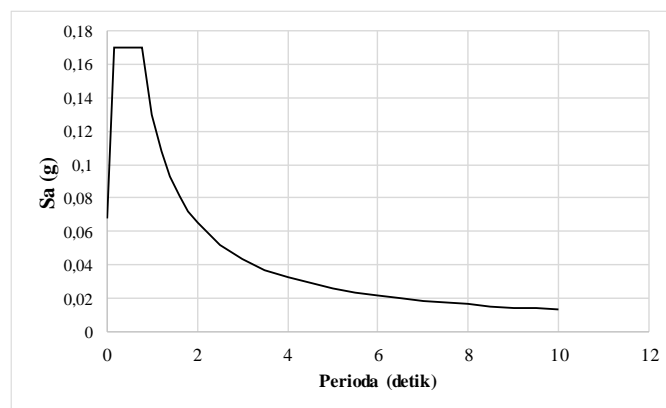
Selanjutnya nilai respon spektrum desain yang didapatkan tersebut digunakan dalam Analisis Dinamik Struktur Linier dengan Metode Respon Spektrum pada pemodelan menggunakan Progam Analisa Struktur.

### 3.3.1.2.3 Untuk Kota Palembang (Tanah Batuan)

Berdasarkan SNI 1726:2019, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah batuan yang terletak di Kota Palembang, kemudian dianalisis dengan data-data  $PGA = 0,148$  g,  $S_s = 0,2909$  g, dan  $S_l = 0,2485$  g. Berdasarkan tahap-tahap yang telah dibahas dalam sub bab 2.5.3 dan 2.5.4, maka akan didapatkan koefisien atau nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

- Nilai  $F_a = 0,878$
- Nilai  $F_v = 0,79$
- $S_{MS} = 0,2554$
- $S_{MI} = 0,1963$
- $S_{DS} = 0,17$
- $S_{DI} T_0 = 0,13 = 0,15$
- $T_s = 0,76$
- 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 Palembang dengan jenis tanah batuan.

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

### 3.3.1.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa. Berdasarkan sub Bab 2.5.11, maka didapatkan untuk Faktor  $R=8$  nilai  $\rho = 1.3$  yang diperoleh dari kategori desain seismik D dan nilai  $S_{DS} = 0.8094$ , untuk Faktor  $R = 5$  nilai  $\rho = 1.0$  yang diperoleh dari kategori desain seismik C dan nilai  $S_{DS} = 0.2096$ , untuk Faktor  $R=3$  nilai  $\rho = 1$  yang diperoleh dari kategori desain seismik B dan nilai  $S_{DS} = 0.17467$ , maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.4 untuk faktor  $R=8$ , Tabel 3.5 untuk faktor  $R=5$  dan Tabel 3.6 untuk faktor  $R=3$ .

Tabel 3.4: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai  $\rho=1.3$ ,  $S_{DS} = 0,906$ .

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (EX)	Koefisien (EY)
Kombinasi 1	1,4	0	0	0
Kombinasi 2	1.2	1.6	0	0
Kombinasi 3	1.248	1	0.39	0
Kombinasi 4	1.151	1	-0.39	0
Kombinasi 5	1.361	1	1.3	0
Kombinasi 6	1.038	1	-1.3	0
Kombinasi 7	0.85	0	0.39	0
Kombinasi 8	0.948	0	-0.39	0
Kombinasi 9	0.738	0	1.3	0
Kombinasi 10	1.0618	0	-1.3	0
Kombinasi Maximum <i>Envelope</i>	Nilai <i>absolute</i> dari seluruh kombinasi			

Tabel 3.5: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai  $\rho = 1$ ,  $S_{DS} = 0,25$ .

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (EX)	Koefisien (EY)
Kombinasi 1	1,4	0	0	0
Kombinasi 2	1.2	1.6	0	0
Kombinasi 3	1.2125	1	0.3	0
Kombinasi 4	1.1874	1	-0.3	0
Kombinasi 5	1.2419	1	1	0
Kombinasi 6	1.1581	1	-1	0
Kombinasi 7	0.8874	0	0.3	0

Kombinasi 8	0.9125	0	-0.3	0
Kombinasi 9	0.858	0	1	0
Kombinasi 10	0.9419	0	-1	0
Kombinasi Maximum <i>Envelope</i>	Nilai <i>absolute</i> dari seluruh kombinasi			

Tabel 3.6: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai  $\rho = 1$  ,  $S_{DS} = 0,17$ .

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (EX)	Koefisien (EY)
Kombinasi 1	1,4	0	0	0
Kombinasi 2	1.2	1.6	0	0
Kombinasi 3	1.2104	1	0.3	0
Kombinasi 4	1.1895	1	-0.3	0
Kombinasi 5	1.2349	1	1	0
Kombinasi 6	1.165	1	-1	0
Kombinasi 7	0.8895	0	0.3	0
Kombinasi 8	0.91	0	-0.3	0
Kombinasi 9	0.865	0	1	0
Kombinasi 10	0.9349	0	-1	0
Kombinasi Maximum <i>Envelope</i>	Nilai <i>absolute</i> 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).

#### 3.3.1.4 Analisis Respon Spektrum Ragam

Analisis ini merupakan tahap desain yang harus memenuhi syarat-syarat batas berdasarkan SNI 1726:2019. Analisis telah memenuhi syarat jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi yaitu sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Nilai untuk masing-masing

parameter terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar lantai tingkat, gaya dukung, dan gaya elemen struktur individu untuk masing-masing respon ragam telah dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan respon spektrum dibagi dengan kuantitas ( $R/I_e$ ). Nilai untuk perpindahan dan kuantitas simpangan antar lantai harus dikalikan dengan kuantitas ( $C_d/I_e$ ) yang nilainya telah tertera pada Tabel 2.5 untuk nilai  $I_e$  dan Tabel 2.10 untuk nilai  $R$  dan  $C_d$ .

Nilai untuk masing-masing parameter yang ditinjau, yang dihitung untuk berbagai ragam, telah dikombinasikan menggunakan metode akar kuadrat jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) atau metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Metode akar kuadrat jumlah kuadrat diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang lebih dari 15%, sementara metode kombinasi kuadrat lengkap diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang kurang dari 15%. Perhitungan mendetail pemilihan metode yang digunakan dalam pemodelan struktur dapat dilihat pada Bab 4.

### **3.3.1.5 Momen Desain**

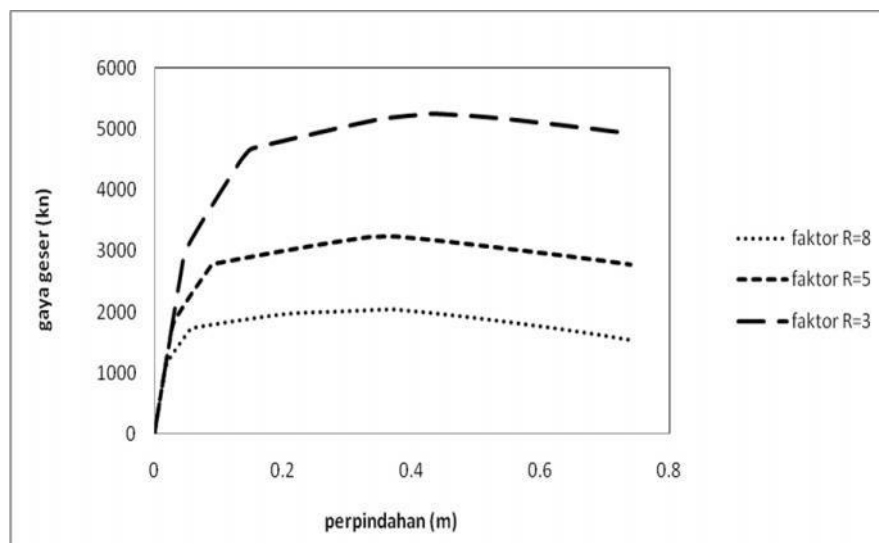
Hal penting dalam desain balok menerus adalah kita harus mengasumsikan terlebih dahulu ukuran maupun material penampang sebelum memperoleh momen desain. Momen maksimum yang dapat timbul pada suatu penampang struktur jarang, atau bahkan tidak dapat, terjadi apabila struktur dibebani penuh, tetapi terjadi apabila struktur dibebani sebagian. Akan tetapi, perlu diingat bahwa kondisi momen positif maksimum maupun momen negatif maksimum terjadi pada saat beban penuh pada bentang yang bersangkutan. Jadi, yang menjadi masalah adalah apakah beban-beban pada bentang lainnya mempunyai kontribusi dalam memberikan nilai maksimum atau sebaliknya. Karena itulah dalam desain, kita perlu meninjau semua kemungkinan posisi beban yang mungkin terjadi pada struktur, untuk kemudian kita hitung momen yang terjadi.

Tentu saja ada kondisi pembebanan yang memberikan momen maksimum dan tidak. Ukuran penampang struktur ditentukan berdasarkan momen maksimum yang mungkin terjadi padanya akibat suatu kondisi pembebanan tertentu. Untuk penampang lain, kondisi pembebanan yang memberikan momen maksimum dapat saja berlainan. Sering terjadi, untuk kepraktisan desain, momen maksimum pada

satu penampang dipakai juga pada sebagai momen desain pada penampang lain yang momen maksimumnya sebenarnya lebih kecil. Beton bertulang merupakan salah satu contoh material yang cocok untuk digunakan pada balok menerus. Kontinuitas dapat diperoleh dengan mengatur penulangan balok beton bertulang itu.

### 3.3.1.6 Momen leleh ( $M_y$ )

Berdasarkan Metode FEMA, momen leleh yang digunakan sebagai *input* analisis nonlinear pada program SAP2000 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 ketiga sistem yang direncanakan.



Gambar 3.6: kurva kapasitas untuk ketiga faktor R

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

- Kapasitas rotasi plastis ( $\theta_p$ )

Menurut Zareian dan Krawinkler (2009), terdapat 3 kategori kapasitas rotasi plastis yaitu rendah, sedang, dan tinggi. Dalam tugas akhir ini nilai  $\theta_p$  yang digunakan adalah kapasitas rendah yaitu 0,04.

- Rotasi pasca-puncak ( $\theta_{pc}$ )

Pada pemodelan nonlinear ini memilih  $\theta_{pc} = 0,06$  berdasarkan rata-rata Zareian dan studi Krawinkler (2009), sedangkan  $M_C/M_y = 1,13$  berdasarkan nilai rata-rata Haselton, dkk., (2007).

#### **3.3.1.6.2 Rotasi Leleh ( $\theta_y$ )**

Rotasi pada saat leleh digunakan untuk mendapatkan nilai daktilitas yang dibutuhkan sebagai *input* dalam *software* SAP2000. Nilai rotasi sendi plastis tersebut dihitung berdasarkan Pers. 2.6 dan dihitung untuk semua *frame* (balok-kolom) pada struktur gedung yang direncanakan. Nilai  $\theta_y$  untuk semua *frame* dapat dilihat pada pembahasan selanjutnya.

