

TUGAS AKHIR

**PROBABILITAS KERUNTUHAN STRUKTUR SRPM
BETON BERTULANG AKIBAT GEMPA DEKAT
MENGANDUNG EFEK *PULSE***

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

Disusun Oleh:

**ANGGA EDI PRATAMA
1507210004**



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2019**

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Angga Edi Pratama

NPM : 1507210004

Program Studi: Teknik Sipil

Judul Skripsi : Probabilitas Keruntuhan Struktur SRPM Beton Bertulang Akibat Gempa Dekat Mengandung Efek *Pulse*

Bidang Ilmu : Struktur

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

Medan, 11 September 2019

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji



Dr. Ade Faisal, ST, MSc.

Dosen Pembimbing I / Penguji



Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc.

Dosen Pembimbing II / Penguji



Sri Frapanti, ST, MT.

Dosen Pembimbing II / Penguji



Tondi Amir Syah Putera P, ST, MT.



Program Studi Teknik Sipil
Ketua



Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc.

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Angga Edi Pratama

Tempat /Tanggal Lahir : Lampahan/22 November 1997

NPM : 1507210042

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Probabilitas Keruntuhan Struktur SRPM Beton Bertulang Akibat Gempa Dekat Mengandung Efek *Pulse*”.

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

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

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

Medan, 11 September 2019

Saya yang menyatakan,



Angga Edi Pratama

ABSTRAK

PROBABILITAS KERUNTUHAN STRUKTUR SRPM BETON BERTULANG AKIBAT GEMPA DEKAT MENGANDUNG EFEK *PULSE* (STUDI LITERATUR)

Angga Edi Pratama
1507210004
Dr. Ade Faisal, ST, MSc
Sri Frapanti, S.T, M.T.

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 mengetahui bagaimana perilaku grafik *Incremental Dynamic Analisis* (IDA) bila mengandung efek *pulse* dan Untuk mengetahui probabilitas keruntuhan struktur bila terkena gempa dekat yang mengandung efek *pulse*. Oleh karena itu perlu adanya perencanaan struktur beton bertulang dengan sistem yang tahan terhadap gempa mengandung *pulse*. 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 3 model struktur dengan sistem yang berbeda yaitu, SRPMK, SRPMM, dan SRPMB. Spesifikasi material dan dimensi struktur berbeda-beda. Model 1 memiliki tinggi 18,5 m (5 lantai), Model 2 memiliki tinggi 36 m (10 lantai), Model 3 memiliki tinggi 53,5 m (15 lantai). Analisa yang digunakan adalah Respon Spektrum sebagai tahap desain dan Respon Riwayat Waktu Linear dan Nonlinear *Time History* sebagai tahap evaluasi, dengan alat bantu *software* SAP2000 versi 15 dan RUAUMOKO2D versi 04. Suatu analisis *Incremental Dynamic Analisis* adalah sebuah pendekatan untuk menghasilkan ilustrasi level kerusakan struktur yang mengalami intensitas seismik yang bervariasi. Hasil penelitian menunjukkan bahwa struktur dengan SRPMB (Model 3) akan mengalami angka drift kehancuran yang direncanakan pada RSA (T1) yang tidak terlalu besar, dikarenakan bangunan memiliki perioda terbesar dan berada pada jenis tanah lunak.

Kata kunci: Gempa bumi, *Pulse*, sistem struktur, *Incremental Dynamic Analisis* (IDA), *drift*, RSA (T1).

ABSTRAK

PROBABILITY OF COLLAPSE THE SRPM STRUCTURAL OF REINFORCED CONCRETE DUE TO A NEAR EARTHQUAKE CONTAINING A PULSE EFFECT (LITERATURE STUDY)

Angga Edi Pratama
1507210004
Dr. Ade Faisal, ST, MSc
Sri Frapanti, S.T, M.T.

Earthquakes are natural phenomena caused by the release of elastic rock energy 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 that multi-storey buildings can be damaged both in the category of lightly, small, medium, severe and even totally destroyed. The building was destroyed because the type of earthquake that could have happened lightly, medium and strong. To find out how the behavior of the Incremental Dynamic Analysis (IDA) chart if it contains a pulse effect and To find out the probability of structure collapse when it is hit by a near earthquake that contains a pulse effect. Therefore it is necessary to plan reinforced concrete structures with systems that are resistant to a near earthquakes containing pulse. In this final project, 2 regions were used as planning for the earthquake, namely Banda Aceh and Palembang to fulfill the planning of three building systems, in this case there are 3 structural models with different systems, namely, SRPMK, SRPMM, and SRPMB. Material specifications and structural dimensions vary. Model 1 has a height of 18.5 m (5 floors), Model 2 has a height of 36 m (10 floors), Model 3 has a height of 53.5 m (15 floors). The analysis used is the Response Spectrum as the design phase and the Response of Linear and Nonlinear Time History as the evaluation stage, with the SAP2000 version 15 and RUAUMOKO2D version 04 software tools. An Incremental Dynamic Analysis is an approach to produce illustrations of levels of structural damage that experience varying seismic intensities. The results showed that the structure with SRPMK (Model 3) will experience a planned collapse drift at RSA (T1) wich is not to large, because the building has the largest priode and is in the type of soft soil.

Keynote: Near earthquake, Pulse, system of structure, Incremental Dynamic Analysis (IDA), drift, RSA (T1).

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadirat 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 “Probabilitas Keruntuhan Struktur SRPM Beton Bertulang Akibat Gempa Dekat Mengandung Efek *Pulse*” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

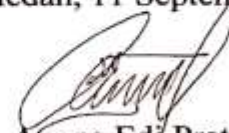
Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terimakasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Dr. Ade Faisal, ST, Msc. selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji sekaligus sebagai Wakil Dekan I Teknik Sipil yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Ibu Sri Frapanti, S.T.,M.T. selaku Dosen Pimbimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, Msc. selaku Dosen Pembanding I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Tondi Amirsyah Putera P, ST, MT. selaku Dosen Pembanding II sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Munawar Alfansury Siregar ST, MT. selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.

7. Orang tua penulis: Edi Suyanto dan Lisma Linda, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis serta abang, kakak, dan adik-adik saya yang memotivasi saya selama ini
8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Sahabat-sahabat penulis: Afiful Anshari, Aji Persada Agusti Lubis, Alfi Syahrin, Alfizar Iqramullah, Fetty Septi Lubis, Mandala Putra, Fadillah Khairul Rizal, Arie Aulia Fiqri, dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

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, 11 September 2019



Angga Edi Pratama

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iv
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vi
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR NOTASI	xvii
DAFTAR SINGKATAN	xix
BAB 1 PENDAHULUAN	
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	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
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
2.2.3. gempa dekat	9
2.2.4. gempa <i>pulse</i>	9
2.3. Filosofi bangunan tahan gempa	10
2.4. Sistem Rangka Pemikul Momen	12
2.4.1. SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)	13
2.4.2. SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah)	14
2.4.3. SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa)	14

2.5. Analisis struktur Linear dan Non-linear	14
2.6. Faktor Modifikasi Respon (R)	15
2.7. Defenisi Faktor Modifikasi Respon	15
2.8. Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2012	17
2.8.1. Gempa Rencana dan Faktor Keutamaan	17
2.8.2. Klasifikasi Situs dan Parameter	18
2.8.3. Parameter Percepatan Gempa	19
2.8.4. Parameter Percepatan Spektral Desain	21
2.8.5. Struktur Penahan Beban Gempa	23
2.8.6. Perioda Alami Struktur	24
2.8.7. Gaya Geser Dasar Seismik	26
2.8.8. Simpangan (<i>Drift</i>) Akibat Gaya Gempa	27
2.8.9. Pengaruh P-Delta	27
2.8.10. Metode Analisa	29
2.8.11. Metode Analisa Respon Spektrum Ragam	30
2.8.12. Metode Analisa Riwayat Waktu	31
2.8.13. Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan	32
2.9. Program Ruaumoko	35
2.10. Analisa <i>Pushover</i>	36
2.11. <i>Incremental Dynamic Analysis</i>	36
2.12. Kurva Kerapuhan Struktur	38
BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN	
3.1. Umum	40
3.2. Pemodelan Struktur	41
3.2.1. Data Perencanaan Struktur	41
3.2.2. Konfigurasi Bangunan	42
3.2.3. Dimensi Kolom-Balok	44
3.3. Analisis Struktur	44
3.3.1. Analisis Dinamik Struktur Linier	44
3.3.2. Pembebanan	44
3.3.3. Respon Spektrum Desain Gempa	45

3.3.3.1. Desain Respon Spektrum Banda Aceh (Tanah Lunak)	45
3.3.3.2. Desain Respon Spektrum Palembang (Tanah - keras)	46
3.3.3.3. Desain Respon Spektrum Palembang (Tanah -Batuan)	48
3.3.3.4. Kombinasi Pembebanan	49
3.3.3.5. Analisis Respon Spektrum Ragam	51
3.3.3.6. <i>Groundmotion Record</i> (Data Rekaman Gempa)	51
3.3.3.7. Analisis Respon Riwayat Waktu	53
3.3.3.8. Momen leleh (M_y)	56
3.3.3.9. Kapasitas Rotasi	57
3.3.3.10. Rotasi Leleh (θ_y)	57
3.3.3.11. Analisa <i>Pushover</i>	57
3.3.3.12. <i>Incremental Dynamic Analysis</i> (IDA)	58
3.3.3.13. Kurva Kerentanan	59

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Hasil Model Linier Dan Non Linier	61
4.2. Hasil Analisa Linier	61
4.2.1. Respon Spektrum Ragam	61
4.2.2. Koreksi Gempa Dasar Nominal	62
4.2.3. Koreksi Faktor Redudansi	63
4.2.4. Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	63
4.2.5. Nilai Simpangan Gedung	64
4.2.6. Kontrol Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	64
4.2.7. Pengaruh P-Delta	64
4.3. Hasil Analisa Non Linier	64
4.3.1. Analisis <i>Pushover</i>	64
4.3.2. <i>Incremental Dynamic Analysis</i>	67
4.3.3. Analisis Probabilitas Keruntuhan	69

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan 72

5.2. Saran 73

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR RIWAYAT HIDUP

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	17
Tabel 2.2	keutaman gempa (SNI 03-1726-2012)	18
Tabel 2.3	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	19
Tabel 2.4	Koefisien perioda pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012	20
Tabel 2.5	Koefisien perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012	21
Tabel 2.6	Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	24
Tabel 2.7	Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012	25
Tabel 2.8	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	25
Tabel 2.9	Prosedur analisa yang boleh digunakan	29
Tabel 2.10	Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar	34
Tabel 3.1	Komponen struktural bangunan	44
Tabel 3.2	Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987	45
Tabel 3.3	Beban hidup pada lantai dan atap struktur berdasarkan SNI 1727:2013.	45
Tabel 3.4	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1.3$, $S_{DS} = 0.8094$	49
Tabel 3.5	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1$, $S_{DS} = 0.2096$	50
Tabel 3.6	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1$, $S_{DS} = 0.17467$	50
Tabel 3.7	Rekaman getaran gempa <i>Pulse</i> dari PEER NGA & COSMOS	52
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	62
Tabel 4.2	Nilai geser dasar nominal respon spektrum	63
Tabel 4.3	Hasil perbandingan nilai daktilitas keruntuhan struktur	66

Tabel 4.4	Kenaikan nilai RSA (T1) berdasarkan IDA pada setiap Model untuk mengakibatkan struktur mengalami keruntuhan.	69
Tabel 4.5	Perbandingan nilai Median RSA (T1) pada probabilitas keruntuhan struktur	71
Tabel 4.6	Probabilitas keruntuhan terhadap RSA (T1) desain	71

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta zonasi gempa di Indonesia	2
Gambar 2.1	Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan <i>divergen</i> ; b) pertemuan <i>konvergen</i> ; c) pertemuan saling bergeser horizontal	8
Gambar 2.2	Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997) (Pawirodikromo, 2012)	9
Gambar 2.3	Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997) (Pawirodikromo, 2012)	10
Gambar 2.4	Histeresis di sendi plastis yang stabil (Pawirodikromo, 2012)	13
Gambar 2.5	Respon gaya-perpindahan struktur kondisi elastis dan inelastis	15
Gambar 2.6	Hubungan antara faktor modifikasi respon (R), faktor kuat lebih struktur (Ω), dan faktor reduksi daktalitas ($R\mu$)	16
Gambar 2.7	Spektrum respons desain	23
Gambar 2.8	Kurva <i>Pushover</i>	36
Gambar 2.9	Kurva IDA untuk 10 rekaman gempa mengandung efek <i>Pulse</i>	37
Gambar 2.10	Perbandingan kurva kerentanan (Baker, 2015)	39
Gambar 3.1	Bagan Alir (<i>Flow Chart</i>) Penelitian	40
Gambar 3.2	a) Denah struktur Model 1, b) Proyeksi bangunan Model 1, c) Denah struktur Model 2, d) Proyeksi bangunan Model 2, e) Denah struktur Model 3, f) Proyeksi bangunan Model 3	42
Gambar 3.3	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Banda Aceh dengan jenis tanah lunak	46
Gambar 3.4	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Palembang dengan jenis tanah keras	47
Gambar 3.5	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Palembang dengan jenis tanah batuan	48
Gambar 3.6	Rekaman gempa Christchurch New Zealand sebelum diubah menjadi respon spektrum	53

Gambar 3.7	Rekaman gempa Christchurch New Zealand setelah diubah menjadi respon spektrum	54
Gambar 3.8	Respon spektrum Christchurch New Zealand setelah diskalakan berdasarkan RSA yang telah direncanakan	54
Gambar 3.9	Respon spektrum dengan 10 daerah gempa setelah diskalakan terhadap respon spectrum desain	55
Gambar 3.10	Rekaman gempa Christchurch New Zealand setelah diskalakan (gambar diatas) ini termasuk gempa <i>pulse</i>	55
Gambar 3.11	kurva kapasitas untuk ketiga faktor R	56
Gambar 3.12	Kurva <i>pushover</i>	58
Gambar 4.1	Kurva pushover untuk ketiga faktor R: (a) 5 lantai, (b) 10 lantai, dan (c) 15 lantai	65
Gambar 4.2	Nilai rata-rata <i>Incremental Dynamic Analysis</i> untuk struktur beton SRPM terhadap faktor R: (a) 5 lantai, (b) 10 lantai, dan (c) 15 lantai	67
Gambar 4.3	Nilai probabilitas keruntuhan untuk struktur beton SRPM terhadap faktor R: (a) 5 lantai, (b) 10 lantai, dan (c) 15 lantai	70

