

**TUGAS AKHIR**

**EVALUASI TORSI TAK TERDUGA  
PADA LANTAI GEDUNG STRUKTUR SRPM  
AKIBAT GETARAN GEMPA  
(Studi Literatur)**

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

**Disusun Oleh:**

**ANDRE PRASETIA SYAHPUTRA  
1307210051**



**UMSU**

Unggul | Cerdas | Terpercaya

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

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Andre Prasetya Syahputra

NPM : 1307210051

Program Studi : Teknik Sipil

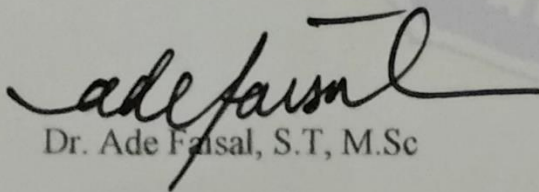
Judul Skripsi : Evaluasi Torsi Tak Terduga Pada Lantai Gedung Struktur SRPM  
Akibat Getaran Gempa

Bidang Ilmu : Struktur.

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada  
Panitia Ujian

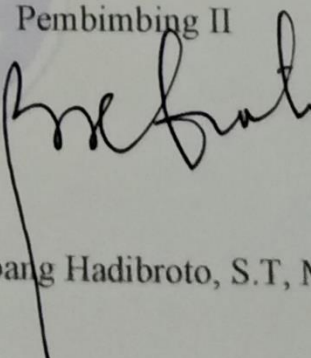
Medan, 22 Maret 2019

Pembimbing I



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

Pembimbing II



Bambang Hadibroto, S.T, M.T

## HALAMAN PENGESAHAN

Tugas akhir ini diajukan oleh:

Nama : Andre Prasetia Syahputra

NPM : 1307210051

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Evaluasi Torsi Tak Terduga Pada Lantai Gedung Struktur SRPM Akibat Getaran Gempa.

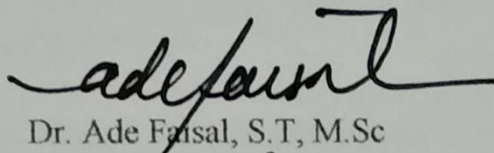
Bidang ilmu : Struktur.

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, Maret 2019

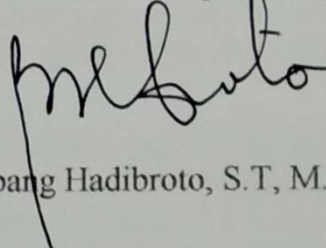
Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I/Penguji



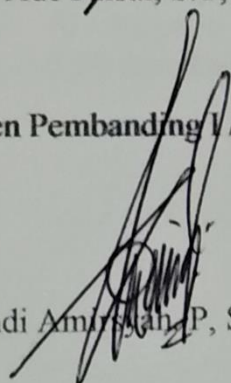
Dr. Ade Faisal, S.T, M.Sc

Dosen Pembimbing II/Peguji



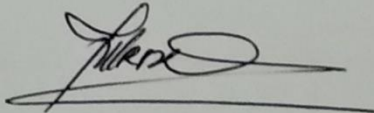
Bambang Hadibroto, S.T, M.T

Dosen Pembanding I / Penguji

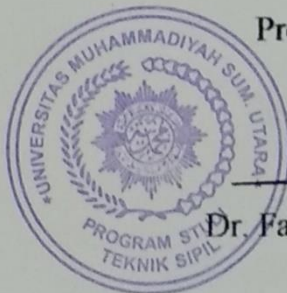


Tondi Amri, S.T, M.T

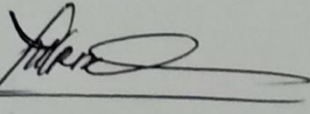
Dosen Pembanding II/Peguji



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



Program Studi Teknik Sipil  
Ketua,



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



## SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawahini:

Nama Lengkap : Andre Prasetya Syahputra

Tempat /TanggalLahir : Bukit Tinggi, 17 Juli 1995

NPM : 1307210051

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Evaluasi Torsi Tak Terduga Pada Lantai Gedung Struktur SRPM Akibat Getaran Gempa”,