## BAB 4

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1 Hasil Model Linier Dan Non Linier

Pada Bab ini akan membahas beberapa hasil analisa linier dan non linier oleh Program Analisa Struktur diantaranya, perioda getar, nilai simpangan dan gaya-gaya dalam struktur gedung, berdasarkan lima jenis model dan tiga jenis sistem rangka pemikul momen setiap modelnya, yaitu dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMM), dan sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB). 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 pushover.

#### 4.2 Hasil Analisa Linier

##### 4.2.1 Respon Spektrum Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2019, analisa harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisa harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 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 :  $SRSS > 15\%$  ,  $CQC < 15\%$

Analisa menggunakan metode *CQC (Complete Quadratic Combination)*, hasil persentase perioda rata-rata yang didapat lebih kecil dari 15% dan *SRSS (Square Root of the Sum of Square)* lebih besar dari 15%.

Untuk perhitungan tertera pada lampiran A3.



#### 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 nominal statik ekuivalen

$V_t$  = Gaya geser dasar kombinasi ragam

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

Model Struktur	Arah Gempa	V (Statik Ekuivalen)KN	$V_t$ (Kombinasi Ragam) KN
20 LANTAI	Gempa X (R=8)	69124,89	1033243,26
	Gempa X (R=5)	3092,42	46187,6
	Gempa X (R=3)	5154,03	76979,31

Untuk perhitungan terdapat pada lampiran A.5

#### 4.2.3 Koreksi Faktor Redundansi

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

#### 4.2.4 Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

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

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

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

Model Struktur	Arah Gempa	$V_t$	$C_s \cdot W$	Cek
20 LANTAI	Gempa X (R=8)	415.389	304.59	Ok
	Gempa X (R=5)	132.832	168.28	Ok
	Gempa X (R=3)	184.996	171.435	Ok

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

#### 4.2.5 Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2019, Simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin ( $\Delta_a$ ) 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.

#### 4.2.6 Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2019, kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya. Pada hasil kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x untuk semua model, diperoleh nilai persentase kekakuan di atas batas yang ditentukan atau struktur yang direncanakan tidak mengalami *Soft Story*.

Untuk hasil perhitungan terdapat pada lampiran A8.

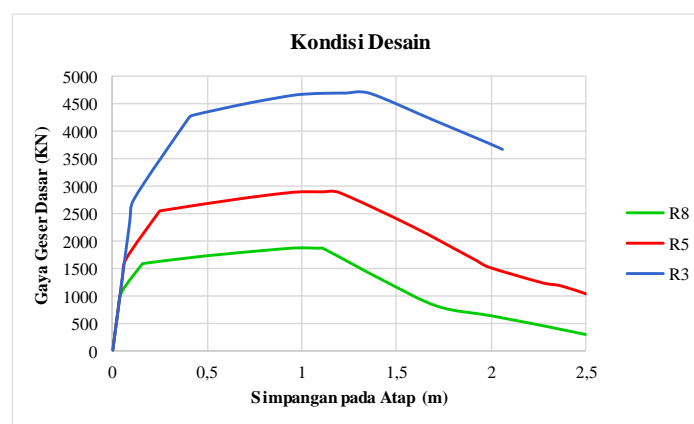
#### 4.2.7 Pengaruh Efek P-Delta

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

### 4.3 Hasil Analisa Non Linier

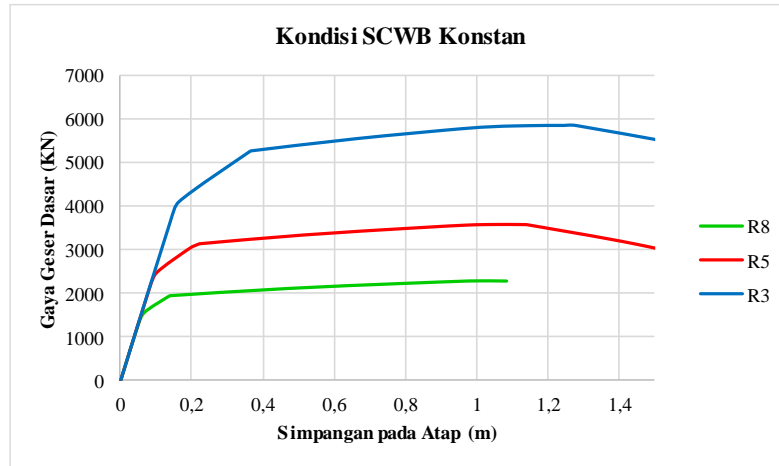
#### 4.3.1 Analisa Pushover

Pada tahap ini merupakan bagian dari evaluasi struktur beton bertulang yang telah di desain terhadap beban gempa yang telah direncanakan, dalam hal ini respon struktur akan ditinjau terhadap perbedaan jenis gempa dan faktor R pada gedung. Faktor R pada gedung merupakan faktor reduksi gedung yang telah didesain dengan perbedaan sistem struktur beton bertulang. Setiap model struktur akan diambil data Gaya Geser Dasar dan Simpangan pada Atap setelah dianalisis, nilai tersebut dibandingkan terhadap faktor- faktor yang telah disebutkan diatas. Pada gambar 4.1 sampai 4.3 menunjukkan beberapa grafik hasil analisis *pushover* dengan perbedaan jenis gempa, dan faktor R.

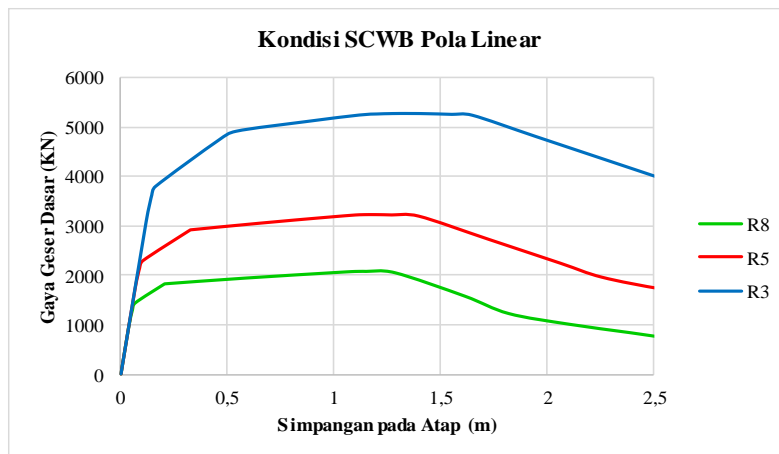


Gambar 4.1: Hasil analisa pushover pada kondisi desain (sebelum dilakukan variasi pada momen balok) untuk setiap R dengan jenis gempa yang berbeda.

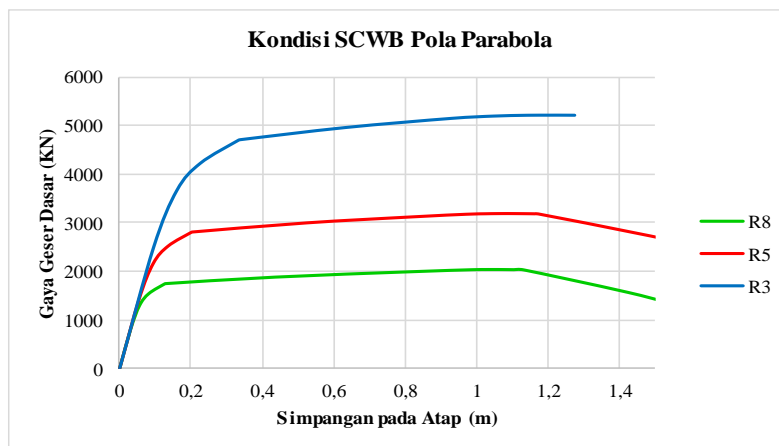
Dari Gambar diatas, terlihat bahwa titik leleh untuk R8 senilai 1582,666 kN. R5 Senilai 2554,321 kN dan R3 senilai 4285,582 kN. Terjadi kenaikan sebesar 61% dari R8 ke R5 dan 59% dari R5 ke R3. Sedangkan nilai Daktilitasnya untuk R8=37,48 R5=20,8 dan R3=15,37.



a)



b)

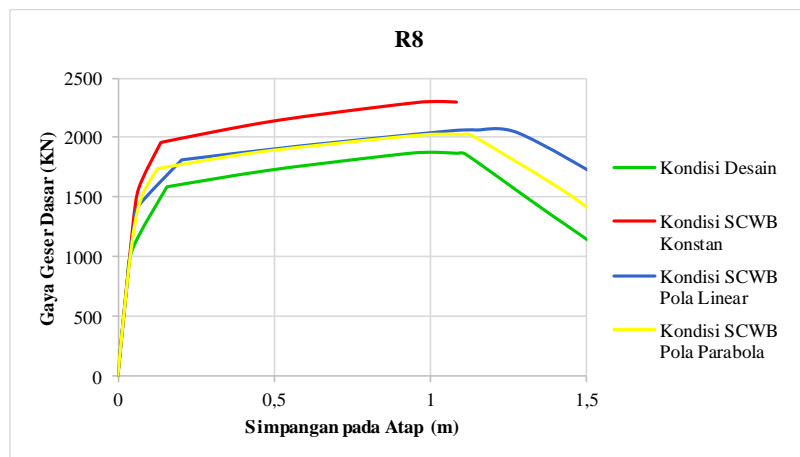


c)

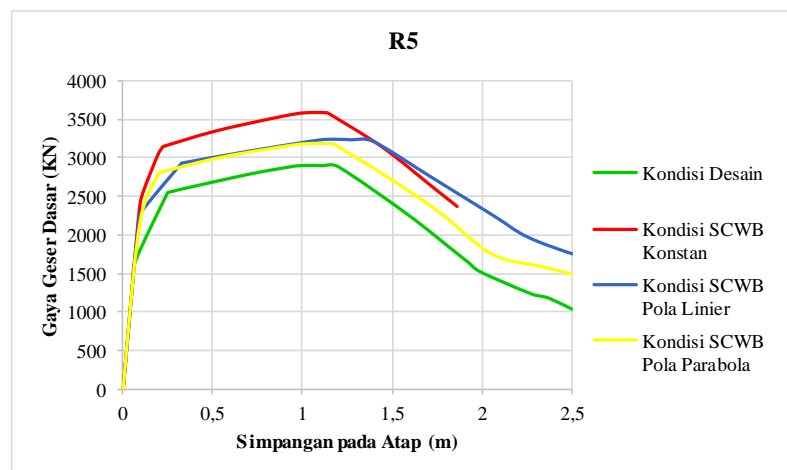
Gambar 4.2: Hasil analisa pushover dengan variasi yang berbeda Pada Momen balok dengan setiap R dan Jenis Gempa yang Berbeda: a)SCWB Konstan, b)SCWB Pola linier, c)SCWB Pola Parabola.