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
ω	=	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 1726:2012
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.
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
$T_{a\ minimum}$	=	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
θ_y	=	Rotasi pada saat leleh
ϵ	=	Total tegangan yang terjadi
ϵ_y	=	Tegangan pada saat leleh
μ_p	=	Lendutan pada titik plastis
μ_y	=	Lendutan pada titik leleh
ϕ_m	=	Lengkungan maksimum yang akan timbul
ϕ_y	=	Lengkungan pada saat leleh
θ_u	=	Rotasi pada batas ultimit
θ_y	=	Rotasi pada batas leleh
θ_{pc}	=	Koefisien rotasi <i>post-capping</i>
θ_p	=	Koefisien rotasi plastis
Ω_0	=	Faktor pembesaran defleksi
ρ	=	Faktor redudansi
n	=	Jumlah gerakan tanah yang dipertimbangkan
IM	=	Ukuran intensitas gempa terkait dengan timbulnya keruntuhan
Φ	=	Fungsi standar distribusi kumulatif
θ	=	Median dari fungsi kerentanan
β	=	Nilai standar deviasi

DAFTAR SINGKATAN

CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
PEER	= <i>Pacific Earthquake Engineering Research</i>
PPURG	= <i>Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung</i>
SRPMK	= <i>Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus</i>
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>
IDA	= <i>Incremental Dynamic Analysis</i>
IDR	= <i>Interstory Drift Ratio</i>
RSA	= <i>Respon Spektrum Analysis</i>

BAB 1 PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

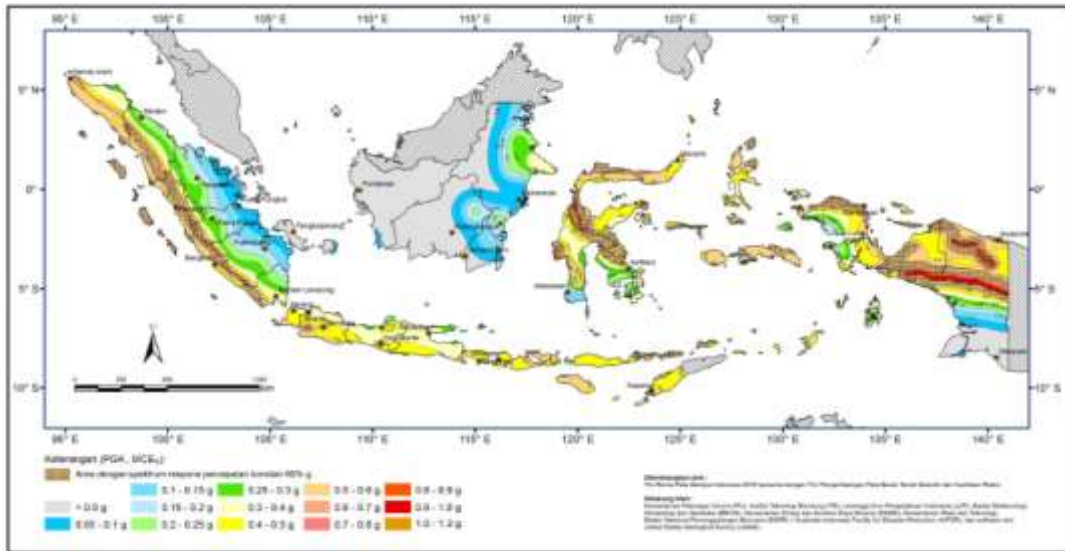
Indonesia merupakan negara yang mempunyai potensi gempa yang besar. Peristiwa gempa dapat menyebabkan semua yang ada di atas bumi termasuk infrastruktur bergerak ke segala arah. Pergerakan ini akan menyebabkan kerusakan bagi struktur dan membahayakan manusia yang berada di dalamnya.

Perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa sangat penting di Indonesia, mengingat sebagian besar wilayahnya terletak dalam wilayah gempa dengan intensitas sedang hingga tinggi.

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 Filipina 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 tunggal, tentunya kehancuran yang terjadi pada bangunan tersebut akan meningkat seiring dengan berlangsungnya gempa berikutnya dengan periode ulang tertentu. Oleh karena itu, kita perlu untuk mengetahui kinerja struktur yang terjadi pada suatu bangunan yang mengalami gempa tunggal dan gempa berulang 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. Lalu bagaimana jadinya jika bangunan ini terkena gempa lainnya dan merupakan gempa dekat?

1.2. Rumusan Masalah

1. Bagaimana perilaku grafik IDA bila mengandung efek *pulse* dengan perbedaan faktor R ?
2. Bagaimana probabilitas keruntuhan struktur bila terkena gempa dekat yang mengandung efek *pulse* dengan perbedaan faktor R ?

1.3. Ruang Lingkup

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

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan:
 - a. 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 5, 10, dan 15 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.
 - b. 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:
 - a. Tata cara perencanaan struktur beton bertulang menggunakan Persyaratan Beton Struktural untuk bangunan Gedung SNI 2847:2013.
 - b. Beban gravitasi menggunakan SNI 1727:2013 dan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPURG) 1987.
 - c. Beban gempa dan gedung direncanakan menggunakan Standar Perencanaan Tahan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 1726:2012.
3. Analisis menggunakan alat bantu berupa program yaitu:
 - a. Program Analisa Struktur, untuk menganalisa tahap desain (Analisa Respon Spektrum Linear).

- b. PEER NGA, COSMOS untuk mendapatkan rekaman gempa.
 - c. SEISMOSIGNAL, untuk mengubah *groundmotion* menjadi Respon Spektrum.
 - d. MATLAB versi 10, untuk menskalakan *groundmotion*.
 - e. RUAOMOKO2D versi 04, untuk menganalisa tahap evaluasi (Analisa Riwayat Waktu Nonlinear) yang hanya ditinjau secara 2 dimensi.
4. Parameter yang ditinjau:
- a. Linear adalah semua aspek yang harus di kontrol sesuai dengan SNI 1726:2012
 - b. Nonlinear :
 - Simpangan antar tingkat
 - Simpangan atap

1.4. Tujuan Penelitian

1. Untuk mengetahui perilaku garifik IDA bila mengandung efek *pulse* dengan perbedaan faktor R.
2. Untuk mengetahui probabilitas keruntuhan struktur bila terkena gempa dekat yang mengandung efek *pulse*.

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 bagaimana cara merencanakan struktur gedung beton bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) bila mengalami gempa berulang yang mengandung *pulse* 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 RUAOMOKO2D versi 04.

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 1726:2012, dan teori-teori terkait lainnya yang berhubungan dengan perhitungan atau analisa data yang diperlukan dalam Tugas Akhir ini.

2.2. Teori Gempa

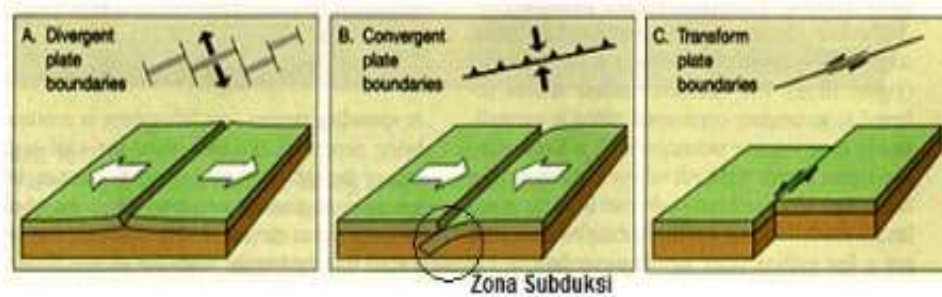
Gempa bumi adalah suatu gerakan tiba-tiba atau suatu rentetan gerakan tiba-tiba dari tanah dan bersifat transient yang berasal dari suatu daerah terbatas dan menyebar dari titik tersebut ke segala arah. Gempa bumi merupakan guncangan dan getaran yang terjadi di permukaan bumi yang disebabkan oleh tumbukan 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
5. Gempa bumi buatan adalah gempa bumi yang disebabkan oleh aktivitas manusia seperti peledakan dinamit, bom, dan nuklir.
6. Pergerakan dari patahan atau sesar dapat dibedakan berdasarkan 2 (dua) arah pergerakan yaitu *strike* dan *dip*.
7. *Dip Slip Movement*
8. 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.
9. *Strike Slip Movement*
10. 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)

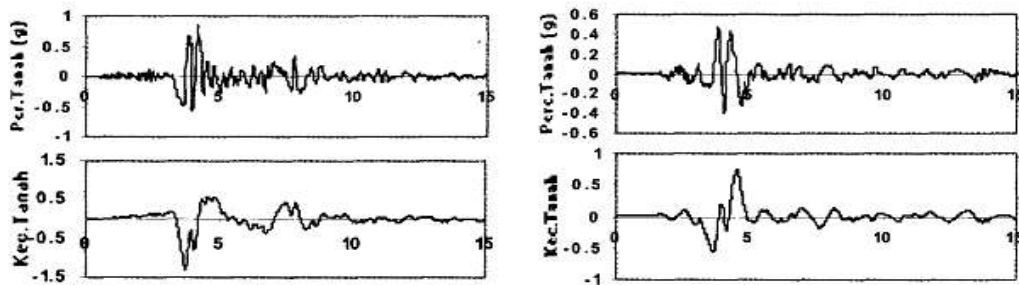
Ground motion adalah pergerakan permukaan bumi yang diakibatkan adanya gempa atau ledakan. Di dalam ilmu teknik gempa, *ground motion* juga populer dengan sebutan *strong motion* untuk lebih menekankan pada percepatan tanah akibat gempa daripada respon-respon tanah yang lain. Pada umumnya, pengertian 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. Berdasarkan pola *pulse* nya, gempa dibagi menjadi 3, yaitu *near field* (gempa dekat, yaitu gempa dengan *pulse*), *far field* (gempa jauh, yaitu gempa tanpa *pulse/no-pulse*), dan gempa berulang.

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

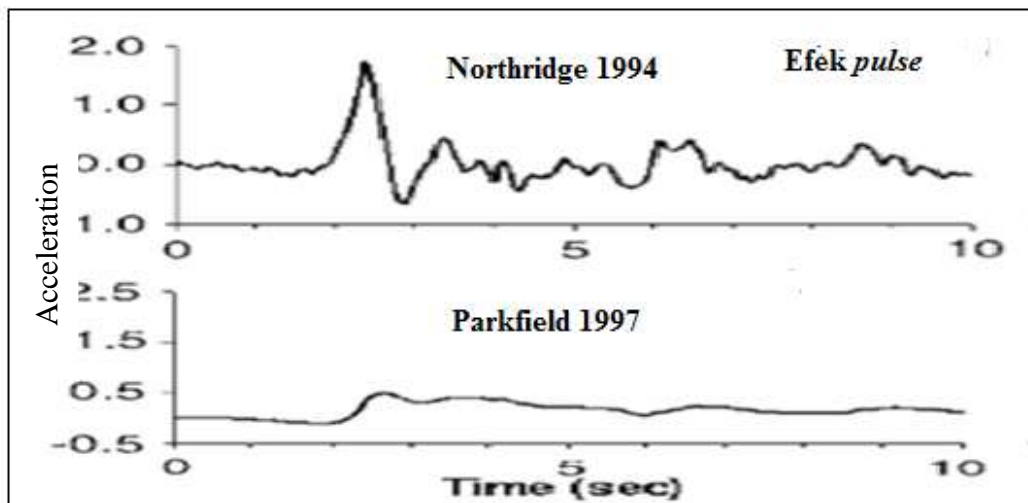


Gambar 2.2: Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997) (Pawirodikromo, 2012).

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 pulse* yang sangat berbeda dengan sebelum dan sesudahnya. Secara umum gempa dekat ini ditandai dengan munculnya kandungan *pulse* yang kuat pada rekaman gempanya.

2.2.4. Gempa *pulse*

Getaran gempa dekat yang mengandung efek *pulse* dapat menyebabkan bangunan yang tidak direncanakan secara baik akan mengalami kerusakan. Bangunan yang tidak simetris sebidang termasuk yang memiliki resiko rusak bila mengalami gempa dekat.



Gambar 2.3: Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997) (Pawirodikromo, 2012).

Gambar 2.3 menunjukkan data rekaman gempa yang mengandung *pulse*, pada gambar bagian atas merupakan waktu dengan kecepatan, dapat dilihat bahwa pada waktu ± 2.5 detik terjadi kenaikan yang drastis pada kecepatan rekaman gempa dan pada gambar bagian bawah merupakan waktu dengan perpindahan, dimana pada saat kenaikan kecepatan pada waktu ± 2.5 detik, seketika terjadi juga kenaikan nilai pada perpindahan.

2.3. 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 bangunan tahan gempa adalah:

1. Apabila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural (dinding retak, genteng 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.

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

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa dengan tingkat keamanan memadai, struktur harus dirancang dapat memikul gaya horizontal atau gaya gempa. Struktur harus dapat memberikan layanan yang sesuai dengan perencanaan. 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*)

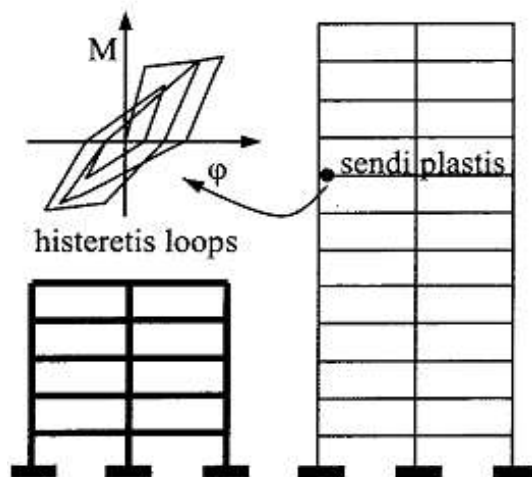
Jika gempa kuat yang mungkin terjadi pada umur (masa) bangunan yang direncanakan membebani struktur, maka struktur direncanakan untuk dapat bertahan dengan tingkat kerusakan yang besar tanpa mengalami keruntuhan (*collapse*). Tujuan utama dari keadaan batas ini adalah untuk menyelamatkan jiwa manusia.

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 kelebihan diantaranya:

1. Apabila didesain secara baik maka struktur portal dapat menjadi struktur yang daktail dengan *hysteresis loops* di sendi plastis yang stabil, seperti Gambar 2.7 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 lentur) ditambah jarak pada tiap sisi komponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.
5. 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.