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

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidak sesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/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, Maret 2019



Saya yang menyatakan,

Andre Prasetya Syahputra

## ABSTRAK

### EVALUASI TORSI TAK TERDUGA PADA LANTAI GEDUNG STRUKTUR SRPM AKIBAT GETARAN GEMPA (STUDI LITERATUR)

Andre Prasetya Syahputra  
1307210051

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

Kebutuhan akan bangunan tahan gempa merupakan sebuah hal yang harus terpenuhi, khususnya untuk daerah-daerah dengan tingkat kerawanan gempa tinggi seperti di Indonesia. Berdasarkan pengalaman yang telah terjadi, keruntuhan bangunan akibat bencana gempa bumi menelan korban jiwa dalam jumlah yang cukup besar. Pada saat terjadi gempa, ada kecurigaan ketika elemen kolom atau balok mengalami sendi plastis dan keruntuhan pada dinding bata. Hal ini menyebabkan lantai mengalami torsi karena sudah tidak sesuai lagi kekuatannya dan kekakuannya, serta torsi tak terduga akibat perpindahan pusat massa dari lokasi aktualnya dengan jarak sama dengan 5% dimensi tegak lurus terhadap arah gerak yang diterapkan. Hipotesa ini dipakai sebagai permasalahan penelitian ini dan tujuan dari penelitian ini untuk membuktikan hipotesa ini dengan metode *pushover* dan respon spektrum. Dalam analisis yang dilakukan, torsi lantai yang ditunjukkan model bangunan pada analisis *pushover* dan analisis respon spektrum berdasarkan analisis 3D. Hasil analisis *pushover* dan analisis respon spektrum yang telah menunjukkan bahwa gedung mengalami torsi bawaan dan torsi tak terduga pada lantai dengan nilai *pushover* maksimum pada keruntuhan dinding awal dengan melemahkan sebagian dinding sebesar  $7.331 \times 10^{-3}$  radians dan  $6.872 \times 10^{-3}$  radians dan pada keruntuhan dinding akhir dengan dinding lebih banyak dilemahkan sebesar  $6.356 \times 10^{-3}$  radians dan  $6.396 \times 10^{-3}$  radians dan nilai respon spektrum maksimum pada keruntuhan dinding awal dengan melemahkan sebahagian dinding sebesar  $0.871 \times 10^{-3}$  radians dan  $4198 \times 10^{11}$  radians dan keruntuhan dinding akhir dengan dinding lebih banyak dilemahkan sebesar  $0.862 \times 10^{-3}$  radians dan 2086,215 radians.

Kata kunci: Gempa, torsi, torsi tak terduga, *pushover*, respon spektrum.

## **ABSTRACT**

### **THE EVALUATION OF TORSION CAN MOVED ON THE FLOOR OF THE STRUCTURE BUILDING DUE SRPM TO EARTH QUAKE VIBRATIONS (LITERATURE STUDY)**

Andre Prasetya Syahputra  
1307210051

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

*The necessary to stand building in a quake is a thing completed, significantly for a region with a high level in a quake un safe likes in Indonesian. Based on experlenced, a debacle building from earth quake happened, there are any suspicion when some elemen or beam happened. The plastic hinge and broke in brick wall. The things caused the floor had a torsion because didnt appropriate on strength the torsion can moved from central massa to a location, actually had a gap with 5% straight dimension to applied the move. Hypothesis used as a research problem and the aims from researched to prove hypothesis whith a pushover method and spectrum response. The analysis reacted to the floor torsion and showed the building model in pushover analysis and spectrum response analysis based on 3D analysis. The result of pushover analysis and spectrum response analysis to showed the building have a torsion and torsion can moved on the floor with a pushover maximum value of a wall and make the some of a wall weak  $7.331 \times 10^{-3}$  radians and  $6.872 \times 10^{-3}$  radians and the final of wall weak  $6.356 \times 10^{-3}$  radians and  $6.396 \times 10^{-3}$  radians and maximum spectrum response value with some floor were  $0.871 \times 10^{-3}$  radians and  $4198 \times 10^{11}$  radians and the final with some floor wall un safe were  $0.862 \times 10^{-3}$  radians and 2086,215 radians.*