Pada gambar diatas terlihat bahwa di masing-masing variasi memiliki hasil yang sama, dimana R8 memiliki nilai titik leleh lebih rendah dibandingkan R5 dan R3 yang memiliki nilai titik leleh tertinggi.

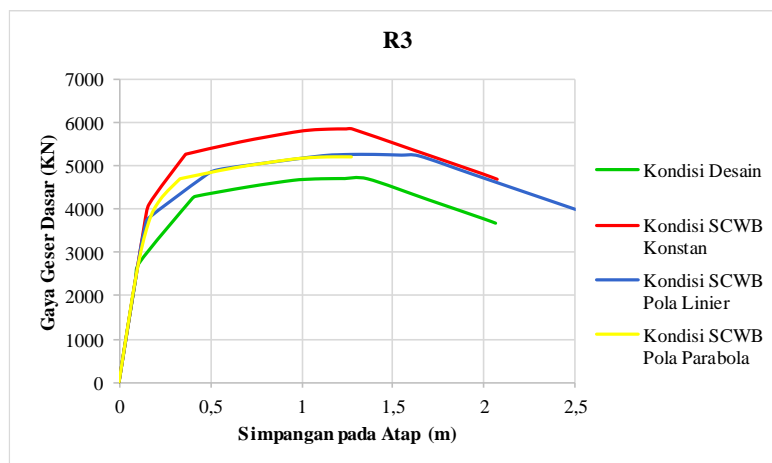
Berikutnya adalah grafik perbandingan antara tiap- tiap variasi terhadap faktor R.



a)



b)



c)

Gambar 4.3: Nilai perbandingan masing-masing R pada tiap tiap variasi : a) R8, b) R5, c) R3

Pada ketiga gambar diatas, nilai pada kondisi desain merupakan nilai dengan titik leleh terendah, sedangkan variasi SCWB konstan memiliki nilai titik leleh tertinggi. Sedangkan variasi SCWB pola linier dan SCWB pola parabola berada diantara kondisi desain dan variasi SCWB konstan dan memiliki selisih yang kecil untuk nilai titik lelehnya disetiap faktor R-nya. Berikut adalah perbandingan nilai daktilitas untuk masing-masing factor modifikasi respon (R).

Tabel 4.3: Nilai daktilitas di tiap variasi SCWB dan factor modifikasi respon (R).

-	R8	R5	R3	rata- rata
SCWB kondisi desain	37,48	20,8	15,37	24,55
SCWB Konstan	25,25	13,625	9,15	16
SCWB pola linier	32	19,33	12	21,11
SCWB pola parabola	33,22	21,6	12,77	22,53
rata -rata	31,98	18,83	12,32	-

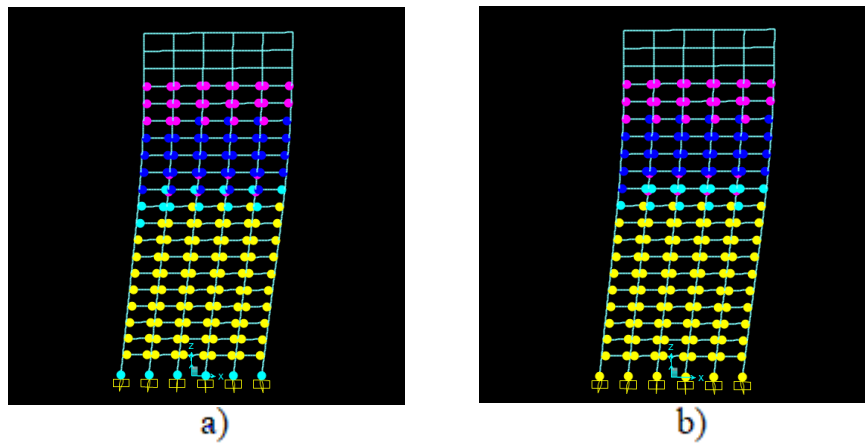
#### 4.3.2 Analisa Sendi Plastis

Pembahasan berikutnya adalah kelanjutan dari hasil analisa pushover diatas. Definisi sendi plastis ialah struktur sendi yang mengijinkan deformasi plastis agar mempertahankan kekuatan secara stabil bila elemen struktural mengalami pembebanan berulang. Bagian dimana terjadi sendi plastis disebut daerah sendi plastis, dan panjang daerah sendi plastis dalam arah aksial dari elemen disebut

panjang sendi plastis. Dalam Analisa ini, menjelaskan mengenai pola sendi plastis yang terjadi diakibatkan perbedaan faktor modifikasi respon dan perbedaan variasi SCWB.

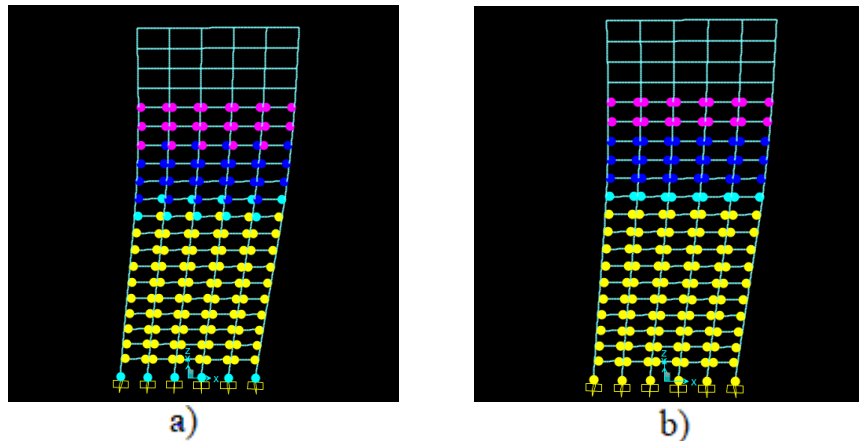
#### 4.3.2.1 Kondisi Desain (A)

Berikut adalah kondisi sendi plastis pada masing- masing faktor modifikasi respon pada kondisi desain.



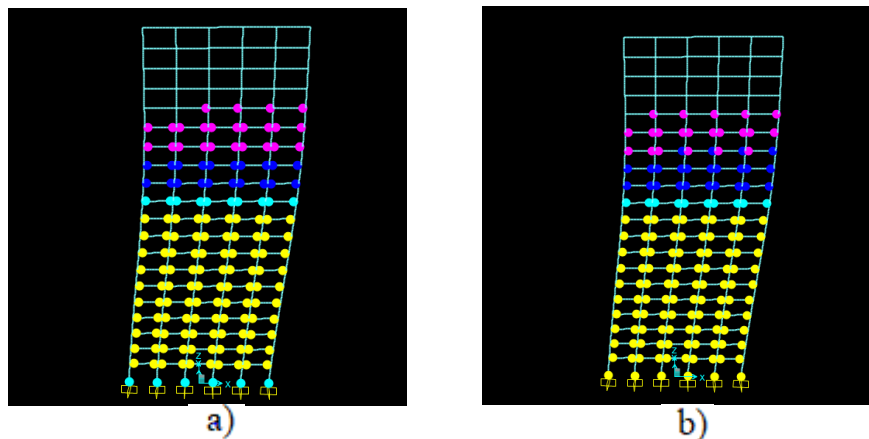
Gambar 4.4: a) Gambar sendi plastis untuk R8 pada kondisi desain sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh , b) Gambar sendi plastis untuk R8 pada kondisi desain setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.

Berdasarkan Gambar 4.4 (a dan b), balok pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh berada di lantai 3-6 berjumlah 19 balok, sedangkan kolom pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh terjadi di lantai dasar sebanyak 6 kolom dengan nilai gaya geser dasar sebesar 1863,388 KN. Sedangkan balok yang telah mengalami kondisi hampir runtuh adalah 50 balok. Sehingga rasionya ialah 1:8 (1 kolom mengalami kondisi hampir runtuh bersamaan dengan/setelah 8 balok mengalami kondisi hampir runtuh).



Gambar 4.5: a) Gambar sendi plastis untuk R5 pada kondisi desain sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh, b) Gambar sendi plastis untuk R5 pada kondisi desain setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.

Berdasarkan Gambar 4.5 (a dan b), balok pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh berada di lantai 3-8 berjumlah 22 balok, sedangkan kolom pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh terjadi di lantai dasar sebanyak 6 kolom dengan nilai gaya geser dasar sebesar 2887,41 KN. Sedangkan balok yang telah mengalami kondisi hampir runtuh adalah 50 balok. Sehingga rasionya ialah 1:8 (1 kolom mengalami kondisi hampir runtuh bersamaan dengan/setelah 8 balok mengalami kondisi hampir runtuh).



Gambar 4.6: a) Gambar sendi plastis untuk R3 pada kondisi desain sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh, b) Gambar sendi plastis untuk R3 pada kondisi desain setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.

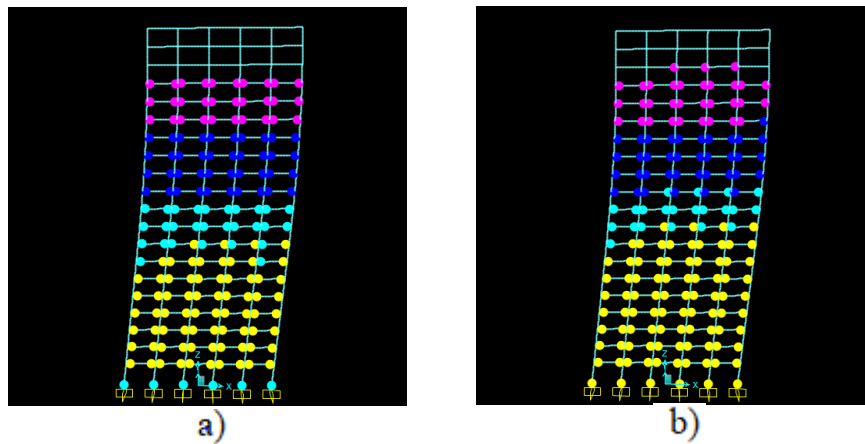
Berdasarkan Gambar 4.6 (a dan b), balok pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh berada di lantai 4-8 berjumlah 24 balok, sedangkan kolom pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh terjadi di lantai dasar sebanyak 6 kolom



dengan nilai gaya geser dasar sebesar 4690,469 KN. Sedangkan balok yang telah mengalami kondisi hampir runtuh adalah 50 balok. Sehingga rasionya ialah 1:8 (1 kolom mengalami kondisi hampir runtuh bersamaan dengan/setelah 8 balok mengalami kondisi hampir runtuh).