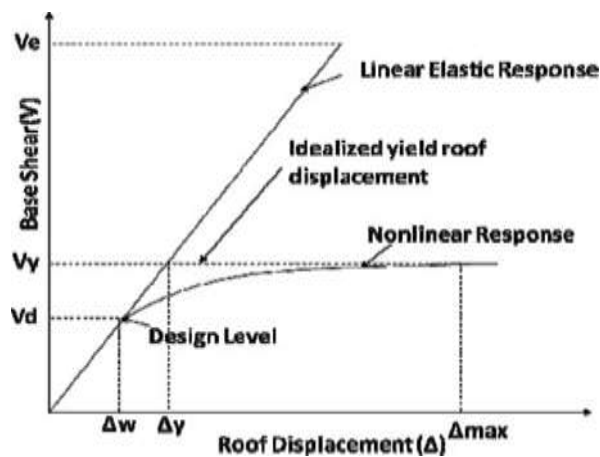
2.5. Analisis Struktur Linear dan Non-linear

Analisa struktur linear adalah metode matematis yang digunakan untuk menentukan suatu penyelesaian optimal dengan memaksimumkan atau meminimumkan fungsi tujuan terhadap suatu susunan kendala secara optimal.

Analisa non-linear adalah sistem yang tidak memenuhi prinsip super posisi, pada umumnya analisis non-linear adalah analisis yang jauh lebih luas dari analisis linear, karena aspek ketidak linearnya lebih dari satu atau tidak terbatas.

2.6. 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 struktur 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.



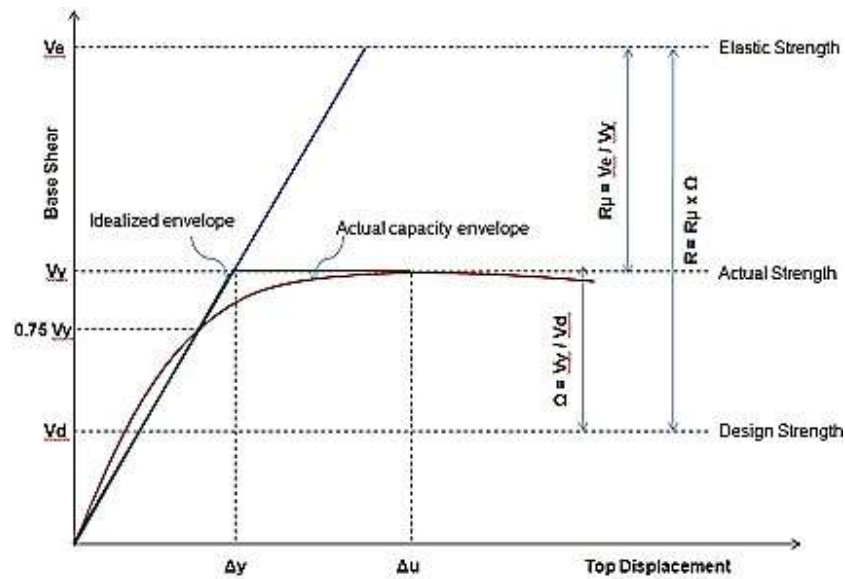
Gambar 2.5. Respon gaya-perpindahan struktur kondisi elastis dan inelastis

2.7. 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 (Ω), 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 (Ω), 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 (Ω), yang dimasukkan kedalam perhitungan sebagai kekuatan lebih seperti yang dimuat di dalam peraturan.

2.8. Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2012

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 03-1726-2012 yang merupakan revisi dari SNI 03-1726-2002 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 tahan gempa menjadi lebih rasional dan akurat.

2.8.1. 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 1726:2012.

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">- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan- Fasilitas sementara- Gudang penyimpanan- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I

Tabel 2.1: *Lanjutan.*

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Semua gedung dan struktur lainkecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Prumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartmen/ Rumah susun - Pusat perbelanjaan? Mall - Bangunan Industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

Untuk berbagai kategori risiko 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 risiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori risiko IV.

Tabel 2.2: Faktor keutamaan gempa (SNI 03-1726-2012).

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

2.8.2. 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 1726:2012.

Kelas Situs	\tilde{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (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
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $W \geq 40 \%$, dan 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa[.		
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 1726:2012	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: – Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah. – Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) – Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 7,5$)		

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

2.8.3. Parameter Percepatan Gempa

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan S_I (percepatan batuandasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spectral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah

seismic pada Bab 14 yang tertera dalam SNI 03-1726-2012 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 spectral 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 1726:2012

S_I = Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012

F_a = Koefisien perioda pendek

F_v = Koefisien perioda 1,0 detik

Tabel 2.4: Koefisien perioda pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.3)	PGA				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 1,25$
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
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon situs-spesifik				

Tabel 2.5: Koefisien perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012.

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

2.8.4. 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 (*strenght 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 speksifik-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 SDS .
3. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spectrum respons percepatan desain, S_a , dihitung berdasarkan Pers. (2.4).

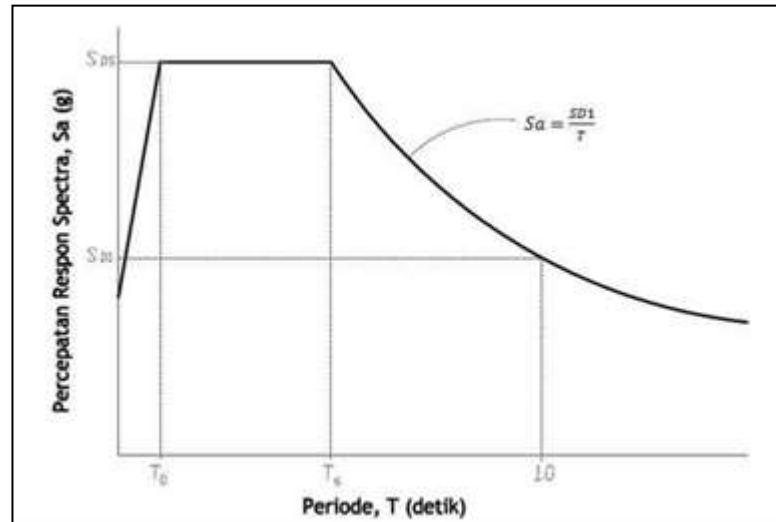
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.4)$$

dimana:

SDS = parameter respons spectral percepatan desain pada perioda pendek

SDI = parameter respons spectral percepatan desain pada perioda 1 detik

T = perioda getar fundamental struktur



Gambar 2.7: Spektrum respons desain.

2.8.5. Struktur Penahan Beban Gempa

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang telah ditetapkan pada SNI 1726:2012 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 1726:2012 Pasal 7.2 tentang Struktur Penahan Beban Gempa, sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut:

1. Faktor koefisien modifikasi respon (R)
2. Faktor kuat lebih sistem (C_d)
3. Faktor pembesaran defleksi (Ω_0)
4. Faktor batasan tinggi sistem struktur

Tabel 2.6: Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa.

Sistem penahan gaya gempa seismik	Koef. Modifikasi respon, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 1/2	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 1/2	TB	TB	TI	TI	TI
3. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 1/2	TB	TI	TI	TI	TI
4. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5 1/2	TB	TB	TB	TB	TB

2.8.6. 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, B. dan Supriatna, 2011).

Berdasarkan SNI 1726:2012 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.

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

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t h_n^x \quad (2.5)$$

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

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

dimana:

- $T_{a \text{ minimum}}$ = Nilai batas bawah periode bangunan
- $T_{a \text{ maksimum}}$ = Nilai batas atas periode 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 periode pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012.

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 periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter Percepatan Respon Spektrum Desain pada 1 Detik S_{DI}	Koefisien (C_U)
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

2.8.7. Gaya Geser Dasar Seismik

Bedasarkan SNI 1726:2012, 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 1726:2012 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

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

2. C_s hasil hitungan

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

3. C_s minimum

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01 \quad (2.10)$$

4. C_s minimum tambahan

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

dimana:

S_{DS} = 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_I lebih besar dari 0,6 g maka C_s harus tidak kurang dari nilai C_s minimum tambahan.

2.8.8. 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 garis kerja gaya aksial di dalam kolom-kolom (yang lebih dikenal dengan P-delta).

2.8.9. 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 (θ) seperti ditentukan pada Pers. 2.12 berikut sama dengan atau kurang dari 0,10:

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

dimana:

1. P_x adalah 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
2. Δ Adalah simpangan antar lantai tingkat desain seperti didefinisikan dalam SNI 1726:2012 pasal 7.8.6, terjadi secara serentak dengan V_x , dinyatakan dalam millimeter (mm)
3. I_e adalah Faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 4.1.2
4. V_x adalah Gaya geser seismik yang bekerja antar lantai tingkat x dan $x-1$ (kN)
5. h_{sx} adalah Tinggi tingkat di bawah tingkat x , dinyatakan dalam millimeter (mm)
6. C_d adalah Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.6

Koefisien stabilitas (θ) harus tidak melebihi θ_{\max} yang ditentukan sebagai berikut:

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

dimana β 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 (θ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan θ_{\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 θ lebih besar dari θ_{\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 θ yang dihitung dari Pers. 2.30 menggunakan

hasil analisa P-delta diijinkan dibagi dengan $(1+\theta)$ sebelum diperiksa dengan Pers. 2.13.

2.8.10. Metode Analisa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7, analisa struktur yang disyaratkan harus terdiri dari salah satu tipe yang diijinkan dalam Tabel 2.9, 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 ekuivalen 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
DEF	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Bangunan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat.			
	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

Tabel 2.9 : Lanjutan.

Kategori desain	Karakteristik struktur	Analisa gaya	Analisa spektrum	Prosedur riwayat
-----------------	------------------------	--------------	------------------	------------------

seismik		lateral ekivalen Pasal 7.8	respon ragam Pasal 7.9	respon seismik Pasal 11
	ketidakberaturan horizontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari			
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Catatan: Diiijinkan, TI: Tidak diijinkan.

2.8.11. Metode Analisa Respon Spektrum Ragam

Menurut (Budiono, B. 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 1726:2012 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_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dalam Pers. 2.32.

$$V_t \geq 0,85 V_1 \quad (2.14)$$

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.

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

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

2.8.12. Metode Analisa Riwayat Waktu

Analisa riwayat waktu terbagi menjadi 2 jenis metode, yaitu:

1. Analisa respon dinamik riwayat waktu linear

Adalah suatu cara analisa untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data maksimum, dimana respon dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi langsung atau dapat juga dengan metode analisa ragam.

2. Analisa respon dinamik riwayat waktu nonlinear

Adalah suatu cara analisa untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh (linear) maupun elasto-plastis (nonlinear) terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data maksimum, dimana respon dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi langsung.

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

Menurut (Budiono, B. 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 *SIDL*
- LL = Beban hidup
- E_x = Beban gempa arah-x
- E_y = Beban gempa arah-y
- ρ = 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 (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik masing-masing dalam kedua arah orthogonal untuk semua struktur. Kondisi dimana nilai ρ diizinkan 1 sebagai berikut:

1. Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C
2. Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural
3. Desain struktural non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung
4. Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 pada SNI 1726:2012 yang digunakan
5. Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain
6. Beban diafragma ditentukan dengan menggunakan persamaan yang terdapat pada SNI 1726:2012, yaitu:

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

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. 2.16.

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

Dan F_{px} tidak boleh melebihi dari Pers. 2.17.

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

7. Struktur bagian sistem peredaman

8. Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkutnya

Untuk struktur yang dirancang bagi kategori desain seismik D, E, dan F faktor redundansi (ρ) harus sama dengan 1,3; kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana ρ diizinkan diambil sebesar 1.

9. 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 1726:2012)

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

2.9. Program Ruaumoko

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

1. Analisis statis.
2. Modal atau analisis eigen value untuk menemukan frekuensi dan bentuk mode getaran bebas. Program juga menghitung fraksi redaman kritis terkait dengan setiap mode natural dari getaran bebas sebagai hasil pemilihan model redaman.
3. Analisis gempa dinamis dengan input gempa horizontal atau vertikal serta beban statis awal.
4. Respon dinamis dengan riwayat gaya dinamis serta beban statis awal.
5. Analisis secara elastis.
6. Analisis secara inelastis atau nonlinear analisis.
7. Analisis elastis respon spectra dan riwayat waktu.

Program Ruaumoko-3D dirilis pada Januari 2001 setelah 20 bulan pengujian intensif di University of Canterbury. Dalam pengembangan berkelanjutan, banyak kemajuan yang telah dibuat dalam beberapa tahun terakhir yang didukung upaya kerja sama dengan universitas luar negeri dan kelompok penelitian, diantaranya:

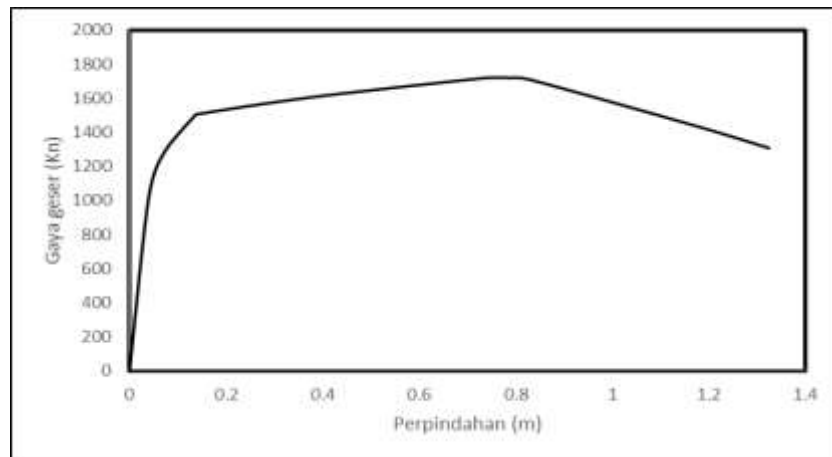
1. Pemodelan komponen untuk memungkinkan efek geser elastis pada balok dan kolom.
2. Model histeresis untuk menstimulasikan non-linear geser balok untuk koneksi kolom di struktur beton bertulang.
3. Model histeresis pemodelan kontrol menggabungkan semi-aktif.

4. Aturan degradasi kekuatan baru untuk pengurangan kekuatan beton bertulang pada sambungan balok-kolom.

2.10. Analisis *Pushover*

Analisis statik non linier *Pushover* merupakan salah satu analisis yang termasuk kedalam konsep perencanaan berbasis kinerja. Analisis ini bertujuan untuk mencari kapasitas suatu struktur. Analisis ini dilakukan dengan memberikan pembebanan statik arah lateral yang nilainya ditingkatkan secara bertahap dan proposional hingga mencapai nilai simpangan yang diinginkan atau mencapai keruntuhan. (Kadarusman et al, 2012).

Hasil akhirnya adalah gaya geser dasar (*base shear*) dan simpangan (*displacement*) dari struktur tersebut. Nilai-nilai tersebut digambarkan dalam kurva kapasitas yang menjadi gambaran perilaku struktur. Analisis pushover dapat menampilkan elemen-elemen struktur mana saja yang mengalami kegagalan.



Gambar 2.8: Kurva *pushover*.