*Key words: Earth quake, torsion, torsion can moved, pushover, spectrum response.*

## 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 “Evaluasi Torsi Tak Terduga Pada Lantai Gedung Struktur SRPM Akibat Getaran Gempa” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

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

1. Bapak Dr. Ade Faisal, S.T, M.Sc, selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Bambang Hadibroto, S.T, M.T, selaku Dosen Pimbimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini..
3. Bapak Tondi Amirsyah. P, S.T, M.T, selaku Dosen Pembanding I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T, M.Sc, selaku Dosen Pembanding II yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhirini, sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
5. Bapak Munawar Alfansury Siregar, S.T, M.T selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Bapak Mizanuddin Sitompul, S.T, M.T, selaku Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak membantu menyelesaikan permasalahan yang ada dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini

7. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu keteknik sipil kepada penulis.
8. Orang tua penulis: Arifin Yusuf dan Sultina, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis dan telah menyemangati penulis.
9. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
10. Sahabat-sahabat penulis: Bayu Handoko, Wahyu Candra Rahmad Dani, Dendy Syahrian, Muhammad Fajar Pratama, S.T, 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, Maret 2019

Andre Prasetya Syahputra



## DAFTAR ISI

HALAMAN PENGESAHAN	ii
SURAT PERNYATAAN KEASLIAN	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR LAMPIRAN	xvi
DAFTAR SINGKATAN	xvii
DAFTAR NOTASI	xviii
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Batasan Masalah	2
1.4 Tujuan Penelitian	3
1.5 Manfaat Penelitian	3
1.6 Sistematika Penulisan	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Definisi Torsi	5
2.2 Torsi pada Bidang Lantai Stuktur Gedung	7
2.3 Torsi Bawaan	9
2.4 Torsi Tak Terduga	9
2.5 Dinding Pengisi	9
2.6 Diagonal Tekan Ekuivalen ( <i>Equivalent Diagonal Strut</i> ) Saneinejad-Hobbs	10
2.6.1 Perinsip Analisis	10
2.6.2 Asumsi Dasar	11
2.6.3 Penurunan Rumus	14

2.6.3.1	Kondisi Keseimbangan	14
2.6.3.2	Gaya-gaya Portal	14
2.6.3.3	Beban Runtuh	15
2.6.3.4	Tegangan Kontak	15
2.6.3.5	Panjang Bidang Kontak Portal – Dinding Isi	16
2.6.3.6	Tegangan Kontak	17
2.6.3.7	Beban Runtuh Ultimate	17
2.9.3.8	Beban Lateral Penyebab Retak pada Dinding Pengisi	18
2.6.3.9	Perpindahan Lateral	18
2.6.3.10	Kekakuan ( <i>stiffness</i> )	18
2.6.4	Metode Perencanaan Umum	19
2.6.4.1	Metode Dasar	19
2.6.4.2	Diagonal Tekan Ekivalen	19
2.6.4.3	Kekakuan Diagonal Tekan Ekivalen	21
2.7	Diagonal Tekan Ekivalen ( <i>Equivalent Diagonal Strut</i> ) Berdasarkan FEMA 273	22
2.8	Gaya Akibat Gempa Terhadap	22
2.9	Perhitungan Beban Gempa	24
2.9.1	Faktor Keutamaan Dan Kategori Risiko Struktur Bangunan	24
2.10	Faktor Respon Gempa (C)	25
2.11	Kategori Disain Seismik	32
2.12	Kombinasi Pembebanan	34
2.13	Faktor Redudansi	36
2.14	Arah Pembebanan	39
2.15	Analisis Gaya Lateral Ekivalen	40
2.15.1	Geser Dasar Seismik	40
2.16	Perioda Alami Fundamental	41
2.17	Ketentuan Untuk Analisis Respon Dinamik	43
2.18	Distribusi Vertikal Gaya Gempa	44
2.19	Distribusi Horizontal Gaya Gempa	45
2.20	Analisa Menggunakan Metode <i>Pushover</i>	45
2.21	Analisa Menggunakan Metode Respon Spektrum	47