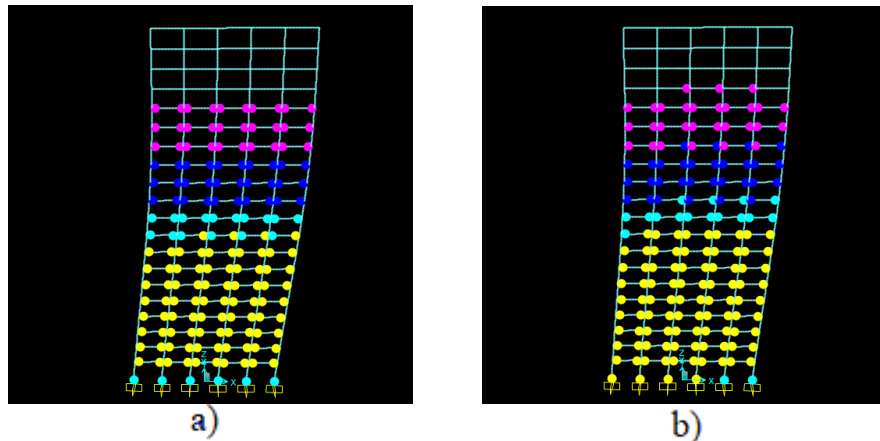
#### 4.3.2.2 Kondisi SCWB Konstan (B)

Berikut adalah kondisi sendi plastis pada masing- masing faktor modifikasi respon pada kondisi SCWB konstan .



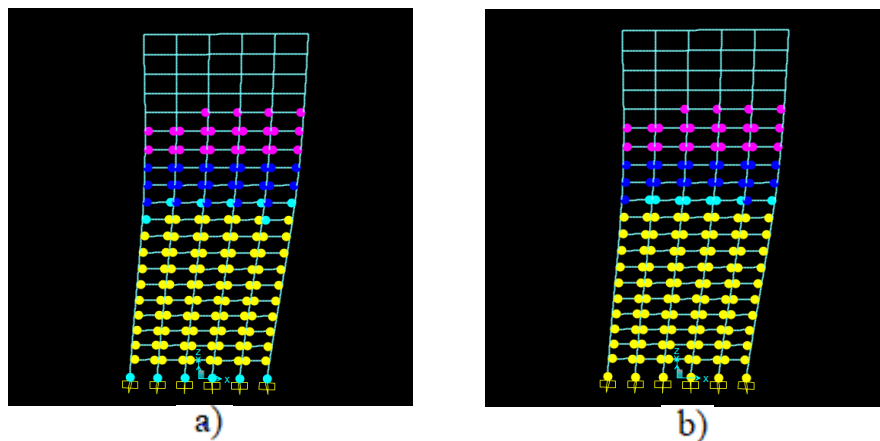
Gambar 4.7: a) Gambar sendi plastis untuk R8 pada variasi SCWB konstan sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh, b) Gambar sendi plastis untuk R8 pada variasi SCWB konstan setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.

Berdasarkan Gambar 4.7 (a dan b), balok pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh berada di lantai 2-6 berjumlah 23 balok, sedangkan kolom pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh terjadi di lantai dasar sebanyak 6 kolom dengan nilai gaya geser dasar sebesar 2293,268 KN. Sedangkan balok yang telah mengalami kondisi hampir runtuh adalah 44 balok. Sehingga rasionya ialah 1:7 (1 kolom mengalami kondisi hampir runtuh bersamaan dengan/setelah 7 balok mengalami kondisi hampir runtuh).



Gambar 4.8: a) Gambar sendi plastis untuk R5 pada variasi SCWB konstan sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh, b) Gambar sendi plastis untuk R5 pada variasi SCWB konstan setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.

Berdasarkan Gambar 4.8 (a dan b), balok pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh berada di lantai 3-6 berjumlah 19 balok, sedangkan kolom pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh terjadi di lantai dasar sebanyak 4 kolom dengan nilai gaya geser dasar sebesar 3580,483 KN. Sedangkan balok yang telah mengalami kondisi hampir runtuh adalah 45 balok. Sehingga rasionya ialah 1:11 (1 kolom mengalami kondisi hampir runtuh bersamaan dengan/setelah 11 balok mengalami kondisi hampir runtuh).



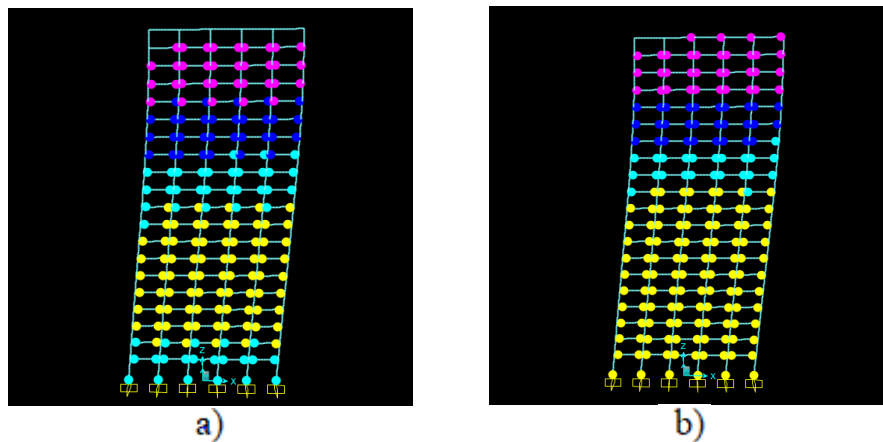
Gambar 4.9: a) Gambar sendi plastis untuk R3 pada variasi SCWB konstan sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh, b) Gambar sendi plastis untuk R3 pada variasi SCWB konstan setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.

Berdasarkan Gambar 4.9 (a dan b), balok pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh berada di lantai 6 berjumlah 4 balok, sedangkan kolom pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh terjadi di lantai dasar sebanyak 6 kolom dengan

nilai gaya geser dasar sebesar 5843,377 KN. Sedangkan balok yang telah mengalami kondisi hampir runtuh adalah 50 balok. Sehingga rasionya ialah 1:8 (1 kolom mengalami kondisi hampir runtuh bersamaan dengan/setelah 8 balok mengalami kondisi hampir runtuh).

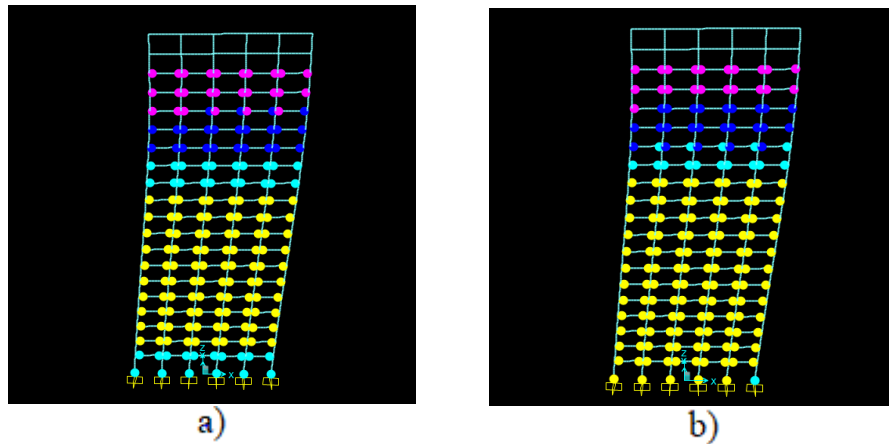
#### 4.3.2.3 Kondisi SCWB Pola Linier (C)

Berikut adalah kondisi sendi plastis pada masing- masing faktor modifikasi respon pada kondisi SCWB pola linier.



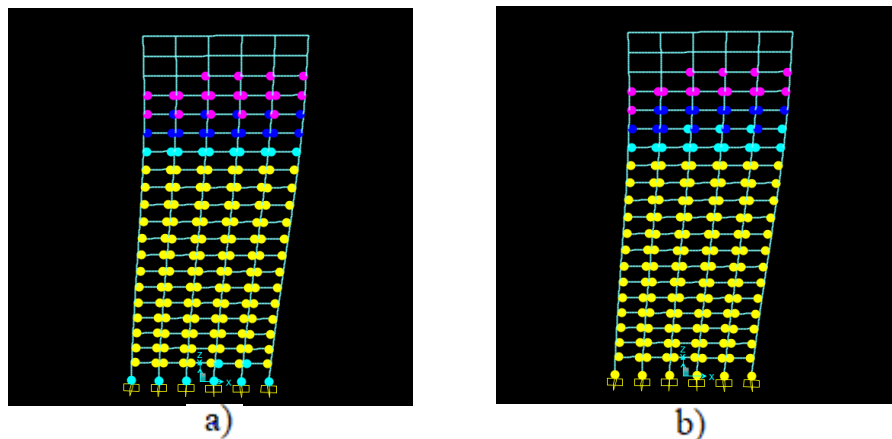
Gambar 4.10: a) Gambar sendi plastis untuk R8 pada variasi kondisi SCWB pola linier sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh, b) Gambar sendi plastis untuk R8 pada variasi kondisi SCWB pola linier setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.

Berdasarkan Gambar 4.10 (a dan b), balok pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh berada di lantai 4-8 berjumlah 21 balok, sedangkan kolom pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh terjadi di lantai dasar sebanyak 6 kolom dengan nilai gaya geser dasar sebesar 2041,576 KN. Sedangkan balok yang telah mengalami kondisi hampir runtuh adalah 55 balok. Sehingga rasionya ialah 1:9 (1 kolom mengalami kondisi hampir runtuh bersamaan dengan/setelah 9 balok mengalami kondisi hampir runtuh).



Gambar 4.11: a) Gambar sendi plastis untuk R5 pada variasi pola linier sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh, b) Gambar sendi plastis untuk R5 pada variasi pola linier setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.

Berdasarkan Gambar 4.11 (a dan b), balok pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh berada di lantai 5-10 berjumlah 28 balok, sedangkan kolom pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh terjadi di lantai dasar sebanyak 5 kolom dengan nilai gaya geser dasar sebesar 3201,42 KN. Sedangkan balok yang telah mengalami kondisi hampir runtuh adalah 60 balok. Sehingga rasionya ialah 1:12 (1 kolom mengalami kondisi hampir runtuh bersamaan dengan/setelah 12 balok mengalami kondisi hampir runtuh).