2.11. *Incremental Dynamic Analysis*

Incremental Dynamic Analysis (IDA) adalah metode analisis paramater terhadap peforma struktur akibat gempa yang dilakukan untuk beberapa geometri struktur. Analisis IDA melibatkan penskalaan setiap getaran tanah (gempa) dalam rangkaian sehingga menyebabkan keruntuhan struktur (Vamvatsikos dan Cornell 2002). Proses ini menghasilkan satu set nilai ukuran intensitas gempa yang terkait

dengan timbulnya keruntuhan untuk setiap gerakan tanah, seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.9. Parameter fungsi kerapuhan dapat diperkirakan dari data ini dengan mengambil logaritma dari masing-masing nilai ukuran intensitas gempa terkait dengan timbulnya keruntuhan, dan menghitung rata-rata dan standar deviasi mereka (Mis. Ibarra dan Krawinkler 2005).

$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM$$

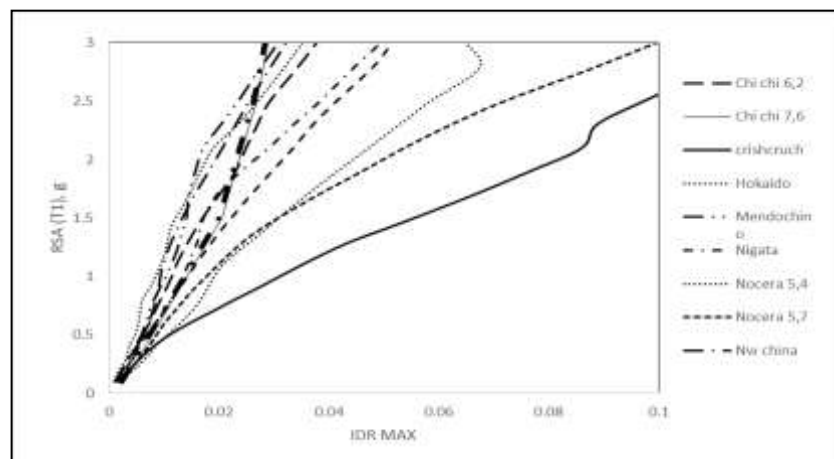
(2.19)

$$\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(IM/\hat{\theta}))^2}$$

(2.20)

dimana :

- n = Jumlah gerakan tanah yang dipertimbangkan
- IM = Ukuran intensitas gempa terkait dengan timbulnya keruntuhan
- $\ln \theta$ = mean dari distribusi
- β = nilai standar deviasi



Gambar 2.9: Kurva IDA untuk 10 rekaman gempa mengandung efek *pulse*

Perhatikan bahwa rata-rata nilai \ln , IM sama dengan median IM dalam hal IM terdistribusikan secara normal, itulah sebabnya menggunakan sampel rata-rata dengan cara ini menghasilkan perkiraan θ . Rata-rata dan standar deviasi, atau momen dari distribusi diestimasi dengan menggunakan momen sampel dari sekumpulan data.

2.12. Kurva Kerapuhan Struktur

Fragility Curves atau kurva kerapuhan dapat dibentuk setelah hasil IDA didapatkan dan seluruh parameter ketidak pastian serta batasan level kerusakan ditentukan. Analisis riwayat waktu dilakukan menggunakan sepuluh rekaman getaran tanah akibat gempa yang pernah terjadi di beberapa lokasi di dunia, dengan nilai-nilai puncak percepatan batuan dasar (PGA) yang berbeda-beda. Menurut (Moridani), efisiensi IDA akan menjadi lebih baik bila menggunakan ukuran intensitas gempa sesuai dengan spektra percepatan pada priode fundamental struktur 1 detik ($S_a, T_1=1 \text{ det}$). Sehingga nilai PGA dari getran tanah yang digunakan di modifikasi untuk menyesuaikan dengan $S_a (T_1)$.

Dalam tugas akhir ini bertujuan untuk mengetahui fungsi kerapuhan analitis yang dikembangkan dari analisis struktural dinamis. Analisis memiliki kendali atas data yang dikumpulkan, dengan cara memilih tingkat intensitas gempa (IM) dimana analisis dilakukan dan jumlah analisis dilakukan pada setiap tingkat. Fungsi distribusi kumulatif lognormal sering digunakan untuk mendefinisikan fungsi kerapuhan.

$$P(C|IM = x) = \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{x}{\theta} \right)}{\beta} \right) \quad (2.21)$$

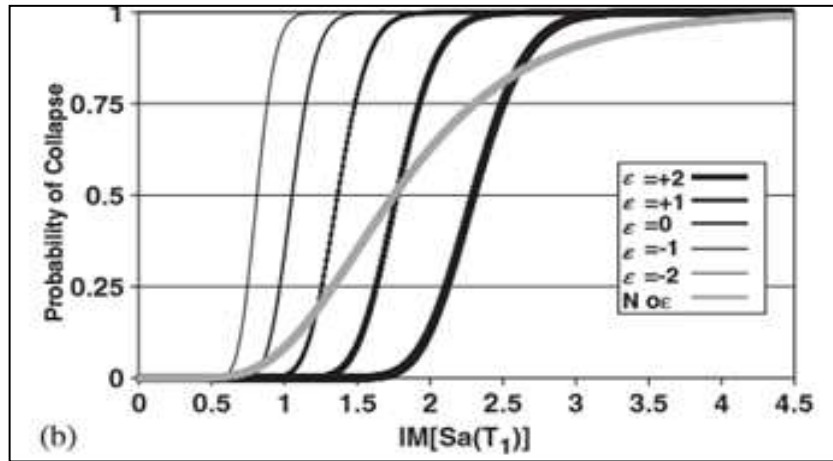
dimana :

$P(C|IM = x)$ = probabilitas getaran tanah.

Φ = fungsi standar distribusi kumulatif.

θ = median dari fungsi kerentanan.

β = nilai standart daviasi.



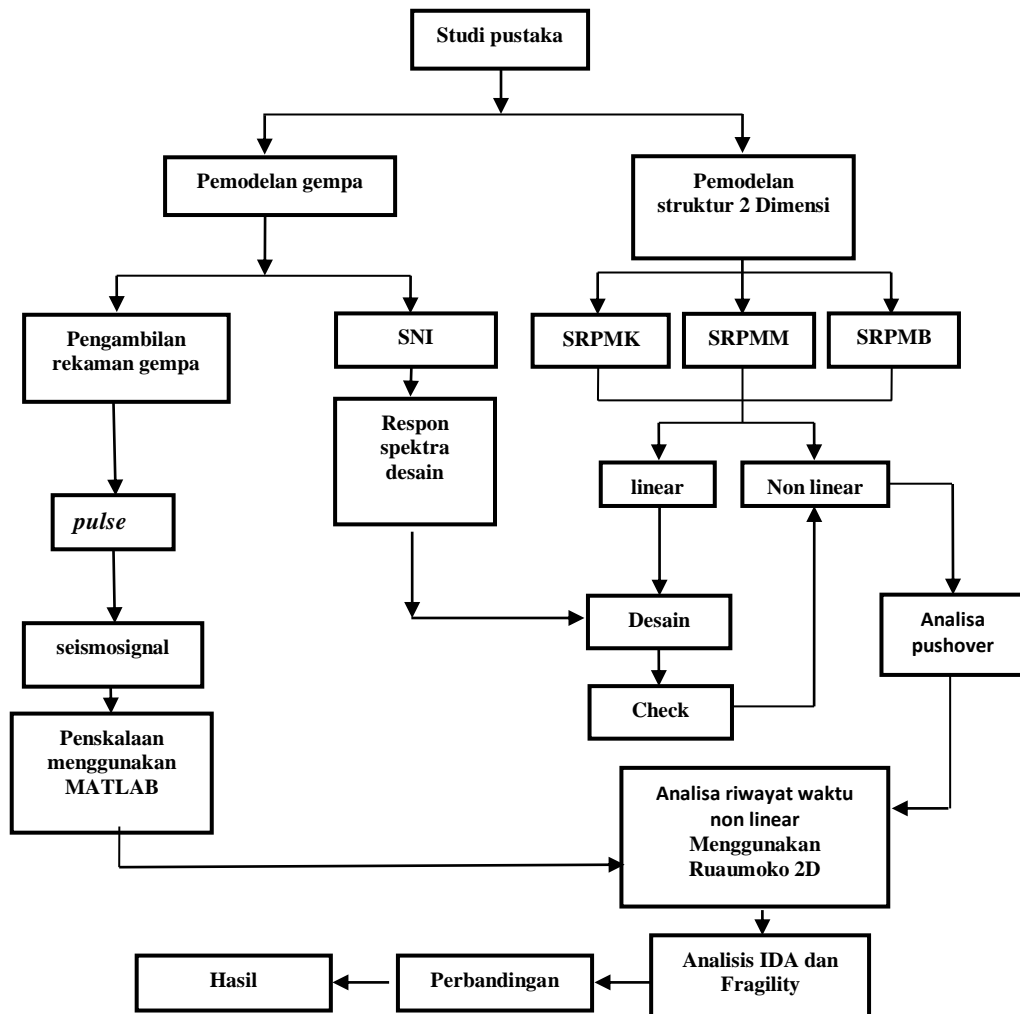
Gambar 2.10: Perbandingan kurva kerentanan (Baker, 2015).

BAB 3

METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Umum

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



Gambar 3.1: Bagan alir penelitian.

Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis dilakukan terhadap 3 model, setiap modelnya memiliki 3 sistem rangka pemikul momen yaitu sistem rangka pemikul momen khusus, sistem rangka pemikul momen menengah, dan sistem rangka pemikul momen biasa. Ketiga model bangunan tersebut dianalisis secara Linear dan Non-Linear dengan menggunakan Metode Analisis Respon Spektrum (*Response Spectrum Analysis*) dengan menggunakan Program Analisa Struktur serta Analisis Riwayat Waktu (*Time History Analysis*) dengan menggunakan *software* RUAUMOKO versi 04, untuk mendapatkan nilai simpangan yang ada ketika bangunan telah dikenakan gempa tunggal. Kemudian nilai simpangan tersebut akan dibandingkan untuk setiap modelnya.

3.2. Pemodelan Struktur

3.2.1. Data Perencanaan Struktur

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

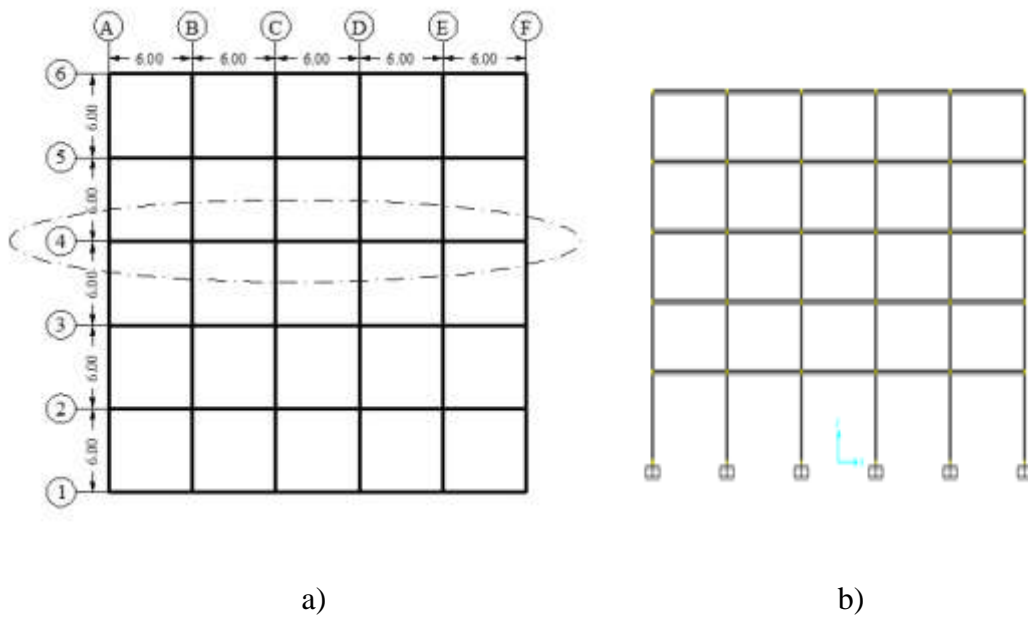
1. Jenis pemanfaatan gedung perkantoran.
2. Gedung terletak di Banda Aceh dan Palembang.
3. Klasifikasi situs tanah lunak (*SE*), tanah keras (*SC*), dan tanah batuan (*SB*).
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (*SRPMK*), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (*SRPMM*),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

3.2.2. Konfigurasi Bangunan

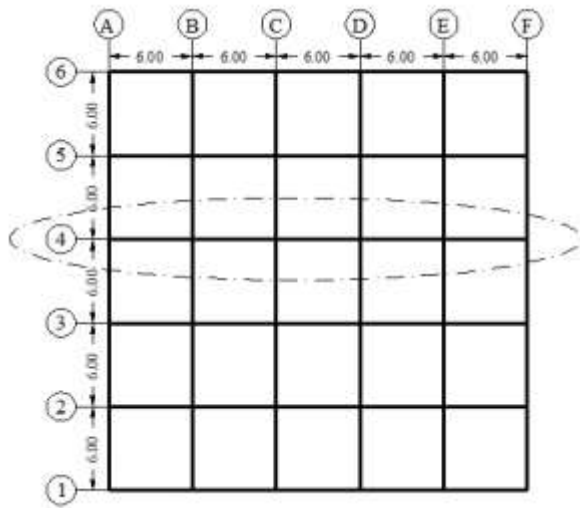
Dalam Tugas Akhir ini, struktur bangunan yang direncanakan adalah struktur beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus. Bangunan berbentuk persegi yang simetri (*regular building*) seperti yang terlihat pada Gambar 3.2.