2.21.1	Jumlah Ragam	48
2.21.2	Parameter Respons Ragam	48
2.21.3	Parameter Respons Terkombinasi	49
<b>BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN</b>		<b>50</b>
3.1	Metodologi	50
3.2	Pengumpulan Data	51
3.3	Pemodelan Struktur	52
3.3.1	Konfigurasi Struktur	53
3.3.2	Karakteristik Material	54
3.3.3	Dimensi Elemen Struktur	55
3.4	Pembebanan	55
3.5	Metode Respon Spektrum Berdasarkan SNI 1726 2012	57
3.6	Kombinasi Pembebanan	61
3.7	Analisis 3D dengan Program	62
3.8	Perbandingan Hasil	65
<b>BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN</b>		<b>66</b>
4.1	Tinjauan Umum	66
4.2	Hasil Analisis	66
4.3	Penentuan Berat Total per Lantai (Wt)	66
4.4	Penentuan Perioda Alami Struktur ( $T_1$ )	67
4.5	Perioda Fundamental Pendekatan ( $T_a$ )	68
4.6	Penentuan Gaya Geser Seismic (V)	69
4.7	Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa	70
4.8	Spektrum Respon Ragam	72
4.9	Gaya Geser Analisis Respon Spektrum	72
4.10	Pemodelan Gedung Pada Program	74
4.10.1	Pembebanan Elemen	74
4.11	Analisis <i>Pushover</i>	75
4.11.1	Torsi Bawaan Dan Torsi Tak Terduga Pada Lantai Untuk Kondisi Keruntuhan Dinding Awal Analisis <i>Pushover</i>	76

4.11.2 Torsi Bawaan Dan Torsi Tak Terduga Pada Lantai Untuk Kondisi Keruntuhan Dinding Akhir Analisis <i>Pushover</i>	78
4.12 Analisis Respon Spektrum	80
4.12.1 Torsi Bawaan Dan Torsi Tak Terduga Pada Lantai Untuk Kondisi Keruntuhan Dinding Awal Analisis Respon Spektrum	80
4.12.2 Torsi Bawaan Dan Torsi Tak Terduga Pada Lantai Untuk Kondisi Keruntuhan Dinding Akhir Analisis Respon Spektrum	81
 BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	 83
5.1 Kesimpulan	83
5.2 Saran	84
 DAFTAR PUSTAKA	 85
LAMPIRAN	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1:	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1727:2012.	24
Tabel 2.2:	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012.	24
Tabel 2.3:	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.	27
Tabel 2.4:	Koefisien PGA ( $F_{PGA}$ ) berdasarkan SNI 1726:2012.	28
Tabel 2.5:	Koefisien periode pendek $F_a$ berdasarkan SNI 1726:2012.	29
Tabel 2.6:	Koefisien periode Pendek $F_v$ berdasarkan SNI 1726:2012.	30
Tabel 2.7:	Katagori disain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012.	32
Tabel 2.8:	Katagori disain seismik berdasarkan parameter respons Percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.	32
Tabel 2.9:	Faktor koefisien modifikasi respons ( $R^a$ ), faktor kuat lebih sistem ( $Q_o^s$ ), faktor pembesaran defleksi ( $C_d^b$ ), dan batasan tinggi system struktur (m) <sup>c</sup> berdasarkan SNI 1726:2012.	33
Tabel 2.10:	Persyaratan masing-masing tingkatan yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar SNI 1726:2012.	36
Tabel 2.11:	Nilai parameter perioda pendekatan $C_r$ dan $x$ berdasarkan SNI 1726:2012.	41
Tabel 2.12:	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan 1726:2012.	41
Tabel 3.1:	Peraturan SNI yang digunakan.	52
Tabel 3.2:	Konfigurasi struktur.	53
Tabel 3.3:	Dimensi elemen struktur.	55
Tabel 3.4:	Beban hidup pada lantai gedung.	55
Tabel 3.5:	Beban mati tambahan pada lantai gedung.	56
Tabel 3.6:	Interpolasi koefisien situs, $F_a$ dan $F_v$ (SNI 1726:2012).	58
Tabel 3.7:	Nilai $S_{DS}$ dan $S_{D1}$ untuk kota Padang.	59
Tabel 3.8:	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek.	59
Tabel 3.9:	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik.	59