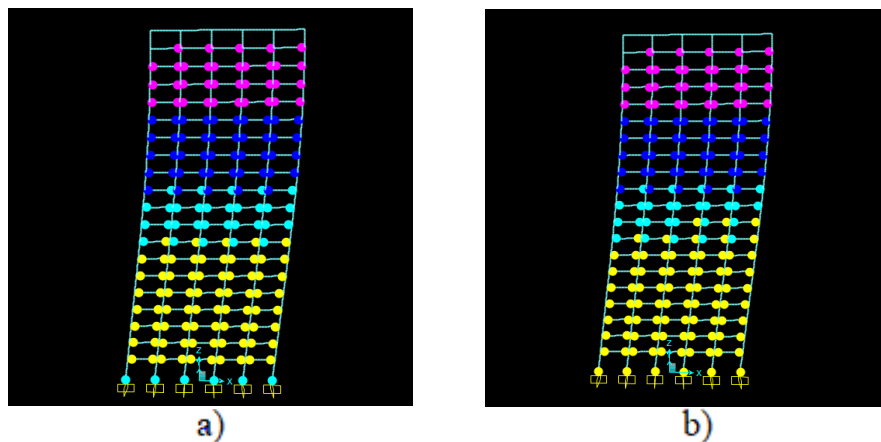
Gambar 4.12: a) Gambar sendi plastis untuk R3 pada variasi pola linier sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh, b) Gambar sendi plastis untuk R3 pada variasi pola linier setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh

Berdasarkan Gambar 4.12 (a dan b), balok pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh berada di lantai 6-10 berjumlah 24 balok, sedangkan kolom pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh terjadi di lantai dasar sebanyak 6 kolom

dengan nilai gaya geser dasar sebesar 5234,281 KN. Sedangkan balok yang telah mengalami kondisi hampir runtuh adalah 65 balok. Sehingga rasionya ialah 1:11 (1 kolom mengalami kondisi hampir runtuh bersamaan dengan/setelah 11 balok mengalami kondisi hampir runtuh).

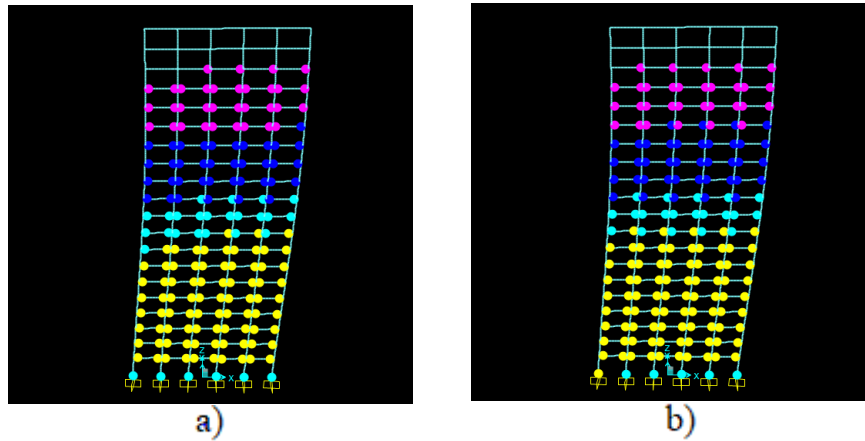
#### 4.3.2.4 Kondisi SCWB Pola Parabola (D)

Berikut adalah kondisi sendi plastis pada masing- masing faktor modifikasi respon pada kondisi SCWB pola parabola.



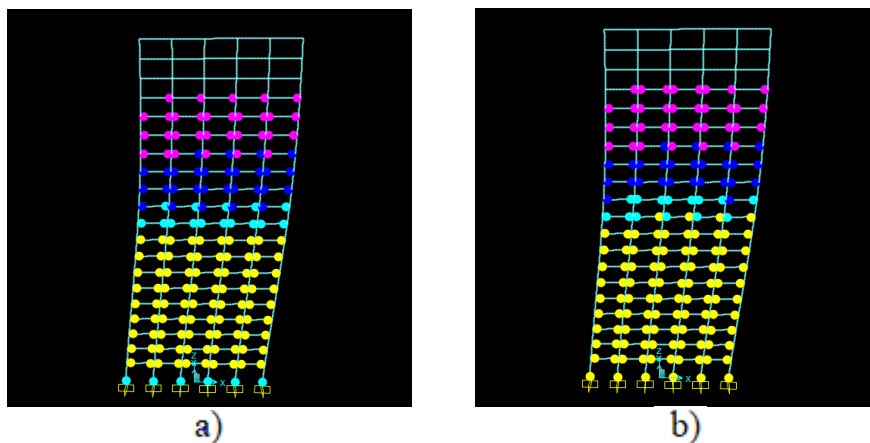
Gambar 4.13: a) Gambar sendi plastis untuk R8 pada variasi SCWB pola parabola sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh, b) Gambar sendi plastis untuk R8 pada variasi SCWB pola parabola setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.

Berdasarkan Gambar 4.13 (a dan b), balok pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh berada di lantai 2-5 berjumlah 20 balok, sedangkan kolom pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh terjadi di lantai dasar sebanyak 6 kolom dengan nilai gaya geser dasar sebesar 2028,606 KN. Sedangkan balok yang telah mengalami kondisi hampir runtuh adalah 43 balok. Sehingga rasionya ialah 1:7 (1 kolom mengalami kondisi hampir runtuh bersamaan dengan/setelah 7 balok mengalami kondisi hampir runtuh).



Gambar 4.14: a) Gambar sendi plastis untuk R5 pada variasi SCWB pola parabola sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh, b) Gambar sendi plastis untuk R5 pada variasi SCWB pola parabola setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.

Berdasarkan Gambar 4.14 (a dan b), balok pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh berada di lantai 3-5 berjumlah 15 balok, sedangkan kolom pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh terjadi di lantai dasar sebanyak 1 kolom dengan nilai gaya geser dasar sebesar 3177,071 KN. Sedangkan balok yang telah mengalami kondisi hampir runtuh adalah 45 balok. Sehingga rasionya ialah 1:45 (1 kolom mengalami kondisi hampir runtuh bersamaan dengan/setelah 45 balok mengalami kondisi hampir runtuh).



Gambar 4.15: a) Gambar sendi plastis untuk R3 pada variasi SCWB pola parabola sebelum kolom mengalami kondisi hampir runtuh, b) Gambar sendi plastis untuk R3 pada variasi SCWB pola parabola setelah kolom mengalami kondisi hampir runtuh.

Berdasarkan Gambar 4.15 (a dan b), balok pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh berada di lantai 4 dan 5 berjumlah 10 balok, sedangkan kolom pertama kali mengalami kondisi hampir runtuh terjadi di lantai dasar sebanyak 6 batang dengan nilai gaya geser dasar sebesar 5199,826 KN. Sedangkan balok yang telah mengalami kondisi hampir runtuh adalah 49 batang. Sehingga rasionya ialah 1:8 (1 kolom mengalami kondisi hampir runtuh bersamaan dengan/setelah 8 balok mengalami kondisi hampir runtuh).

## BAB 5

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis linear dan non linear yaitu pembahasan mengenai bagaimana pola sendi plastis terhadap variasi konfigurasi rasio SCWB struktur SRPM beton serta pengaruh factor modifikasi respon terhadap kurva pushover struktur SRPM beton dengan berbagai konfigurasi rasio SCWB, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. a. Hasil maksimum analisa pushover saat kondisi kolom hampir runtuh di tiap variasi SCWB ialah sebagai berikut :
    - Kondisi Desain, kolom akan mengalami kondisi hampir runtuh ketika 50% jumlah balok yang ada telah mengalami kondisi hampir runtuh.
    - Kondisi SCWB konstan, kolom akan mengalami kondisi hampir runtuh ketika 45% jumlah balok yang ada telah mengalami kondisi hampir runtuh.
    - Kondisi SCWB pola linier, kolom akan mengalami kondisi hampir runtuh ketika 60% jumlah balok yang ada telah mengalami kondisi hampir runtuh.
    - Kondisi SCWB pola parabola, kolom akan mengalami kondisi hampir runtuh ketika 45% jumlah balok yang ada telah mengalami kondisi hampir runtuh.
  - b. Dari ke empat pola variasi diatas, nilai maksimum saat kondisi kolom hampir runtuh ialah pada Kondisi SCWB pola linier. Kolom akan mengalami kondisi hampir runtuh ketika 60% jumlah balok yang ada telah mengalami kondisi hampir runtuh.
2. Berdasarkan hasil analisa pada bab 4, dapat diketahui bahwa factor modifikasi respon ( $R_8$ ,  $R_5$ ,  $R_3$ ) tidak berpengaruh terhadap analisa pushover dengan berbagai variasi SCWB.



## 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 di lapangan.
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

- Badan Standarisasi Nasional (2019)*Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2019*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2013)*Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011)*Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2019*. Bandung: ITB.
- Chairina, E. (2014) *Modul Praktikum Beton*. Medan: UMSU.
- Churrohman, F. (2012) *Studi Perilaku Geser Beton Bertulang dan Dinding Geser Pelat Baja dengan Analisa Statik Non-Linier Pushover*. Jakarta: Universitas Indonesia.
- Departemen Pekerjaan Umum (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*, Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.
- Faisal, A. (2014) *Catatan Kuliah M.K. Vibrasi dan Teori Gempa*. Medan: UMSU.
- Faisal, A. (2015) *Torsi Aktual pada SRPM Simetris*. Medan: Seminar Nasional
- HAKI Komda SUMUT.
- Haselton, C. dkk. (2008) *Beam-Column Element Model Calibrated For Predicting Flexural Response Leading To Global Collapse of RC Frame Buildings*. Berkeley: University of California.
- [Http://peer.berkeley.edu/](http://peer.berkeley.edu/), diakses 7 Maret 2023.
- [Http://puskim.pu.go.id/](http://puskim.pu.go.id/), diakses 1 Januari 2023.
- Ibarra, L. dkk. (2005) *Hysteretic Models That Incorporate Strength And Stiffness Deterioration*. USA : University of Maryland.
- Imran, I. dan Hendrik, F. (2009) *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Berdasarkan SNI 03-2847-2002*. Bandung: ITB.
- Murty, C. V. R. dkk. (2008) *Perilaku Bangunan Struktur Rangka Beton Bertulang dengan Dinding Pengisi dari Bata terhadap Gempa*. Jakarta : Universitas Trisakti.
- Nazmi, AL. (2012) *Catatan Kuliah Teknologi Beton Konstruksi*. Medan: UMSU.

- Parinduri, B. S. M.(2013) *Evaluasi Daktilitas pada Bangunan Rumah Toko di Kota Pematang Siantar Terkait dengan Peraturan Gempa*. Medan: Program Studi Teknik Sipil, UMSU.
- Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.
- Putra Raka, Rindu Anandya.(2016)*Perbandingan Indeks Kehancuran Pada Struktur Beton Bertulang Dengan Sistem Ganda Dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (Srpmk) Bertingkat 12 Akibat Gempa Berulang*. Medan: Program Studi Teknik Sipil, UMSU.
- Siregar, Y. A. N.(2008)*Evaluasi Daktilitas pada Struktur Ganda*. Jakarta: Fakultas Teknik, UI.
- Stathopoulos, K. G., Anagnostopoulos, S. A. (2005) *Inelastic Torsion Of Multistory Buildings Under Earthquake Excitations*. Greece: University of Patras.
- Syam, A. (1999) *Catatan Kuliah M. K. Struktur Beton 1*. Padang: ITP.
- Zareian, F., Krawinkler, H. (2009) *Simplified performance-based earthquake engineering*. Stanford: Report No.169, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.