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

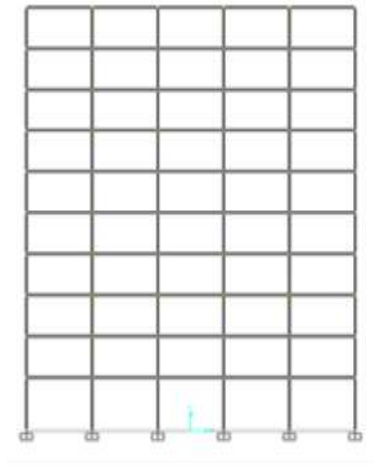
1. Model 1 = SRPMK, SRPMM, dan SRPMB (5 Lantai)
2. Model 2 = SRPMK, SRPMM, dan SRPMB (10 Lantai)
3. Model 3 = SRPMK, SRPMM, dan SRPMB (15 Lantai)



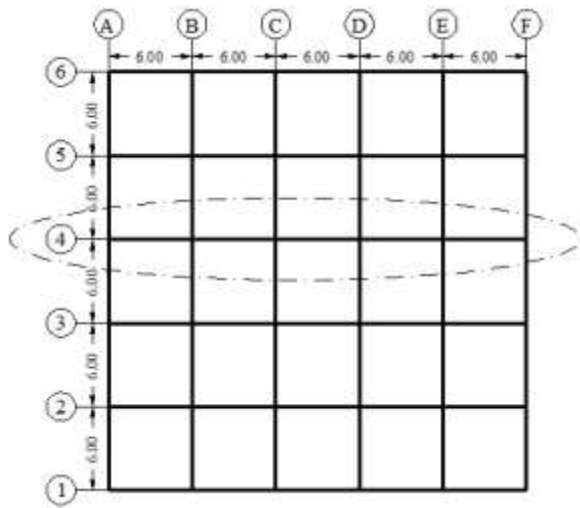
Gambar 3.2: a) Denah struktur Model 1, b) Proyeksi bangunan Model 1, b) Denah struktur Model 2, c) Proyeksi bangunan Model 2, d) Denah struktur Model 3, e) Proyeksi bangunan Model 3, f).



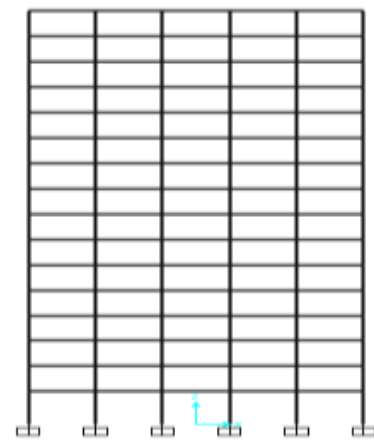
c)



d)



e)



f)

Gambar 3.2: Lanjutan.

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	80 x 80	kolom lantai 1-2	40 x 70	sama untuk semua lantai
	60 x 60	kolom lantai 3-5		
Model 2	100 x 100	kolom lantai 1-5	40 x 70	sama untuk semua lantai
	80 x 80	kolom lantai 6-10		
Model 3	100 x 100	kolom lantai 1-5	40 x 70	sama untuk semua lantai
	80 x 80	kolom lantai 6-10		
	60 x 60	kolom lantai 11-15		

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.

3.3.2. 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 ³
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Adukan /cm dari semen	21 kg/m ²
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²

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

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

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

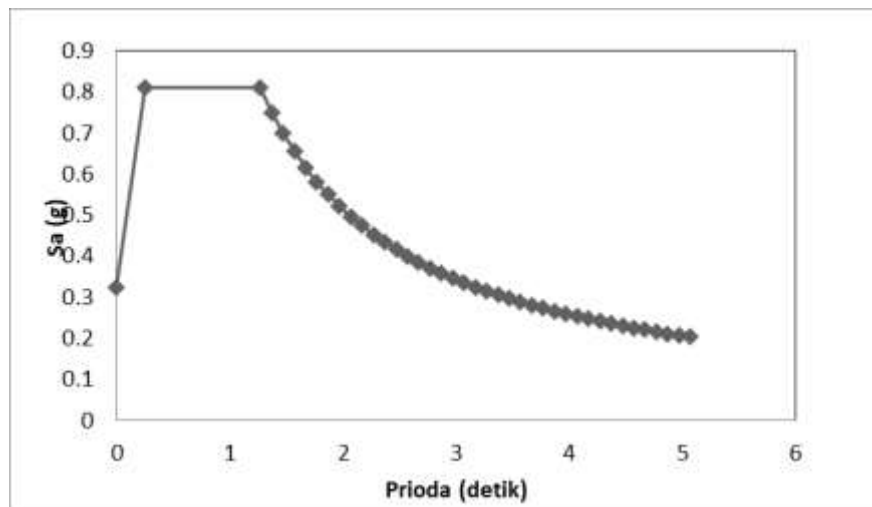
3.3.3. Respon Spektrum Desain Gempa

3.3.3.1. Desain Respon Spektrum Banda Aceh (Tanah Lunak)

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah lunak yang terletak di Kota Banda Aceh, kemudian dianalisis dengan data-data $PGA = 0.75$ g, $S_s = 1.349$ g dan $S_l = 0.642$ g. Berdasarkan tahap-tahap yang telah dibahas dalam sub Bab 2.8.3 dan 2.8.4, 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} = 1.2141
- S_{MI} = 1.5408
- S_{DS} = 0.8094
- S_{DI} = 1.0272
- T_0 = 0.25382
- T_s = 1.26909
- Nilai S_a

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



Gambar 3.3: Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 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.

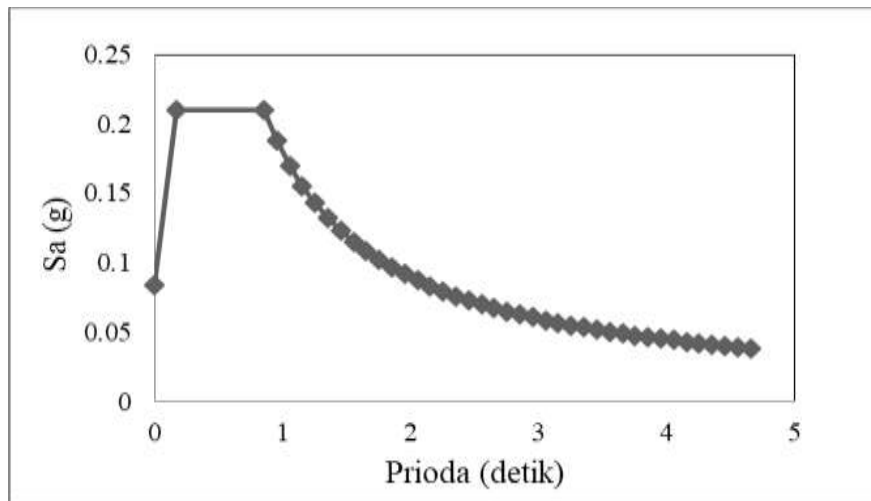
3.3.3.2. Desain Respon Spektrum Palembang (Tanah keras)

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah keras yang terletak di Kota Palembang, kemudian dianalisis dengan data-data $PGA = 0.147 g$, $S_s = 0.262 g$, dan $S_l = 0.164 g$ Berdasarkan tahap-tahap yang

telah dibahas dalam sub bab 2.8.3 dan 2.8.4, maka akan didapatkan koefisien atau nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

- Nilai F_a = 1.2
- Nilai F_v = 1.636
- S_{MS} = 0.3144
- S_{MI} = 0.2683
- S_{DS} = 0.2096
- S_{DI} = 0.17887
- T_0 = 0.17068
- T_s = 0.85338
- Nilai S_a

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



Gambar 3.4: Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Palembang dengan jenis tanah keras.

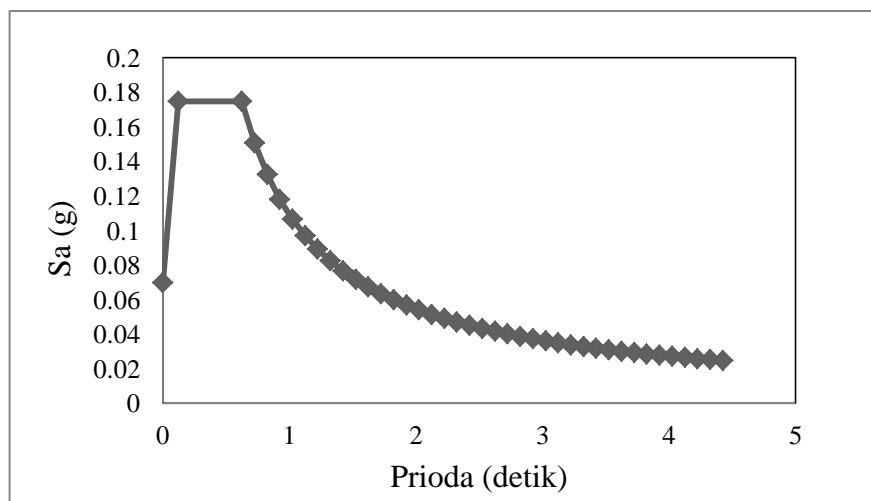
Selanjutnya nilai respon spektrum desain yang didapatkan tersebut digunakan dalam Analisis Dinamik Struktur Linier dengan Metode Respon Spektrum pada pemodelan menggunakan Program Analisa Struktur.

3.3.3.3. Desain Respon Spektrum Palembang (Tanah Batuan)

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah batuan yang terletak di Kota Palembang, kemudian dianalisis dengan data-data $PGA = 0.147$ g, $S_s = 0.262$ g dan $S_l = 0.164$ g. Berdasarkan tahap-tahap yang telah dibahas dalam sub bab 2.8.3 dan 2.8.4, maka akan didapatkan koefisien atau nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

- Nilai F_a = 1
- Nilai F_v = 1
- S_{MS} = 0.262
- S_{MI} = 0.164
- S_{DS} = 0.17467
- S_{DI} = 0.10933
- T_0 = 0.12519
- T_s = 0.62595
- Nilai S_a

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



Gambar 3.5: Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 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.

3.3.3.4. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2012 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa. Berdasarkan sub Bab 2.8.13, 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 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1.3$, $S_{DS} = 0.8094$.

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 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1$, $S_{DS} = 0.2096$.

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 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1$, $S_{DS} = 0.17467$.

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).

3.3.3.5. Analisis Respon Spektrum Ragam

Analisis ini merupakan tahap desain yang harus memenuhi syarat-syarat batas berdasarkan SNI 1726:2012. 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 2.6 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%. Sehingga metode yang digunakan dalam analisis respon spektrum ragam adalah *CQC* pada Model 1, *CQC* pada Model 2, *CQC* pada Model 3 dan *SRSS* pada Model 3. Perhitungan mendetail pemilihan metode yang digunakan dalam pemodelan struktur dapat dilihat pada Bab 4.

3.3.3.6. Groundmotion Records (Data Rekaman Gempa)

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

Dalam pengambilan data rekaman gempa melalui PEER NGA, diperlukan data *Station*, *Date*, dan *Magnitude* agar terdapat korelasi antara data gempa yang

diambil dari *website* tersebut dengan data gempa dari bangunan yang direncanakan.

Data rekaman gempa yang diambil sebanyak 10 rekaman gempa yang mengandung *Pulse*. Untuk tipe *Pulse* data rekaman gempa diperoleh dari PEER NGA dan COSMOS seperti terlihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7: Rekaman getaran gempa *Pulse* dari PEER NGA & COSMOS.

Gempa	Nama Gempa	Tahun	Nama Stasiun Gempa	Mag
1	Christchurch New Zealand	2011	CBGS	6.1
2	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU129	6.2
3	Niigata japan	2004	NIG020	6.6
4	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU129	7.6
5	Northwest China	1997	Jianshi	5.8
6	Mendocino cape	1992	Petrolia CA	6.6
7	Nocera Umbra	1997	NCR	5.4
8	Nocera Umbra	1997	NCR	5.7
9	Hokkaido japan	2004	HKD071	7.0
10	Tohoku japan	2011	MYG001	7.1

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

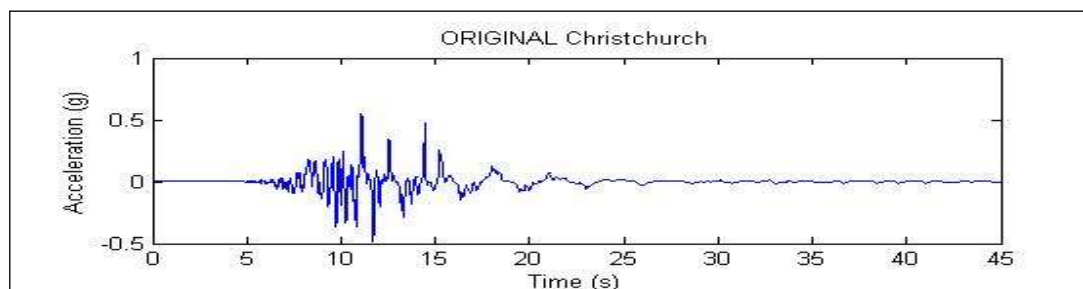
Selanjutnya data rekaman gempa yang diperoleh tersebut diskalakan terhadap respon spektrum desain. Pada proses penskalaan dibutuhkan data respon spektrum desain agar data rekaman gempa original disesuaikan dengan kondisi geologis pada Kota Banda Aceh (tanah lunak), Palembang (tanah keras), dan Palembang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

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

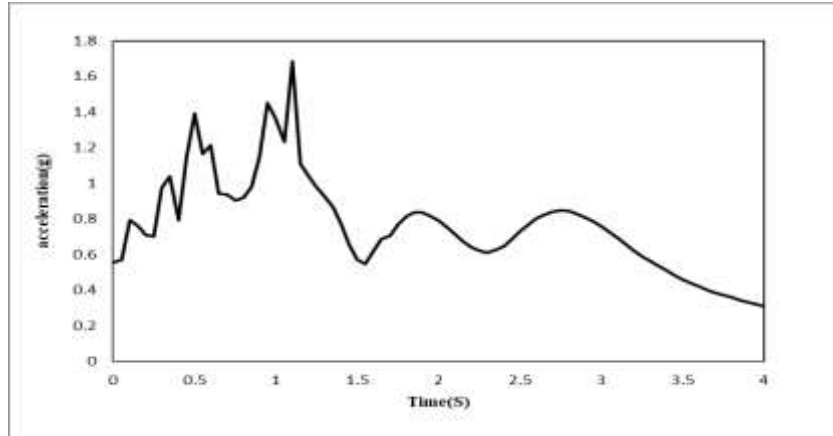
3.3.3.7. Analisis Respon Riwayat Waktu

Analisis ini merupakan tahap evaluasi yang dijadikan sebagai perbandingan terhadap analisis linear sebelumnya, sehingga tidak perlu seluruhnya memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2012. Karena model yang digunakan merupakan model yang seluruhnya telah memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2012 pada analisis linier sebelumnya yaitu dengan Metode Respon Spektrum. Pada Metode Respon Riwayat Waktu ini dianalisis secara dua dimensi. Alat bantu *software* yang digunakan adalah RUAUMOKO2D versi 04. Sebelum dianalisis dengan RUAUMOKO2D terdapat beberapa tahapan sebagai berikut :

1. pengambilan rekaman gempa dari PEER NGA dan COSMOS. Daerah- daerah rekaman yang diambil tertera pada tabel 3.7.
2. mengubah rekaman gempa menjadi respon spektrum dengan bantuan *software* *Seismosignal*. Hal ini dilakukan untuk memudahkan proses penskalaan.