Tabel 3.10:	Data <i>spektrum respon</i> berdasarkan SNI 1726:2012 kota Padang untuk tanah lunak.	61
Tabel 3.11:	Tabel kombinasi pembebanan untuk $\rho = 1.3$ dan $S_{DS} = 0.824$ .	62
Table 4.1:	Hasil berat sendiri bangunan per lantai struktur bangunan.	66
Tabel 4.2:	Rekapitulasi berat total per lantai struktur bangunan.	67
Tabel 4.3:	Waktu getar alami struktur bangunan.	67
Tabel 4.4:	Hasil persentase nilai perioda.	68
Tabel 4.5:	Nilai koefisien batas atas ( $C_u$ ).	69
Tabel 4.6:	Pengecekan nilai perioda.	69
Tabel 4.7:	Nilai $C_s$ yang digunakan.	70
Tabel 4.8:	Gaya geser nominal statik ekivalen ( $V$ ).	70
Tabel 4.9:	Nilai $F_{ix}$ dan $F_{iy}$ per lantai.	71
Tabel 4.10:	Gaya geser gedung tiap lantai.	71
Tabel 4.11:	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1 ( $\rho=1$ ).	72
Tabel 4.12:	Gaya geser respon spektrum stuktur bangunan.	73
Tabel 4.13:	Pengecekan gaya geser respon spectrum.	74
Tabel L.1:	Modal Participating Mass Ratio	
Tabel L.2:	Joint Reaction X	
Tabel L.3:	Joint Reaction Y	
Tabel L.4:	<i>Pushover</i> capacity curve awal.	
Tabel L.5:	<i>Pushover</i> capacity curve keruntuhan dinding awal torsi bawaan pada lantai.	
Tabel L.6:	<i>Pushover</i> capacity curve keruntuhan dinding awal torsi tak terduga pada lantai.	
Tabel L.7:	<i>Pushover</i> capacity curve keruntuhan dinding akhir torsi bawaan pada lantai.	
Tabel L.8:	<i>Pushover</i> capacity curve keruntuhan dinding akhir torsi tak terduga pada lantai.	



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1:	Pembagian sistem yang memiliki torsi menurut Paulay (1996): a) TURS, dan b) TRS.	9
Gambar 2.2:	a) Portal isi; b) Penopang diagonal bolak-balik (Saneinejad dan Hobbs, 1995).	11
Gambar 2.3:	Keseimbangan Gaya pada Portal Isi (Saneinejad dan Hobbs, 1995).	12
Gambar 2.4:	Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).	25
Gambar 2.5:	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik ( $S_S$ ) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan 5% (SNI 1726:2012).	25
Gambar 2.6:	Peta respon spektra percepatan 1,0 detik ( $S_1$ ) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).	26
Gambar 2.7:	Bentuk tipikal spektrum respon desain di permukaan tanah (SNI 1726:2012).	31
Gambar 2.8:	Metode <i>pushover</i> .	45
Gambar 2.9:	Spektrum respons desain (SNI 03-1726-2012).	47
Gambar 3.1:	Diagram alir penelitian.	50
Gambar 3.2:	Pemodelan gedung SRPM.	53
Gambar 3.3:	Denah struktur.	54
Gambar 3.4:	Pemodelan 3D portal dengan dinding pengisi.	54
Gambar 3.5:	Kurva respons spectrum kota Padang dengan kondisi tanah lunak.	60
Gambar 3.6:	Struktur arah xz dengan $y = 0$ m.	63
Gambar 3.7a:	Struktur arah xz dengan $y = 0$ m.	64
Gambar 3.7b:	Struktur arah xz dengan $y = 20$ m.	64
Gambar 3.8:	Titik tinjau rotasi pada lantai gedung.	65
Gambar 4.1:	Kurva <i>pushover</i> awal.	75
Gambar 4.2:	Kurva <i>pushover</i> keruntuhan dinding awal.	76
Gambar 4.3:	Diagram rotasi puncak per lantai untuk torsi bawaan pada keruntuhan dinding awal analisis <i>pushover</i> .	77
Gambar 4.4:	Diagram rotasi puncak per lantai untuk torsi tak terduga pada keruntuhan dinding awal analisis <i>pushover</i> .	77