## LAMPIRAN

### A.1. Perhitungan Pembebanan Struktur

Dalam Tugas Akhir ini, jenis pembebanan yang digunakan adalah beban gravitasi. Beban gravitasi dihitung berdasarkan beban hidup dan beban mati yang bekerja pada struktur bangunan kemudian akan dijadikan sebagai beban yang bekerja di pelat lantai pada analisis menggunakan Program Analisa Struktur.

#### A.1.1. Beban Gravitasi

##### A. Lantai Atap

- Beban Mati Tambahan:

- <i>Finishing</i> Lantai/Spesi (t = 2 cm)	=	39	kg/m <sup>2</sup>
- <i>Waterproof</i>	=	18	kg/m <sup>2</sup>
- Plafon + Penggantung	=	18	kg/m <sup>2</sup>
- Instalasi M.E.	=	25	kg/m <sup>2</sup>
<hr/>			
Total Beban Mati Tambahan	=	100	kg/m <sup>2</sup>

• Beban Hidup	=	100	kg/m <sup>2</sup>
---------------	---	-----	-------------------

##### B. Lantai Tipikal

- Beban Mati Tambahan:

- <i>Finishing</i> Lantai/Spesi (t = 3 cm)	=	53	kg/m <sup>2</sup>
- Penutup Lantai Keramik	=	24	kg/m <sup>2</sup>
- Plafon + Penggantung	=	18	kg/m <sup>2</sup>
- Instalasi M.E.	=	25	kg/m <sup>2</sup>
<hr/>			
Total Beban Mati Tambahan	=	120	kg/m <sup>2</sup>

• Beban Hidup	=	240	kg/m <sup>2</sup>
---------------	---	-----	-------------------

### C. Berat Dinding

Beban dinding dijadikan sebagai beban terbagi rata yang ditumpu oleh balok-balok yang berhubungan pada masing-masing lantai. Nilai berat dinding yang didapatkan adalah sebagai berikut:

Data struktur: Bs. Dinding ½ bata	=	250	kg/m <sup>2</sup>
Tinggi Lantai <i>Basement</i>	=	4,5	m
Tinggi Lantai Tipikal	=	3,5	m

- Berat dinding *Basement* =  $(0,5 (\text{tinggi lantai 1}) + 0,5 (\text{tinggi lantai 2})) \times 250$   
=  $(0,5 (4,5) + 0,5 (3,5)) \times 250$   
= 1000 kg/m
- Berat dinding lt.tipikal =  $(0,5 (\text{tinggi lantai 2}) + 0,5 (\text{tinggi lantai 3})) \times 250$   
=  $(0,5 (3,5) + 0,5 (3,5)) \times 250$   
= 875,0 kg/m
- Berat dinding lt.teratas =  $(0,5 (\text{tinggi lantai 5})) \times 250$   
=  $(0,5 (3,5)) \times 250$   
= 437,5 kg/m

## A.2. Syarat Periode Struktur

Penentuan periode yang akan digunakan untuk perhitungan gaya geser dasar dan gaya lateral statik ekuivalen adalah berdasarkan SNI 17216:2019.

### ➤ SNI 17216:2019

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 4,5 m
- Tinggi lantai tipikal : 3,5 m
- $H_n$  : 71,0 m
- $C_u$  : 1,4 untuk  $R=8$   
1,5 untuk  $R=5$   
1,7 untuk  $R=3$
- $C_t$  : 0,0466
- $x$  : 0,9

Tabel L.1: Kontrol periode getar alami struktur untuk SNI 17216:2019.

SYARAT PERIODA					
Arah	$T_{amin}$ ( $C_t \times h_n^x$ )	$T_{amax}$ ( $C_u \times T_{amin}$ )	$T_{sap2000}$	$T_{dipakai}$	KONTROL
X ( $R=8$ )	2,16	3,02	1,52	2,16	OK
X ( $R=5$ )	2,16	3,24	1,52	2,16	OK
X ( $R=3$ )	2,16	3,67	1,52	2,16	OK

Berdasarkan Tabel L.1, periode alami struktur yang digunakan adalah batas periode minimum yaitu 2,16 karena nilai periode pada Program Analisa Struktur lebih besar dari batas minimumnya untuk ketiga jenis R.

### A.3. Modal Participating Mass Ratios

#### A.3.1. Modal Participating Mass Ratios SNI 1726:2019

Tabel L.2: Hasil output *Modal Participating Mass Ratios* struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur (SNI 1726:2019).

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>				
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	UX	Sum UX
Modal	1	1,522951	0,71829	0,71829
Modal	2	0,537142	0,12055	0,83884
Modal	3	0,304321	0,05013	0,88897
Modal	4	0,201502	0,02912	0,91809
Modal	5	0,143092	0,01991	0,93800
Modal	6	0,108855	0,01494	0,95294
Modal	7	0,093218	1,97E-15	0,95294
Modal	8	0,08764	0,00041	0,95335
Modal	9	0,084886	0,01043	0,96378
Modal	10	0,080621	3,03E-16	0,96378
Modal	11	0,074443	0,00013	0,96391
Modal	12	0,069835	1,8E-14	0,96391

Tabel L.3: Hasil selisih persentase nilai perioda

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	12	Not ok	ok
T2-T3	5	Not ok	ok
T3-T4	3	Not ok	ok
T4-T5	2	Not ok	ok
T5-T6	1	ok	Not ok
T6-T7	0	ok	Not ok
T7-T8	0	ok	Not ok
T8-T9	1	ok	Not ok
T9-T10	0	ok	Not ok
T10-T12	0	ok	Not ok
T11-T12	0	ok	Not ok

#### A.4. Berat Sendiri Struktur

##### A.4.1. Berat Sendiri Struktur Untuk SNI 1726:2019

Tabel L.4: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur (SNI 1726:2019).

<i>Story</i>	<i>Self weight (KN)</i>
20	5648,8085
19	5935,595
18	5935,595
17	5935,595
16	5935,595
15	6024,561
14	6113,527
13	6113,527
12	6113,527
11	6113,527
10	6222,263
9	6330,999
8	6330,999
7	6330,999
6	6330,999
5	6459,5055
4	6588,012
3	6588,012
2	6588,012
1	6763,1535
TOTAL	124402,8115

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa berat total struktur untuk SNI 1726:2019 adalah 124402,8115 KN.



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

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

➤ SNI 1726:2019

❖ Untuk faktor R=8, Data struktur:

-  $S_{D1}$  : 0,960

-  $S_{DS}$  : 0,906

- R : 8,00

-  $I_e$  : 1,00

-  $S_1$  : 0,600

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,906}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,113 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Minimum} &= \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,5 \times 0,600}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,038 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,960}{2,16\left(\frac{8,0}{1,0}\right)} = 0,056 \end{aligned}$$

Tabel L.5: Nilai Cs yang digunakan untuk R=8.

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X	0,113	0,056	0,038	0,056

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

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah  $V = C_s \times W_t$

$$V = 0.056 \times 1244433.29$$

$$V = 69124.88753 \text{ KN}$$

✓ Penentuan nilai  $k$

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

- Untuk struktur dengan  $T \leq 0,5$  detik,  $k = 1$
- Untuk struktur dengan  $T \geq 2,5$  detik,  $k = 2$
- Untuk struktur dengan  $0,5 < T < 2,5$  detik,  $k = 2$  atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 2,16 detik, maka dengan interpolasi linear nilai  $k$  adalah 1,83.

Tabel L.6: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen ( $R=8$ ).

Lantai	Berat Seismik ( $W_x$ )	Tinggi Lantai ( $h_x$ )	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force (W_x \cdot h_x^k)}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	Story Shear ( $F_x$ )
20	576009,00	71,00	1406798995,18	8467.412	846.74
19	605252,62	67,50	1347604907,64	8111.127	1657.85
18	605252,62	64,00	1222492017,55	7358.083	2393.66
17	605252,62	60,50	1102932705,74	6638.465	3057.51
16	605252,62	57,00	988980356,36	5952.594	3652.77
15	614324,49	53,50	893892403,31	5380.268	4190.79
14	623396,35	50,00	801455404,44	4823.897	4673.18
13	623396,35	46,50	701783507,43	4223.979	5095.58
12	623396,35	43,00	608151143,38	3660.414	5461.62
11	623396,35	39,50	520639289,85	3133.687	5774.99

10	634484,16	36,00	447151157,6 4	2691.367	6044.13
9	645571,97	32,50	377303830,9 4	2270.962	6271.23
8	645571,97	29,00	306290128,7 3	1843.536	6455.58
7	645571,97	25,50	242054518,6 5	1456.907	6601.27
6	645571,97	22,00	184747329,7 9	1111.98	6712.47
5	658675,78	18,50	137276423,1 1	826.2559	6795.09
4	671779,58	15,00	95383620,92	574.1065	6852.50
3	671779,58	11,50	58654839,23	353.0388	6887.81
2	671779,58	8,00	30191276,60	181.7189	6905.98
1	689638,76	4,50	10814353,56	65.09074	6912,49
TOTAL			<b>11491847507 ,27</b>	<b>69124,89</b>	<b>103243,2 6</b>

Berdasarkan Tabel L.6, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar (R=8) adalah **69124,89** KN.

❖ Untuk faktor R=5, Data struktur:

- $S_{D1}$  : 0,25
- $S_{DS}$  : 0,25
- R : 5,00
- $I_e$  : 1,00
- $S_1$  : 0,2485

$$\begin{aligned}
 \checkmark \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,25}{\left(\frac{5,0}{1}\right)} = 0,050
 \end{aligned}$$

$$\checkmark \text{ Cs Minimum} = \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0,5 \times 0,2485}{\left(\frac{5,0}{1}\right)} = 0,025$$

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)} \\ &= \frac{0,25}{2,16\left(\frac{5,0}{1,0}\right)} = 0,023 \end{aligned}$$

Tabel L.7: Nilai Cs yang digunakan untuk Model 2 (R=5).

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X	0,050	0,023	0,025	0,025

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

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W_t \\ V &= 0,025 \times 12685354,69 \\ V &= 3092,41 \text{ KN} \end{aligned}$$

✓ Penentuan nilai  $k$

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

- Untuk struktur dengan  $T \leq 0,5$  detik,  $k = 1$
- Untuk struktur dengan  $T \geq 2,5$  detik,  $k = 2$
- Untuk struktur dengan  $0,5 < T < 2,5$  detik,  $k = 2$  atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 2,16 detik, maka dengan interpolasi linear nilai  $k$  adalah 1,83.