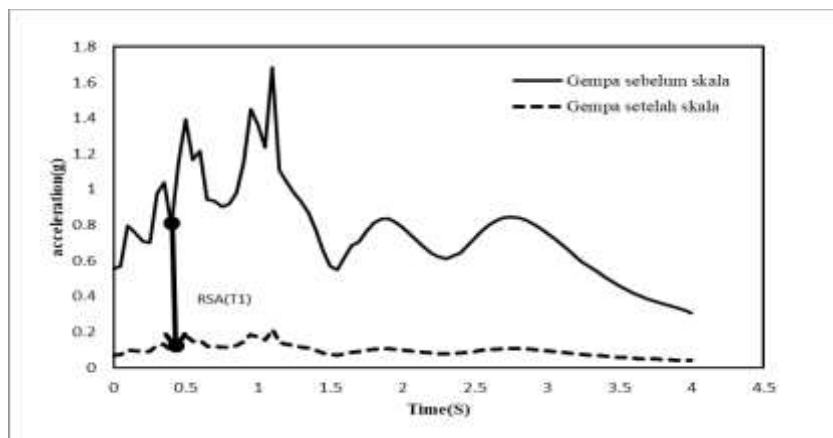


Gambar 3.6: Rekaman gempa Christchurch New Zealand sebelum diubah menjadi respon spektrum

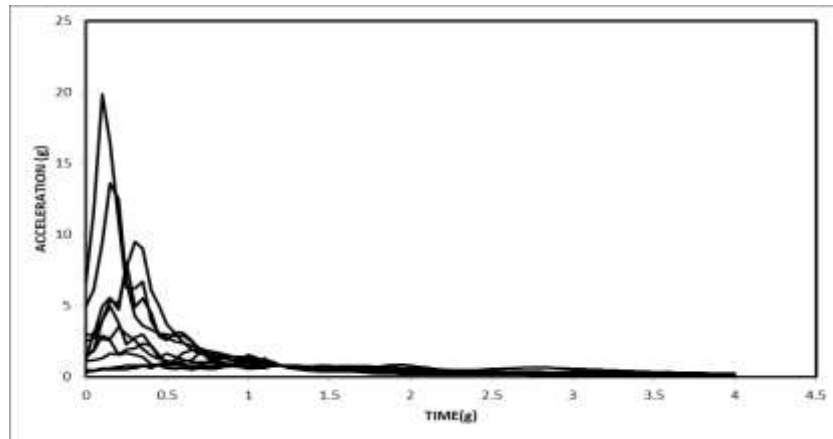


Gambar 3.7: Rekaman gempa Christchurch New Zealand setelah diubah menjadi respon spektrum

3. kemudian data rekaman gempa yang sudah dirubah menjadi spectra desain diskalkan terhadap respon spektrum desain rencana yaitu dari RSA 0,1 hingga 1,5 dengan kenaikan skala 0,1, kemudian kenaikan skala 0,2 sampai RSA 2,5, kemudian menaikkan lagi skala menjadi 0,3 sampai RSA 3,4, lihat Gambar 3.8.



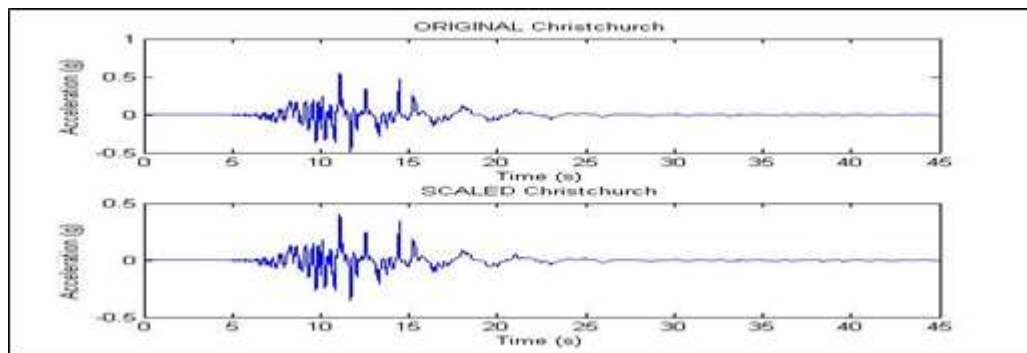
Gambar 3.8: Respon spektrum Christchurch New Zealand setelah diskalkan berdasarkan RSA yang telah direncanakan.



Gambar 3.9: Respon spektrum dengan 10 daerah gempa setelah diskalakan terhadap respon spektrum desain.

Respon spektrum akan diskalakan terhadap perioda gedung, Kemudian nilai skala akan digunakan untuk penskalaan rekaman gempa yang diambil dari PEER NGA dan COSMOS.

4. Menskalakan rekaman gempa dengan menggunakan *software* MATLAB, rekaman gempa akan dijadikan gempa *pulse*.



Gambar 3.10: Rekaman gempa Christchurch New Zealand setelah diskalakan (gambar diatas) ini termasuk gempa *pulse*.

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

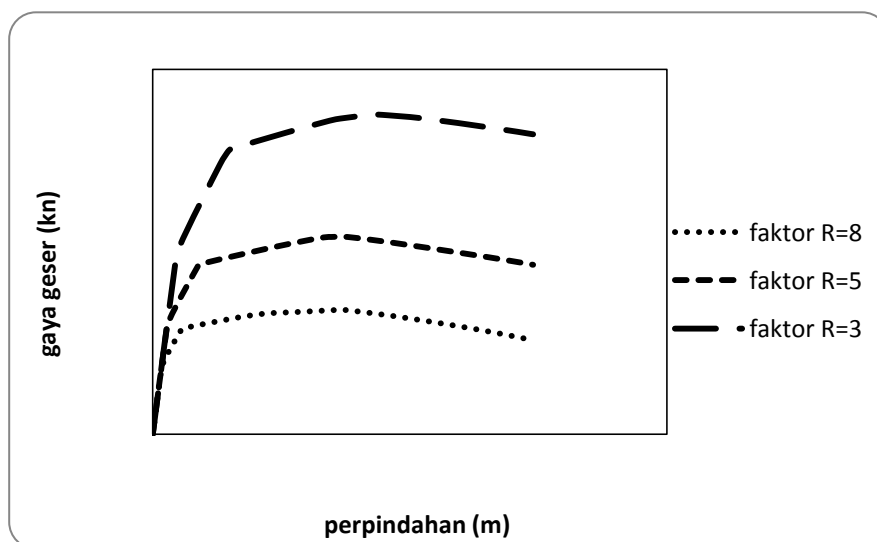
Adapun data-data yang dibutuhkan dalam analisis respon riwayat waktu nonlinier menggunakan *software* RUAUMOKO2D versi 04 antara lain:

- I : Momen inersia penampang
- E : Modulus elastisitas penampang

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

3.3.3.8. Momen leleh (M_y)

Berdasarkan Metode FEMA, momen leleh yang digunakan sebagai *input* analisis nonlinear pada program RUAUMOKO2D versi 04 adalah momen maksimum pada analisis linier respon riwayat waktu menggunakan Program Analisa Struktur. Nilai tersebut sebelumnya diambil dari Program Analisa Struktur dan disesuaikan dengan sistem bangunan yang direncanakan. Pengambilan momen leleh diambil setelah menyesuaikan kurva kapasitas pada analisa beban dorong (*push over*), Dimana untuk melihat perilaku dari ketiga sistem yang direncanakan.



Gambar 3.11: kurva kapasitas untuk ketiga faktor R

3.3.3.9. Kapasitas Rotasi (θ_p)

1. Kapasitas rotasi plastis (θ_p)

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

2. Rotasi pasca-puncak (θ_{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).

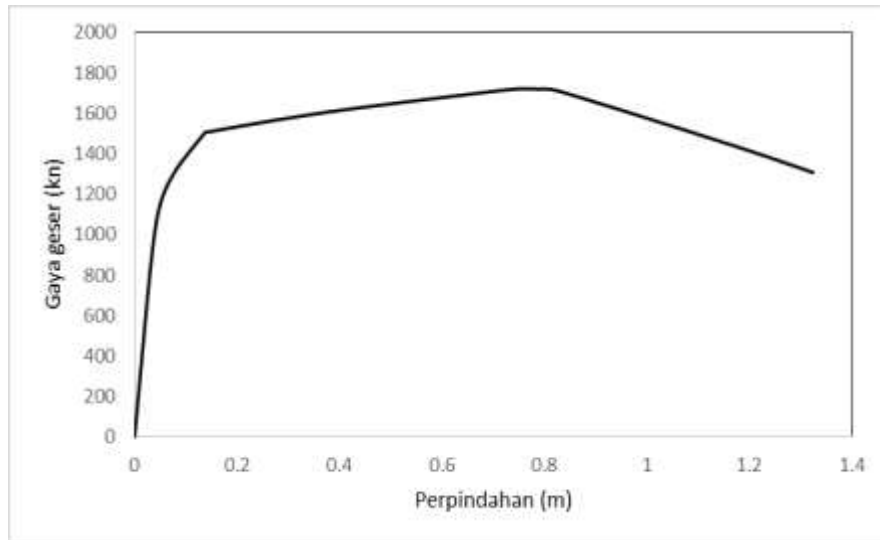
3.3.3.10. Rotasi Leleh (θ_y)

Rotasi pada saat leleh digunakan untuk mendapatkan nilai daktilitas yang dibutuhkan sebagai *input* dalam *software* RUAUMOKO2D versi 04. Nilai rotasi sendi plastis tersebut dihitung berdasarkan Pers. 2.6 dan dihitung untuk semua *frame* (balok-kolom) pada struktur gedung yang direncanakan. Nilai θ_y untuk semua *frame* dapat dilihat pada pembahasan selanjutnya.

3.3.3.11. Analisa *Pushover*

Analisis statik non linear *pushover* bertujuan untuk mencari kapasitas suatu struktur. Langkah-langkah analisa *pushover* adalah sebagai berikut :

1. Membuat pemodelan struktur yang akan di analisis secara dua dimensi menggunakan sap2000.
2. Menentukan batas ijin simpangan pada lantai atap pada titik tertentu.
3. Memasukan pembebanan struktur dengan gaya horizontal.
4. Pembebanan dengan pola statik tertentu yang didapatkan dari standar perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 1726-2012).
5. Menentukan titik kendali yang berda pada lantai atap.
6. Struktur didorong (*push*) dengan pola pembebanan horizontal secara bertahap hingga mencapai keruntuhan.
7. Penggambaran kurva kapasitas yaitu kurva hubungan antara gaya geser dasar dan simpangan (*displacement*).



Gambar 3.12: *kurva pushover*

3.3.3.12. *Incremental Dynamic Analysis (IDA)*

Analisis IDA berfungsi untuk analisis parameter terhadap performa struktur akibat gempa yang dilakukan akibat gempa. Untuk perhitungan analisis IDA terdapat pada Lampiran A11. Langkah-langkah analisa IDA adalah sebagai berikut :

1. Mengambil 10 set data rekaman gempa pulse dari PEER NGA DAN COSMOS
2. Merubah rekaman gempa asli menjadi spekta disain menggunakan software seismosignal berfungsi untuk memudahkan dalam prosen penskalaan.
3. Kemudian data rekaman gempa yang sudah menjadi spektra desain diskalakan terhadap respon spektrum analisis yang direncanakan yaitu di mulai dari RSA 0,1 sampai 1,5 dengan kenaikan skala 0,1, kemudian menaikkan skala 0,2 sampai RSA 2,5 dan menaikkan lagi skala sebesar 0,3 sampai RSA 3,4.
4. Kemudian data rekaman gempa yang sudah diskalakan terhadap RSA desain direalisasikan dengan skrip MATLAB berfungsi untuk menghitung respon kecepatan dari data gempa yang sudah diskalakan.
5. Setelah rekaman gempa direalisasikan dalam skrip MATLAB kemudian memasukan data rekaman gempa tersebut kedalam *software*

RUAOMOKO2D yang berfungsi nanti untuk mengambil data *interstory drift*.

6. Data *interstory drift* tersebut dirubah menjadi rasio dengan cara mengalikan dengan tinggi kolom struktur
7. Data *interstory drift* itu yang kemudian di masukan menjadi sebuah kurva IDA yang dimana untuk melihat perbandingan antara respon spektrum dan *interstory drift* dari setiap Model.

3.3.3.13. Kurva Kerentanan

Kurva kerentanan di dapatkan hasilnya setelah mendapatkan nilai dari *Incremental Dynamic Analysis* (IDA), dalam pengerjaan kurva kerentanan dimana analisis dilakukan dan jumlah analisis dilakukan pada setiap tingkat struktur. Fungsi distribusi kumulatif lognormal sering digunakan untuk mendefinisikan fungsi kerapuhan. Berikut ini adalah rumus untuk membuat kurva kerapuhan :

$$P(C|IM = x) = \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{x}{\theta} \right)}{\beta} \right) \quad (3.1)$$

Dimana $P(C|IM = x)$ adalah probabilitas getaran tanah dengan IM-x akan menyebabkan kehancuran struktur. Φ adalah fungsi standar distribusi kumulatif, θ adalah median dari fungsi kerentanan (nilai intensitas memiliki tingkatan 50% dari nilai kemungkinan keruntuhan), dan β adalah nilai standart deviasi. Persamaan diatas menyiratkan bahwa nilai IM dari gerakan tanah yang menyebabkan runtuhnya struktur yang diberikan terdistribusi secara normal. Langkah-langkah analisa probabilitas struktur adalah :

1. Data yang di ambil dalam analisis ini adalah data yang *interstory drift* yang di dapatkan dari hasil analisis IDA sebelumnya.
2. Nilai RSA desain di sandingkan dengan nilai *interstory drift* untuk mempermudah melihat pada RSA berapa terjadinya kemungkinan keruntuhan 2 %.
3. RSA yang di ambil adalah nilai *interstory drift* yang mencapai 2 % mendekati keruntuhan. Contoh jika ada nilai IDR 0,019 dan 0,021 pada

RSA (T1) 2,1 dan 2,3 maka di lakukan interpolasi untuk mendapatkan nilai RSA tersebut.

4. Setelah semua nilai RSA didapatkan maka nilai tersebut seluruhnya di *logged in* untuk mendapatkan nilai standart deviasi.
5. Kemudian untuk mendapatkan nilai probabilitas keruntuhan struktur maka di lakukan analisa normal distribusi yang caranya menormal distribusikan nilai ln RSA, nilai ln median RSA, dan nilai standart deviasi.
6. Jadi nilai perbandingan pada kurva probabilitas keruntuhan adalah nilai RSA (T1) menuju keruntuhan 2% dan nilai probabilitas keruntuhan yang didapatkan dengan langkah ke-5.

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 tiga 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 respon riwayat waktu.