Gambar 4.5:	Kurva <i>pushover</i> keruntuhan dinding akhir.	78
Gambar 4.6:	Diagram rotasi puncak per lantai untuk torsi bawaan pada keruntuhan dinding akhir analisis <i>pushover</i> .	79
Gambar 4.7:	Diagram rotasi puncak per lantai untuk torsi tak terduga pada keruntuhan dinding akhir analisis <i>pushover</i> .	77
Gambar 4.8:	Diagram rotasi per lantai untuk torsi bawaan pada keruntuhan dinding awal analisis respon spektrum.	80
Gambar 4.9:	Diagram rotasi per lantai untuk torsi tak terduga pada keruntuhan dinding awal analisis respon spektrum.	81
Gambar 4.10:	Diagram rotasi per lantai untuk torsi bawaan pada keruntuhan dinding akhir analisis respon spektrum.	82
Gambar 4.11:	Diagram rotasi per lantai untuk torsi tak terduga pada keruntuhan dinding akhir analisis respon spektrum.	82

## DAFTAR LAMPIRAN

- A.1 Perhitungan Beban Tambahan Perlantai Struktur Bangunan Dinding Bata
- A.2 Perhitungan Desain Sturt
- A.3 Perhitungan Kekakuan Diagonal Compresion Strut Saneinejad- Hobbs (1995).
- A.4 Output Tabel Modal Participsting Mass Ratio
- A.5 Output Tabel Joint Reaction
- A.6 *Output Tabel Pushover Capacity Curve*
- A.7 Diagram Rotasi Per Lantai

## DAFTAR SINGKATAN

3D	= 3 Dimensi
ASCE	= <i>American Society of Civil Engineers</i>
PBEE	= <i>Performance Based Earthquake Engineering</i>
CC	= <i>Corner Crushing</i>
CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
DC	= <i>Diagonal Compression</i>
DP	= Dinding Pengisi
IBC	= <i>Indoor Building Coverage</i>
PGA	= <i>Peak Ground Acceleration</i>
PGV	= <i>Peak Ground Velocity</i>
PPIUG	= Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung
S	= <i>Shear</i>
SNI	= Standar Nasional Indonesia
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Squares</i>
SRPM	= Struktur Rangka Pemikul Momen
SRPMK	= Gedung Struktur Beton Bertulang Dengan System Rangka Pemikul Momen Khusus
TBS	= <i>Torsionally Balanced System</i>
TRS	= <i>Torsionally Restraint System</i>
TUBS	= <i>Torsionally Unbalanced System</i>
TURS	= <i>Torsionally Unrestrained System</i>
IO	= <i>Immediate Occupancy</i>
LS	= <i>Life Safety</i>
CP	= <i>Collapse Prevention</i>

## DAFTAR NOTASI

$a$	= Tinggi penampang
$a$	= Lebar efektif strut
$b$	= Lebar penampang
$C$	= Gaya normal pada bidang kontak
$D$	= Diameter penampang
$E$	= Modulus elastisitas
$E_{fe}$	= Modulus elastisitas material portal
$E_{me}$	= Modulus elastisitas material dinding pengisi
$F$	= Gaya geser
$F_a$	= Faktor amplifikasi
$f_c$	= Tegangan tekan efektif dinding pengisi
$F_v$	= Faktor amplifikasi
$f'_c$	= Kuat tekan beton
$f_y$	= Kuat leleh tulangan baja
$H$	= Tinggi
$h$	= Panjang penampang
$h_c$	= Tinggi efektif kolom
$h_{col}$	= tinggi kolom diantara as-balok
$h_{inf}$	= tinggi dinding portal
$I$	= Momen Inersia
$I$	= Faktor keutamaan
$I_{col}$	= Inersia penampang kolom
$K$	= Kekakuan
$k$	= Eksponen yang terikat pada struktur
$L_{inf}$	= Panjang dinding pengisi
$MA/MC$	= Bending momen pada
$MA/MC$	= Bending momen pada
$M_{A,B,C}$	= Momen lentur di titik A, B, atau C
$M_{pc}/ M_{pb}$	= Tahanan momen plastis dari kolom dan balok
$M_{pj}$	= Tahanan momen plastis paling kecil dari balok
$M_T$	= Momen torsi