Tabel L.7: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen (R=5).

Lantai	Berat Seismik (W <sub>x</sub> )	Tinggi Lantai (h <sub>x</sub> )	W <sub>x</sub> .h <sub>x</sub> <sup>k</sup>	$\frac{Force (W_x \cdot h_x^k)}{(\sum W_x \cdot h_x^k) \times V}$	Story Shear (F <sub>x</sub> )
20	576009,00	71,00	1406798995,18	378,804	378,804
19	605252,62	67,50	1347604907,64	362,865	741,669
18	605252,62	64,00	1222492017,55	329,176	1070,84
17	605252,62	60,50	1102932705,74	296,983	1367,83
16	605252,62	57,00	988980356,36	266,299	1634,13
15	614324,49	53,50	893892403,31	240,695	1874,82
14	623396,35	50,00	801455404,44	215,805	2090,63
13	623396,35	46,50	701783507,43	188,967	2279,59
12	623396,35	43,00	608151143,38	163,755	2443,35
11	623396,35	39,50	520639289,85	140,191	2583,54
10	634484,16	36,00	447151157,64	120,403	2703,94
9	645571,97	32,50	377303830,94	101,595	2805,54
8	645571,97	29,00	306290128,73	82,4736	2888,01
7	645571,97	25,50	242054518,65	65,1772	2953,19
6	645571,97	22,00	184747329,79	49,7463	3002,93
5	658675,78	18,50	137276423,11	36,9639	3039,9
4	671779,58	15,00	95383620,92	25,6836	3065,58
3	671779,58	11,50	58654839,23	15,7938	3081,38
2	671779,58	8,00	30191276,60	8,1295	3089,5
1	689638,76	4,50	10814353,56	2,91194	3092,42
TOTAL			<b>11491847507,27</b>	<b>3092,42</b>	<b>46187,6</b>

Berdasarkan Tabel L.7, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar ( $R=5$ ) adalah 3092,42 KN.

❖ Untuk faktor  $R=3$ , Data struktur:

- $S_{D1}$  : 0,13
- $S_{DS}$  : 0,17
- $R$  : 3,00
- $I_e$  : 1,00
- $S_1$  : 0,2485

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,17}{\left(\frac{3,0}{1}\right)} = 0,057 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Minimum} &= \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,5 \times 0,2485}{\left(\frac{3,0}{1}\right)} = 0,041 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,13}{2,16 \left(\frac{3,0}{1,0}\right)} = 0,020 \end{aligned}$$

Tabel L.8: Nilai  $C_s$  yang digunakan untuk  $R=3$ .

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X	0,050	0,020	0,041	0,041

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

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,041 \times 12685354,69$$

$$V = 5154,02 \text{ KN}$$

✓ Penentuan nilai  $k$

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

- Untuk struktur dengan  $T \leq 0,5$  detik,  $k = 1$
- Untuk struktur dengan  $T \geq 2,5$  detik,  $k = 2$
- Untuk struktur dengan  $0,5 < T < 2,5$  detik,  $k = 2$  atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 2,16 detik, maka dengan interpolasi linear nilai  $k$  adalah 1,83.

Tabel L.9: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen ( $R=3$ ).

Lantai	Berat Seismik (Wx)	Tinggi Lantai (hx)	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force (W_x \cdot h_x^k)}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	Story Shear (Fx)
20	576009,00	71,00	1406798995,18	631,3396	631,3396
19	605252,62	67,50	1347604907,64	604,7746	1236,114
18	605252,62	64,00	1222492017,55	548,6268	1784,741
17	605252,62	60,50	1102932705,74	494,9713	2279,712
16	605252,62	57,00	988980356,36	443,832	2723,544
15	614324,49	53,50	893892403,31	401,1587	3124,703
14	623396,35	50,00	801455404,44	359,6751	3484,378
13	623396,35	46,50	701783507,43	314,9446	3799,323
12	623396,35	43,00	608151143,38	272,9245	4072,247
11	623396,35	39,50	520639289,85	233,6511	4305,898
10	634484,16	36,00	447151157,64	200,6713	4506,569

9	645571,97	32,50	377303830,9 4	169,3254	4675,895
8	645571,97	29,00	306290128,7 3	137,4561	4813,351
7	645571,97	25,50	242054518,6 5	108,6286	4921,98
6	645571,97	22,00	184747329,7 9	82,91042	5004,89
5	658675,78	18,50	137276423,1 1	61,60655	5066,497
4	671779,58	15,00	95383620,92	42,80601	5109,303
3	671779,58	11,50	58654839,23	26,32297	5135,625
2	671779,58	8,00	30191276,60	13,54916	5149,175
1	689638,76	4,50	10814353,56	4,853237	5154,028
TOTAL			<b>11491847507 ,27</b>	<b>5154,03</b>	<b>76979,31</b>

Berdasarkan Tabel L.9, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar (R=3) adalah 5154,028 KN.



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

### A.6.1. Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* SNI 1726:2019

Tabel L.10: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor R=8.

Story	V <sub>x</sub>	35%	Ket
	(kN)	(kN)	
20	696,80	1990,94	not oke
19	1364,28	1990,94	not oke
18	1969,78	1990,94	not oke
17	2516,07	1990,94	oke
16	3005,92	1990,94	oke
15	3448,67	1990,94	oke
14	3845,64	1990,94	oke
13	4193,24	1990,94	oke
12	4494,46	1990,94	oke
11	4752,34	1990,94	oke
10	4973,81	1990,94	oke
9	5160,70	1990,94	oke
8	5312,40	1990,94	oke
7	5432,29	1990,94	oke
6	5523,80	1990,94	oke
5	5591,80	1990,94	oke
4	5639,04	1990,94	oke
3	5668,09	1990,94	oke
2	5683,05	1990,94	oke
1	5688,40	1990,94	oke

Tabel L.11: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor R=5.

Story	V <sub>x</sub>	35%	Ket
	(kN)	(kN)	
20	352,81	1008,07	not oke
19	690,77	1008,07	not oke
18	997,36	1008,07	not oke
17	1273,96	1008,07	oke
16	1521,99	1008,07	oke
15	1746,16	1008,07	oke
14	1947,16	1008,07	oke
13	2123,16	1008,07	oke

12	2275,68	1008,07	oke
11	2406,25	1008,07	oke
10	2518,39	1008,07	oke
9	2613,01	1008,07	oke
8	2689,82	1008,07	oke
7	2750,53	1008,07	oke
6	2796,86	1008,07	oke
5	2831,29	1008,07	oke
4	2855,21	1008,07	oke
3	2869,92	1008,07	oke
2	2877,49	1008,07	oke
1	2880,20	1008,07	oke

Tabel L.12: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor R=3.

Story	Vx	35%	Ket
	(kN)	(kN)	
20	305,77	873,66	not oke
19	598,67	873,66	not oke
18	864,38	873,66	not oke
17	1104,10	873,66	oke
16	1319,06	873,66	oke
15	1513,34	873,66	oke
14	1687,54	873,66	oke
13	1840,07	873,66	oke
12	1972,25	873,66	oke
11	2085,41	873,66	oke
10	2182,60	873,66	oke
9	2264,61	873,66	oke
8	2331,18	873,66	oke
7	2383,79	873,66	oke
6	2423,95	873,66	oke
5	2453,78	873,66	oke
4	2474,52	873,66	oke
3	2487,26	873,66	oke
2	2493,83	873,66	oke
1	2496,18	873,66	oke

## A.7. Nilai Simpangan Gedung

### A.7.1. Nilai Simpangan Gedung Untuk SNI 1726:2019

Tabel L.13: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R=8.

Story	hsx	h	$\delta\theta$	$\Delta$	$\Delta_i$	$\Delta_{ijin}$	Ket
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
LT 20	71000	3500	88,071	484,391	6,2535	70,00	OKE
LT 19	67500	3500	86,934	478,137	8,7065	70,00	OKE
LT 18	64000	3500	85,351	469,431	12,0835	70,00	OKE
LT 17	60500	3500	83,154	457,347	15,477	70,00	OKE
LT 16	57000	3500	80,34	441,87	18,7935	70,00	OKE
LT 15	53500	3500	76,923	423,077	20,537	70,00	OKE
LT 14	50000	3500	73,189	402,54	22,8525	70,00	OKE
LT 13	46500	3500	69,034	379,687	25,465	70,00	OKE
LT 12	43000	3500	64,404	354,222	27,9675	70,00	OKE
LT 11	39500	3500	59,319	326,255	30,195	70,00	OKE
LT 10	36000	3500	53,829	296,06	31,1795	70,00	OKE
LT 9	32500	3500	48,16	264,88	32,4995	70,00	OKE
LT 8	29000	3500	42,251	232,381	33,759	70,00	OKE
LT 7	25500	3500	36,113	198,622	34,5455	70,00	OKE
LT 6	22000	3500	29,832	164,076	34,419	70,00	OKE
LT 5	18500	3500	23,574	129,657	33,088	70,00	OKE
LT 4	15000	3500	17,558	96,569	31,4545	70,00	OKE
LT 3	11500	3500	11,839	65,1145	28,314	70,00	OKE
LT 2	8000	3500	6,691	36,8005	22,715	70,00	OKE
LT 1	4500	4500	2,561	14,0855	14,0855	90,00	OKE

Berdasarkan Tabel L.13: seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari  $\Delta_{ijin}$  (simpangan antar tingkat izin).

Tabel L.14: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R=5.

Story	hsx	h	$\delta\theta$	$\Delta$	$\Delta_i$	$\Delta_{ijin}$	Ket
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
LT 20	71000	3500	34,398	154,791	2,2455	70,00	OKE
LT 19	67500	3500	33,899	152,546	2,8395	70,00	OKE
LT 18	64000	3500	33,268	149,706	3,906	70,00	OKE
LT 17	60500	3500	32,4	145,8	4,968	70,00	OKE
LT 16	57000	3500	31,296	140,832	5,9985	70,00	OKE
LT 15	53500	3500	29,963	134,834	6,5655	70,00	OKE
LT 14	50000	3500	28,504	128,268	7,2675	70,00	OKE
LT 13	46500	3500	26,889	121,001	8,082	70,00	OKE
LT 12	43000	3500	25,093	112,919	8,865	70,00	OKE
LT 11	39500	3500	23,123	104,054	9,5625	70,00	OKE
LT 10	36000	3500	20,998	94,491	9,8775	70,00	OKE
LT 9	32500	3500	18,803	84,6135	10,305	70,00	OKE
LT 8	29000	3500	16,513	74,3085	10,719	70,00	OKE
LT 7	25500	3500	14,131	63,5895	10,9935	70,00	OKE
LT 6	22000	3500	11,688	52,596	10,989	70,00	OKE
LT 5	18500	3500	9,246	41,607	10,575	70,00	OKE
LT 4	15000	3500	6,896	31,032	10,08	70,00	OKE
LT 3	11500	3500	4,656	20,952	9,0855	70,00	OKE
LT 2	8000	3500	2,637	11,8665	7,299	70,00	OKE
LT 1	4500	4500	1,015	4,5675	4,5675	90,00	OKE

Berdasarkan Tabel L.14: seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari  $\Delta_{ijin}$  (simpangan antar tingkat izin).