4.2. Hasil Analisa Linier

4.2.1. Respon Spektrum Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2012, analisa harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisa harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

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

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

1. Model 1 untuk ketiga jenis nilai R, didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak dibawah 15 %.

2. Model 2 untuk ketiga jenis nilai R, didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak diatas 15 %.
3. Model 3 untuk ketiga jenis nilai R, didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak dibawah 15 %.

4.2.2. Koreksi Gempa Dasar Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, kombinasi respon untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V_1) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} \geq 1 \quad (4.1)$$

dimana:

V_1 = 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_1) dan Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum *output* Program Analisa Struktur V_t .

Struktur	Arah Gempa	V_1 (KN)	V_t (KN)
MODEL 1	Gempa X (R=8)	358.35	415.389
	Gempa X (R=5)	197.985	132.832
	Gempa X (R=3)	201.689	184.996
MODEL 2	Gempa X (R=8)	642.37	985.667
	Gempa X (R=5)	234.86	407.461
	Gempa X (R=3)	182.27	405.261
MODEL 3	Gempa X (R=8)	940.438	1325.466
	Gempa X (R=5)	262.019	314.264
	Gempa X (R=3)	266.921	328.346

Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI 1726:2012, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1. Untuk perhitungan tertera di Lampiran A5.

$$\text{Syarat} : 0,85 \frac{V_1}{V_t} \leq 1$$

4.2.3. Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan sub Bab 2.5.6 nilai gaya geser dengan redundansi 1 per lantainya harus dikoreksi dengan 35 persen gaya geser dasar dengan redundansi 1. Jika persyaratan tersebut tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1 harus diganti dengan redundansi 1,3. Dari hasil koreksi untuk setiap gaya geser diperoleh beberapa lantai yang tidak memenuhi syarat 35 persen gaya geser dasar. Untuk perhitungan terdapat pada Lampiran A6.

4.2.4. Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

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

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

Tabel 4.2 nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum:

Struktur	Arah Gempa	V_t (KN)	$0,85 C_s W$	Cek
MODEL 1	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
MODEL 2	Gempa X (R=8)	985.667	546.016	Ok
	Gempa X (R=5)	407.461	199.637	Ok
	Gempa X (R=3)	405.261	154.931	Ok
MODEL 3	Gempa X (R=8)	1325.466	799.372	Ok
	Gempa X (R=5)	314.264	222.71	Ok
	Gempa X (R=3)	328.346	226.88	Ok

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

4.2.5. Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai yang diizinkan yaitu 0,02 dikali tinggi lantai, nilai simpangan tidak boleh melebihi ketentuan tersebut. Pada hasil yang diperoleh, nilai simpangan antar lantai tidak melebihi batas izin atau memenuhi syarat. Untuk hasil perhitungan terdapat pada Lampiran A7.

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

Berdasarkan SNI 1726:2012, kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. 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 1726:2012, 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.

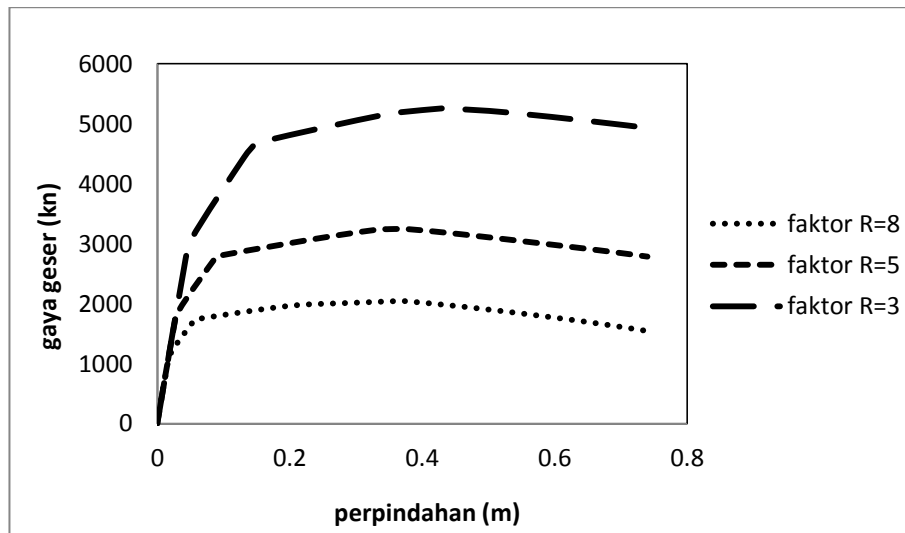
4.3. Hasil Analisa Non Linier

4.3.1. Analisis *Pushover*

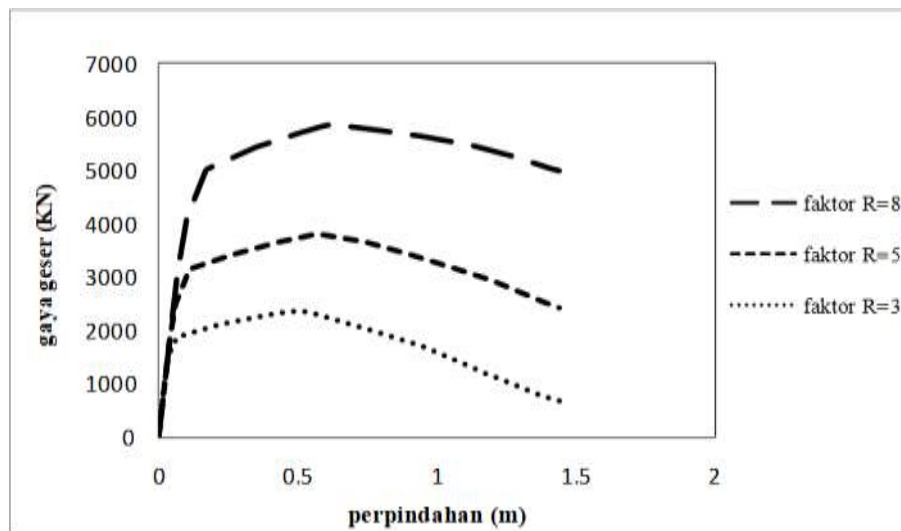
Daktilitas merupakan salah satu aspek penting dalam perencanaan suatu elemen struktur disamping aspek kekuatan dan kekakuan. Pada saat terjadi gempa,

elemen-elemen struktur yang mempunyai daktilitas besar akan menyerap energi lebih banyak dibandingkan dengan elemen-elemen struktur dengan daktilitas yang lebih kecil.

Daktilitas didapatkan dari hasil analisis berupa tabel dan grafik perbandingan beban-lendutan. Dimana besarnya nilai daktilitas berdasarkan perbandingan antara lendutan maksimum dengan lendutan leleh pertama. Dibawah ini merupakan grafik dari hasil analisis *pushover*.

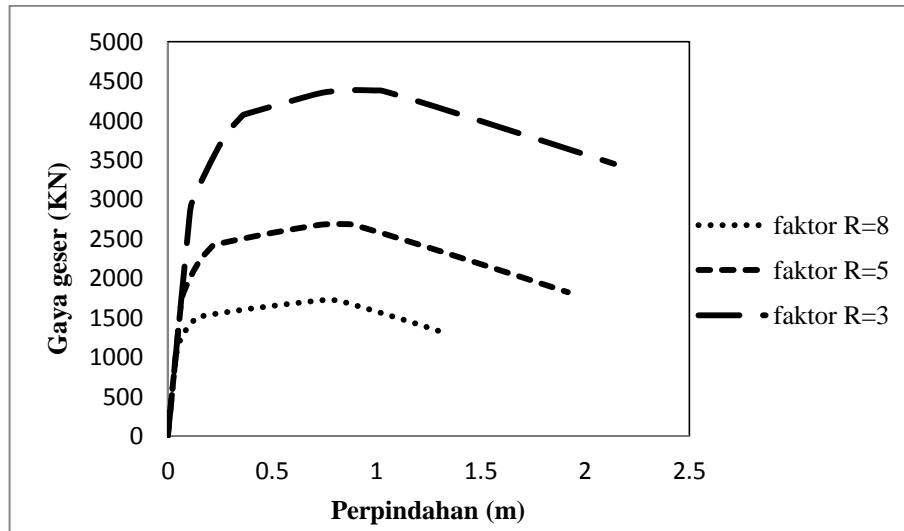


a)



b)

Gambar 4.1: Kurva *Pushover* untuk ketiga Faktor R: (a) 5 lantai, (b) 10 lantai, dan (c) 15 lantai.



c)

Gambar 4.1: Lanjutan.

Pada Gambar 4.1 menunjukan grafik *pushover* yang berfungsi untuk mencari nilai perbandingan daktilitas setiap gedung dengan modifikasi respon (faktor R) yang berbeda. Pada grafik di atas menunjukan bahwa nilai pada setiap modifikasi respon tidak memiliki gaya geser dan perpindahan yang sama.

Pada Tabel 4.3 menunjukan nilai hasil perhitungan daktilitas keruntuhan bukan nilai daktilitas menuju keruntuhan pada struktur. Dari hasil analisa diketahui bahwa terjadi kenaikan nilai daktilitas yang signifikan, kenaikan tersebut terjadi pada faktor R = 8 dan nilai daktilitas terkecil terdapat pada faktor R = 3 untuk setiap Model. Hal ini menunjukan bahwa faktor modifikasi respon berpengaruh pada nilai kedaktilitan suatu struktur bangunan.

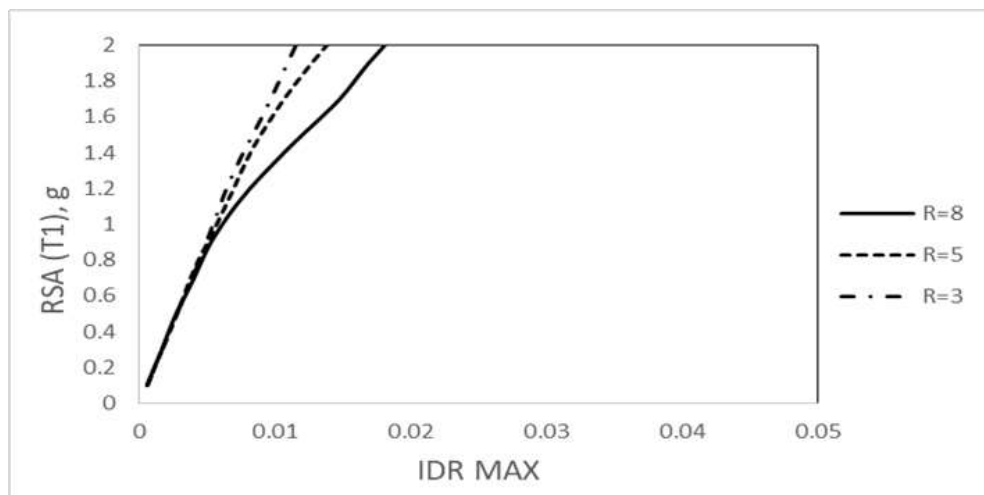
Tabel 4.3: Hasil perhitungan nilai daktilitas keruntuhan struktur.

Model	Daktilitas		
	R=3	R=5	R=8
1	11.1	16.5	27.9
2	10.8	15.9	23.8
3	10.5	16.1	24.7

4.3.2. Incremental Dynamic Analysis

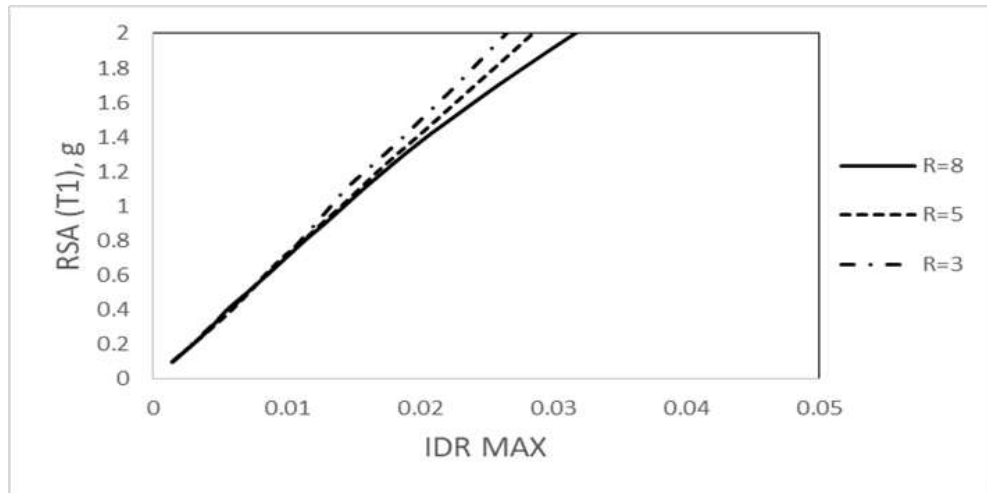
Pada tahap ini merupakan bagian dari evaluasi struktur beton bertulang yang telah didesain, dalam hal ini evaluasi struktur menggunakan metode *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) untuk mendapatkan gambaran respon dan kapasitas dari struktur. Hasil dari IDA akan memberi gambaran kondisi struktur terhadap gaya gempa yang diberikan dengan melihat nilai *Incremental Dynamic Ratio* (IDR) yang diperoleh dengan kenaikan RSA yang direncanakan. Dalam tugas akhir ini rekaman gempa yang digunakan sebanyak 10 rekaman gempa (Tabel 3.7) yang mengandung efek *pulse* dengan berbagai macam tipe dan daerah gempa. Grafik IDA yang digunakan sebagai perbandingan yaitu nilai rata-rata dari 10 rekaman gempa. Pada Gambar 4.2 ditunjukkan hasil IDA dalam bentuk nilai rata-rata IDR maksimum untuk Model 5, 10, dan 15 lantai pada kondisi faktor R yang berbeda.

Pada Model 1 (Gambar 4.2, a) terjadi kenaikan RSA (T1) dan IDR untuk setiap modifikasi respon yaitu pada RSA (T1) = 0,97 g dan IDR 0,005, Pada Model 2 (Gambar 4.2, b) terjadi kenaikan RSA dan IDR untuk setiap modifikasi respon yaitu pada RSA (T1) = 0,9 g dan IDR 0,012, dan Pada Model 3 (Gambar 4.2, c) terjadi kenaikan RSA (T1) dan IDR untuk setiap modifikasi respon yaitu pada RSA (T1) = 0,5 g dan IDR 0,01.