$N$	= Gaya aksial
$P$	= Beban terpusat
$q$	= Berat isi material
$R$	= Faktor modifikasi respon
$r$	= Jari-jari penampang
$r_{inf}$	= Panjang diagonal dinding pengisi
$S$	= Gaya geser
$S_a$	= Spectrum response
$S_{ds}$	= Parameter percepatan response spectrum periode pendek
$S_{d1}$	= Parameter percepatan response spectrum periode 1 detik
$S_{max}$	= Besarnya gaya geser dasar struktur saat mengalami leleh
$S_{ms}$	= Parameter response spectrum periode pendek
$S_{m1}$	= Parameter response spectrum periode 1 detik
$S_{MT}$	= Nilai $S_a$ dari gempa periode ulang 2500 tahun
$T$	= Kuat tarik tulangan
$T$	= Periode fundamental
$T_a$	= Periode fundamental pendekatan
$T_0$	= Period eawal
$t_{inf}$	= Tebal dinding pengisi
$V$	= Gaya geser dasar
$V_c$	= Gaya geser
$\rho$	= Rasio tulangan
$\emptyset$	= Faktor reduksi
$\Omega_0$	= Faktor kuat lebih sistem
$\tau_{zx,zy}$	= Tegangan geser
$\alpha$	= Prosentase panjang bidang kontak dari tinggi atau lebar portal
$\mu$	= Koefisien gesek panel-portal
$\beta_0$	= Nominal atau batas atas ( <i>upper-bound</i> )
$\tau$	= Tegangan kontak normal dan geser merata
$\theta$	= sudut diagonal tekan
$\Theta$	= sudut yang dibentuk diantara tinggi dan panjang dinding pengisi
$\lambda_1$	= koefisien yang digunakan untuk menentukan lebar efektif strut



# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Kebutuhan akan bangunan tahan gempa merupakan sebuah hal yang harus terpenuhi, khususnya untuk daerah-daerah dengan tingkat kerawanan gempa tinggi seperti di Indonesia. Berdasarkan pengalaman yang telah terjadi, keruntuhan bangunan akibat bencana gempa bumi menelan korban jiwa dalam jumlah yang cukup besar. Oleh karena itu, bangunan harus direncanakan untuk dapat memberikan kinerja minimal *life safety*, di mana bangunan diperbolehkan mengalami kerusakan namun tidak mengalami keruntuhan. Dengan demikian, kemungkinan timbulnya korban jiwa dapat diminimalisasi.

Tuntutan akan ketahanan terhadap gempa juga harus diperhatikan untuk bangunan-bangunan eksisting, khususnya bangunan-bangunan lama yang secara material telah mengalami degradasi, dan direncanakan dengan peraturan lama. Bangunan-bangunan seperti ini seringkali memiliki kerawanan gempa yang tinggi. Oleh karena itu, sebuah tindakan harus dilakukan untuk menghasilkan kinerja bangunan yang aman dengan tetap mempertahankan fungsi bangunan eksisting. Cara yang mungkin dilakukan adalah dengan melakukan perkuatan pada bangunan atau dengan membongkar dan mendirikan bangunan baru. Berdasarkan pertimbangan biaya dan waktu konstruksi, pilihan untuk melakukan perkuatan pada bangunan akan lebih menguntungkan, dengan catatan hasil evaluasi bangunan eksisting menunjukkan bahwa bangunan masih layak untuk diperkuat (Sri Haryono, 2010).