Tabel L.15: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R=3.

Story	hsx	h	$\delta\theta$	$\Delta$	$\Delta_i$	$\Delta_{ijin}$	Ket
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
LT 20	71000	3500	29,897	74,7425	1,135	70,00	OKE
LT 19	67500	3500	29,443	73,6075	1,408	70,00	OKE
LT 18	64000	3500	28,880	72,2000	1,923	70,00	OKE
LT 17	60500	3500	28,111	70,2775	2,430	70,00	OKE
LT 16	57000	3500	27,139	67,8475	2,912	70,00	OKE
LT 15	53500	3500	25,974	64,9350	3,170	70,00	OKE
LT 14	50000	3500	24,706	61,7650	3,490	70,00	OKE
LT 13	46500	3500	23,310	58,2750	3,860	70,00	OKE
LT 12	43000	3500	21,766	54,4150	4,225	70,00	OKE
LT 11	39500	3500	20,076	50,1900	4,555	70,00	OKE
LT 10	36000	3500	18,254	45,6350	4,708	70,00	OKE
LT 9	32500	3500	16,371	40,9275	4,915	70,00	OKE
LT 8	29000	3500	14,405	36,0125	5,130	70,00	OKE
LT 7	25500	3500	12,353	30,8825	5,280	70,00	OKE
LT 6	22000	3500	10,241	25,6025	5,305	70,00	OKE
LT 5	18500	3500	8,119	20,2975	5,130	70,00	OKE
LT 4	15000	3500	6,067	15,1675	4,905	70,00	OKE
LT 3	11500	3500	4,105	10,2625	4,440	70,00	OKE
LT 2	8000	3500	2,329	5,8225	3,575	70,00	OKE
LT 1	4500	4500	0,899	2,2475	2,248	90,00	OKE

Berdasarkan Tabel L.15: seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari  $\Delta_{ijin}$  (simpangan antar tingkat izin).

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

### A.8.1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak SNI 1726:2019

Tabel L.15: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x.

ARAH X				
STORY	KEKAKUAN TOTAL	Ki/Ki+1 (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT (Kr)	Ki/Kr (%)
20	6883,72	-	-	-
19	6179,48	90%	7831,88	-
18	10432,43	169%	7961,54	-
17	7272,72	70%	10110,05	93%
16	12625,00	174%	10156,38	159%
15	10571,42	84%	13501,37	105%
14	17307,69	164%	13785,79	170%
13	13478,26	78%	17095,31	100%
12	20500,00	152%	16817,31	149%
11	16473,68	80%	21775,54	96%
10	28352,94	172%	23513,63	169%
9	25714,28	91%	30868,56	118%
8	38538,46	150%	33150,91	164%
7	35200,00	91%	44445,23	114%
6	59597,25	169%	51480,84	180%
5	59645,26	100%	77036,34	134%
4	111866,50	188%	99488,08	217%
3	126952,47	113%	185513,02	165%
2	317720,09	250%	-	319%
1	649038,46	204%	-	350%

## A.9. Pengaruh Efek P-Delta

### A.9.1. Pengaruh Efek P-Delta Untuk SNI 1726:2019

Tabel L.16: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R=8).

Story	hsx	$\Delta_i$	P	V <sub>x</sub>	$\theta$	$\theta_{Max}$	Ket
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)			
LT 20	71000	6,2535	5648,809	696,80	0,00012982	0,09	OKE
LT 19	67500	8,7065	5935,595	1364,28	0,00010203	0,09	OKE
LT 18	64000	12,0835	5935,595	1969,78	0,00010344	0,09	OKE
LT 17	60500	15,477	5935,595	2516,07	0,00010973	0,09	OKE
LT 16	57000	18,7935	5935,595	3005,92	0,00011837	0,09	OKE
LT 15	53500	20,537	6024,561	3448,67	0,00012193	0,09	OKE
LT 14	50000	22,8525	6113,527	3845,64	0,00013211	0,09	OKE
LT 13	46500	25,465	6113,527	4193,24	0,00014517	0,09	OKE
LT 12	43000	27,9675	6113,527	4494,46	0,00016086	0,09	OKE
LT 11	39500	30,195	6113,527	4752,34	0,00017880	0,09	OKE
LT 10	36000	31,1795	6222,263	4973,81	0,00019700	0,09	OKE
LT 9	32500	32,4995	6330,999	5160,70	0,00022305	0,09	OKE
LT 8	29000	33,759	6330,999	5312,40	0,00025224	0,09	OKE
LT 7	25500	34,5455	6330,999	5432,29	0,00028706	0,09	OKE
LT 6	22000	34,419	6330,999	5523,80	0,00032602	0,09	OKE
LT 5	18500	33,088	6459,506	5591,80	0,00037565	0,09	OKE
LT 4	15000	31,4545	6588,012	5639,04	0,00044543	0,09	OKE
LT 3	11500	28,314	6588,012	5668,09	0,00052031	0,09	OKE
LT 2	8000	22,715	6588,012	5683,05	0,00059846	0,09	OKE
LT 1	4500	14,0855	6763,154	5688,40	0,00067664	0,09	OKE

Tabel L.17: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R=5).

Story	hsx	$\Delta_i$	P	V <sub>x</sub>	$\theta$	$\theta_{Max}$	Ket
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)			
LT 20	71000	2,2455	5648,809	352,81	0,0001125	0,11	OKE
LT 19	67500	2,8395	5935,595	690,77	0,0000803	0,11	OKE
LT 18	64000	3,906	5935,595	997,36	0,0000807	0,11	OKE
LT 17	60500	4,968	5935,595	1273,96	0,0000850	0,11	OKE
LT 16	57000	5,9985	5935,595	1521,99	0,0000912	0,11	OKE
LT 15	53500	6,5655	6024,561	1746,16	0,0000941	0,11	OKE
LT 14	50000	7,2675	6113,527	1947,16	0,0001014	0,11	OKE
LT 13	46500	8,082	6113,527	2123,16	0,0001112	0,11	OKE
LT 12	43000	8,865	6113,527	2275,68	0,0001231	0,11	OKE
LT 11	39500	9,5625	6113,527	2406,25	0,0001367	0,11	OKE
LT 10	36000	9,8775	6222,263	2518,39	0,0001506	0,11	OKE
LT 9	32500	10,305	6330,999	2613,01	0,0001707	0,11	OKE
LT 8	29000	10,719	6330,999	2689,82	0,0001933	0,11	OKE
LT 7	25500	10,9935	6330,999	2750,53	0,0002205	0,11	OKE
LT 6	22000	10,989	6330,999	2796,86	0,0002513	0,11	OKE
LT 5	18500	10,575	6459,506	2831,29	0,0002898	0,11	OKE
LT 4	15000	10,08	6588,012	2855,21	0,0003446	0,11	OKE
LT 3	11500	9,0855	6588,012	2869,92	0,0004030	0,11	OKE
LT 2	8000	7,299	6588,012	2877,49	0,0004642	0,11	OKE
LT 1	4500	4,5675	6763,154	2880,20	0,0005296	0,11	OKE



Tabel L.18: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R=3).

Story	hsx	$\Delta_i$	P	V <sub>x</sub>	$\theta$	$\theta_{Max}$	Ket
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)			
LT 20	71000	1,135	5648,809	305,77	0,00011813	0,20	OKE
LT 19	67500	1,408	5935,595	598,67	0,00008270	0,20	OKE
LT 18	64000	1,923	5935,595	864,38	0,00008251	0,20	OKE
LT 17	60500	2,43	5935,595	1104,10	0,00008637	0,20	OKE
LT 16	57000	2,912	5935,595	1319,06	0,00009197	0,20	OKE
LT 15	53500	3,17	6024,561	1513,34	0,00009435	0,20	OKE
LT 14	50000	3,49	6113,527	1687,54	0,00010115	0,20	OKE
LT 13	46500	3,86	6113,527	1840,07	0,00011032	0,20	OKE
LT 12	43000	4,225	6113,527	1972,25	0,00012183	0,20	OKE
LT 11	39500	4,555	6113,527	2085,41	0,00013522	0,20	OKE
LT 10	36000	4,708	6222,263	2182,60	0,00014912	0,20	OKE
LT 9	32500	4,915	6330,999	2264,61	0,00016911	0,20	OKE
LT 8	29000	5,13	6330,999	2331,18	0,00019217	0,20	OKE
LT 7	25500	5,28	6330,999	2383,79	0,00021997	0,20	OKE
LT 6	22000	5,305	6330,999	2423,95	0,00025193	0,20	OKE
LT 5	18500	5,13	6459,506	2453,78	0,00029199	0,20	OKE
LT 4	15000	4,905	6588,012	2474,52	0,00034823	0,20	OKE
LT 3	11500	4,44	6588,012	2487,26	0,00040905	0,20	OKE
LT 2	8000	3,575	6588,012	2493,83	0,00047221	0,20	OKE
LT 1	4500	2,248	6763,154	2496,18	0,00054128	0,20	OKE

## DAFTAR RIWAYAT HIDUP



### Data Diri Penyusun

Nama Lengkap : Aqila Akhdan Penyalai  
Tempat, Tanggal Lahir : Medan, 03 Mei 2002  
Jenis Kelamin : Laki-Laki  
Alamat : JL. Pukat Banting IV Gg. Mutiara No.7,  
Mandala by pass, Medan, Sumatera Utara.  
Agama : Islam  
Nama Ayah : Irsan Penyalai  
Nama Ibu : Umi Kalsum  
No. Handphone : 082274835361  
Email : [akhdann18@gmail.com](mailto:akhdann18@gmail.com)

### Riwayat Pendidikan

No	Tingkat Pendidikan	Nama Sekolah	Tahun
1	Taman Kanak-Kanak	TK Aisyah Bustanul Athfal Gunungsitoli	2006-2007
2	Sekolah Dasar	SDN 070974 Gunungsitoli	2007-2013
3	Sekolah Menengah Pertama	SMPN 1 Gunungsitoli	2013-2016
4	Sekolah Menengah Atas	SMAN 1 Matauli Pandan	2016-2019
5	Perguruan Tinggi (Strata 1)	Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Medan	2019-2023