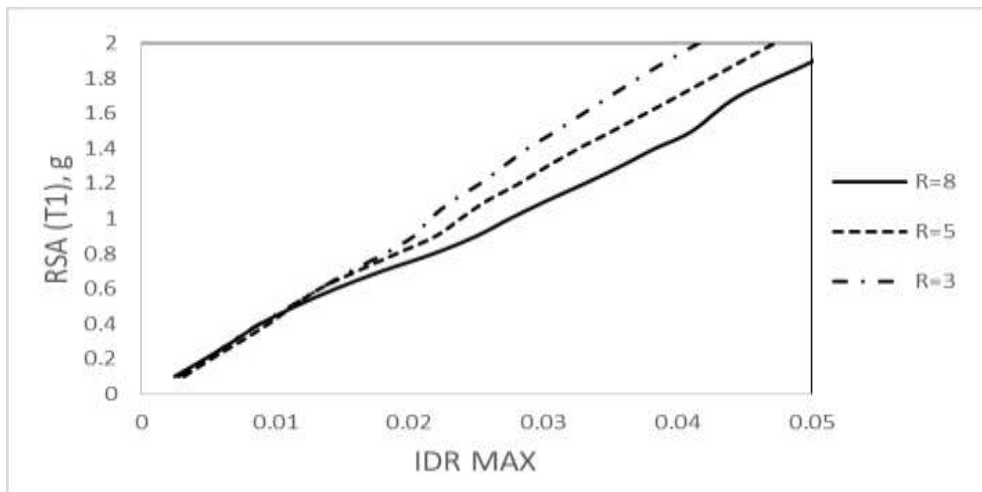


a)

Gambar 4.2: Nilai rata-rata *Incremental Dynamic Analysis* untuk struktur beton SRPM terhadap faktor R: (a) 5 lantai, (b) 10 lantai, dan (c) 15 lantai.



b)



c)

Gambar 4.2: Lanjutan.

Pada Tabel 4.4 terdapat beberapa nilai perbandingan RSA untuk ketiga jenis Model struktur. Dalam ketiga Model nilai RSA (T1) untuk setiap modelnya memiliki nilai persentase tertentu, Nilai RSA (T1) terbesar terdapat pada modifikasi respon $R = 3$ dan faktor $R = 8$ adalah yang memiliki nilai RSA (T1) yang paling rendah. Hal ini menunjukkan bahwa nilai modifikasi respon berpengaruh pada nilai RSA (T1) suatu struktur.

Tabel 4.4: Kenaikan nilai rata-rata RSA (T1) berdasarkan IDA pada setiap Model untuk mengakibatkan struktur mengalami keruntuhan.

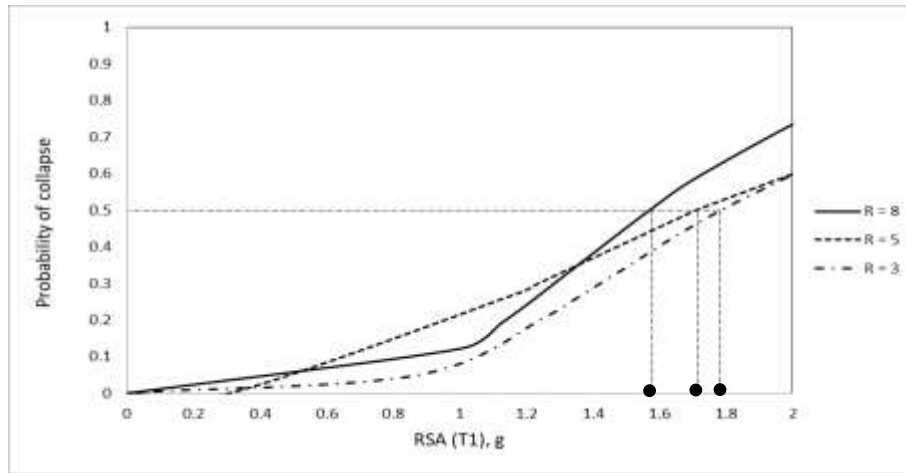
Model	RSA (T1), g		
	R=3	R=5	R=8
1	3.09	2.49	2.15
2	2.27	2.1	1.91
3	2.32	2.11	1.89

4.3.3. Analisis Probabilitas Keruntuhan

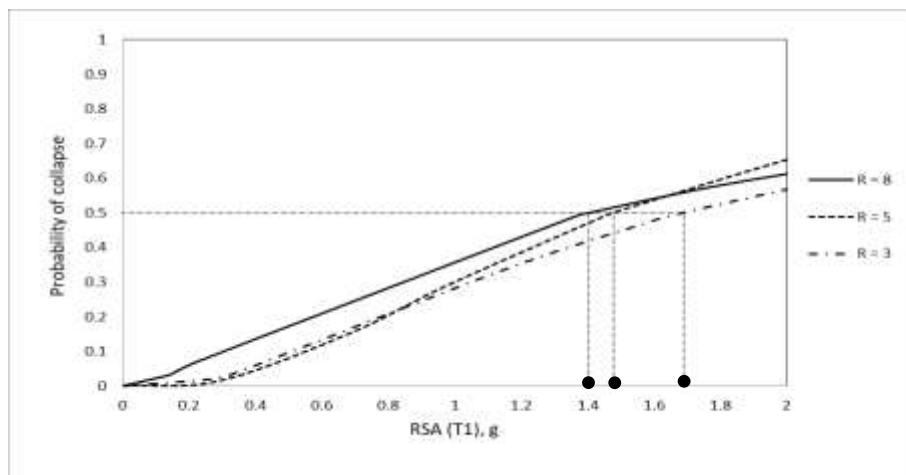
Dari proses IDA didapatkan nilai IDR ratio dalam RSA (T1) tertentu yang kemudian akan digunakan dalam menganalisa probabilitas keruntuhannya dengan menggunakan nilai RSA. Dalam hal ini nilai Median RSA nilai 50 % probabilitas keruntuhan. Hasil Probabilitas keruntuhan struktur dapat dilihat pada Gambar 4.3 untuk Model struktur 5 lantai, 10 lantai, 15 lantai.

Model 1 (Gambar 4.3, a) dapat dilihat bahwa terjadi kenaikan nilai keruntuhan pada probability 0,13 untuk faktor R = 8 pada RSA (T1) = 1,13 g dan penurunan nilai keruntuhan untuk faktor R = 5 pada nilai probability 0,38 dan terjadi pada RSA (T1) = 1,38 g. Pada Model 2 (Gambar 4.3, b) terjadi penurunan nilai keruntuhan pada probability 0,58 untuk faktor R = 8 pada RSA (T1) = 1,57 g dan kenaikan nilai keruntuhan pada probability 0,28 untuk faktor R = 5 pada RSA (T1) = 0,82 g. Dan untuk Model 3 (Gambar 4.3, c) terjadi kenaikan dan penurunan nilai keruntuhan untuk faktor R = 8 dan faktor R = 5 pada probability 0,6 pada RSA (T1) = 0,3 g.

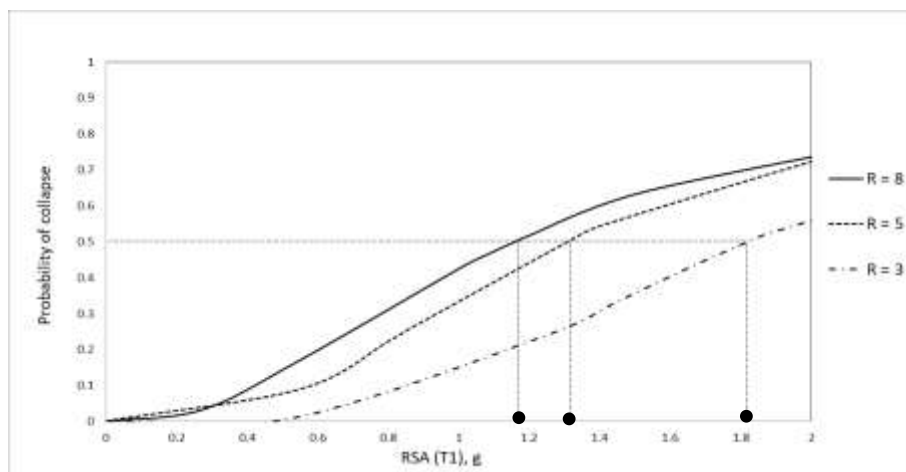
Pada Tabel 4.5 menunjukkan perbandingan nilai Median pada data RSA untuk setiap model struktur. Dalam hal yang dibandingkan adalah nilai Median RSA yang didapat untuk perbedaan faktor R pada struktur. Struktur dengan faktor R = 8 akan mengalami angka drift kehancuran yang direncanakan pada RSA (T1) yang tidak terlalu besar, ini di sebabkan oleh fleksibilitas struktur tersebut. Tabel 4.6 menunjukkan nilai probabilitas keruntuhan pada RSA (T1) desain struktur, yang nilai RSAnyanya di dapatkan berdasarkan standar perencanaan gempa untuk bangunan gedung yaitu SNI-1726-2012.



a)



b)



c)

Gambar 4.3: Nilai probabilitas keruntuhan untuk struktur beton SRPM terhadap faktor R: (a) 5 lantai, (b) 10 lantai, dan (c) 15 lantai.

Tabel 4.6 menjelaskan bahwa tinggi struktur akan mempengaruhi nilai probabilitas keruntuhan, semakin tinggi suatu struktur maka semakin tinggi nilai probabilitas keruntuhannya, seperti pada faktor R = 5 dan faktor R = 3 struktur 15 lantai memiliki RSA (T1) yang kecil tetapi memiliki probabilitas yang besar. bahkan jika struktur tersebut memiliki nilai RSA (T1) yang sama seperti pada faktor R = 8 nilai probabilitas tertinggi terjadi pada struktur yang lebih tinggi.

Tabel 4.5: Perbandingan nilai Median RSA (T1) pada probabilitas keruntuhan struktur.

Model	RSA (T1), g		
	R=3	R=5	R=8
1	1,78	1,71	1,57
2	1,68	1,47	1,40
3	1,82	1,31	1,16

Tabel 4.6: Probabilitas keruntuhan terhadap RSA (T1) desain.

Jenis Gempa	STORY	faktor R	RSA (T1)	Probabilitas keruntuhan struktur
PULSE	5	8	0.809	0.0910
	10		0.809	0.1500
	15		0.809	0.2133
	5	5	0.2096	0.0092
	10		0.2096	0.0094
	15		0.155	0.0130
	5	3	0.174	0.0073
	10		0.1323	0.0019
	15		0.092	0.0235

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis mengenai simpangan antar tingkat (*Interstory drift*) sistem rangka pemikul momen (SRPM) terhadap getaran gempa *pulse* tunggal dengan analisis IDA dan probabilitas keruntuhan di peroleh beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Hasil analisis IDA menunjukkan bahwa simpangan antar tingkat untuk mendekati keruntuhan (2 %). Diperlukan RSA (T1) = 2,15 g untuk Model 1 dengan R = 8, sedangkan untuk R= 5 dan R = 3 pada Model yang sama diperlukan kenaikan RSA (T1) masing-masing mencapai 0,39 g dan 0,94 g. Untuk Model 2 dengan R = 8 diperlukan RSA (T1) = 1,57 g untuk mencapai kondisi mendekati keruntuhan, sedangkan untuk R =5 dan R = 3 pada Model yang sama di perlukan kenaikan RSA (T1) masing-masing mencapai 0,19 g dan 0,36 g. Untuk Model 3 dengan R = 8 diperlukan RSA (T1) = 1,89 g untuk mencapai kondisi mendekati keruntuhan, sedangkan untuk R = 5 dan R = 3 pada Model yang sama diperlukan kenaikan RSA (T1) masing-masing mencapai 0,22 g dan 0,43 g.
2. Nilai Median untuk probabilitas keruntuhan Model 1 dengan R = 8 diperoleh sebesar RSA (T1) = 1,57 g dan diperlukan kenaikan RSA (T1) sebesar 0,09 g dan 0,13 g masing-masing untuk R = 5 dan R = 3 untuk Model yang sama. Untuk Model 2 nilai Median untuk probabilitas keruntuhan R = 8 diperoleh RSA (T1) = 1,40 g dan diperlukan RSA (T1) sebesar 0,05 g dan 0,2 g masing-masing untuk R = 5 dan R = 3 untuk Model yang sama. Untuk Model 3 nilai Median untuk probabilitas keruntuhan R = 8 diperoleh RSA (T1) = 1,16 g dan diperlukan RSA (T1) sebesar 0,12 g dan 0,56 g masing-masing untuk R = 5 dan R = 3 untuk Model yang sama.

5.2. Saran

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

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. (2013). *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579–599. <https://doi.org/10.1193/021113EQS025M>
- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011). *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 1726:2012*. Bandung: ITB.
- Carr, A. J. (2007). *RUAUMOKO 2D: Users Manual*. Christchurch, New Zealand.: University of Canterbury.
- CGS. (2007). Center for Engineering Strong Motion Data. Retrieved from <https://www.strongmotioncenter.org>
- 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 Pekerjaan Umum.
- 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.
- Imran, I. dan Hendrik, F. (2009). *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Berdasarkan SNI 03-2847-2002*. Bandung: ITB.
- Kalkan, E., dan Kunnath, K. (2006). Effects of Fling Step and Forward Directivity on Seismic Response of Buildings. *Earthquake Spectra*, 22(2), 367–390.
- Murty, C. V. R. dkk. (2008). *Perilaku Bangunan Struktur Rangka Beton Bertulang dengan Dinding Pengisi dari Bata terhadap Gempa*. Jakarta: Universitas Trisakti.
- Prof. Khalid Mosalam. (2019). HEADQUARTERS - PACIFIC EARTHQUAKE

ENGINEERING RESEARCH CENTER. Retrieved from <http://peer.berkeley.edu>.

PUSKIM. (2011). Desain Spektra Indonesia. Retrieved from <http://puskim.pu.go.id>.

Sanaz, R., & Armen, D. K. (2012). A stochastic ground motion model with separable temporal and spectral nonstationarities. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(11), 1549–1568. <https://doi.org/10.1002/eqe>

Stathopoulos, K. G., Anagnostopoulos, S. A. (2005). *Inelastic Torsion Of Multistory Buildings Under Earthquake Excitations*. Greece: University of Patras.

Zareian, F., & Krawinkler, H. (2009). *Simplified performance-based earthquake engineering*. USA: John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



1. Daftar Diri Peserta

Nama Lengkap : Angga Edi Pratama
Panggilan : Angga
Tempat/Tanggal Lahir : Lampahan/22 November 1997
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat : Lampahan, Kec. Timang Gajah, Kab. Bener Meriah, Aceh
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Edi Suyanto
Ibu : Lisma Linda
No. HP : 082114922699
E-mail : Anggaedipratama@gmail.com

2. Riwayat Pendidikan

Nomor Pokok Mahasiswa : 1507210004
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri BA No. 3 Medan 20238

No.	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun Kelulusan
1.	SD	SD Negeri 2 Lampahan	2009
2.	SMP	SMP Negeri 2 Timang Gajah	2012
3.	SMA	SMA Negeri 2 Timang Gajah	2015
4.	Melanjutkan Kuliah di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2015 sampai selesai.		