Kejadian gempa bumi menjadi suatu fenomena yang menarik untuk diteliti. Hingga saat ini dengan perkembangan teknologi yang cukup pesat namun belum satu pun gempa bumi yang dapat diprediksikan dan seberapa besar intensitas gempa yang terjadi. Fenomena ini menjadi bagian penting dan menarik bagi perencana teknik sipil dalam mendesain bangunan yang dapat bertahan dari pergerakan tanah yang disebabkan oleh gempa bumi. Konsep terbaru dalam perencanaan gempa saat ini adalah perencanaan berbasis kinerja yang dikenal

dengan *Performance Based Earthquake Engineering* (PBEE). Konsep perencanaan berbasis kinerja merupakan kombinasi dari aspek tahanan dan aspek layan. Konsep PBEE dapat digunakan untuk mendesain bangunan baru (*Performanced Based Seismic Design*) maupun mengevaluasi bangunan yang sudah ada (*Performanced Based Seismic Evaluation*). Dalam mendesain suatu struktur bangunan beton bertulang tahan gempa pada umumnya menggunakan konsep daktilitas, dimana dengan konsep ini suatu taraf pembebanan dengan factor reduksi terhadap beban gempa maksimum dapat dipakai sebagai beban gempa rencana, sehingga struktur dapat di desain secara lebih ekonomis.

Dalam pembahasan tentang gempa juga, torsi merupakan suatu hal yang sangat berbahaya terhadap struktur bangunan. Karena ketika gempa terjadi, pasti elemen balok dan kolom mengalami sendi plastis yang pertama kali, dengan adanya sendi plastis ini terjadilah perlemahan kolom dan balok karena kekuatannya sudah tidak sesuai dengan kekuatan awal, dan setiap perlemahan tentu saja dicurigai lantai akan mengalami torsi.

Hal-hal di atas telah memberikan beberapa gambaran akan pentingnya gaya torsi untuk ikut diperhitungkan dalam suatu perencanaan struktur bangunan. Maka dari itu, melalui tugas akhir ini penulis akan melakukan penelitian dengan judul “Evaluasi Torsi Tak Terduga pada Lantai Gedung Struktur SRPM Akibat Getaran Gempa berdasarkan gabungan Metode *Pushover* dengan Metode Respon Spektrum”.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Berdasarkan latar belakang di atas, maka dalam tugas akhir ini akan dilakukan evaluasi terhadap perilaku SRPM dengan DP (dinding pengisi) dan kemungkinan torsi tak terduga yang dapat ditimbulkannya dengan metode *analisa software*.

## **1.3 Batasan Masalah**

Agar permasalahan tidak meluas dan sesuai dengan sasaran yang ingin dicapai, maka perlu dibatasi permasalahannya. Adapun batasan masalah yang diberikan adalah sebagai berikut.

1. Hanya mempelajari perilaku elemen linier dari struktur SRPM yang mengalami torsi lantai saja, tidak termasuk kekakuan lantai dan simpangan antar lantai.
2. Bangunan difungsikan untuk bangunan perkantoran.
3. Tidak memperhitungkan pengaruh struktur bawah dan tangga.
4. Struktur berdiri di atas kondisi tanah lunak di kota Padang.
5. Struktur yang ditinjau adalah SRPM beton bertulang dengan 4 lantai dan 4 bentang.
6. Penyusunan tugas akhir ini berpedoman pada peraturan-peraturan sebagai berikut:
  - a. Menggunakan peraturan *SNI 2847 2013* untuk beton.
  - b. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung *SNI 1726 2012*.
  - c. Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain *SNI 1727 2013*.
  - d. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1987.

#### **1.4 Tujuan Penelitian**

Adapun tujuan dalam penelitian ini adalah:

1. Untuk mengetahui perilaku SRPM dengan DP (dinding pengisi) dan kemungkinan torsi bawaan dan torsi tak terduga yang dapat ditimbulkannya berdasarkan metode analisis *pushover* dan metode analisis respon spektrum.
2. Untuk mengetahui perbandingan hasil torsi bawaan dan torsi tak terduga yang terjadi berdasarkan metode analisis *pushover* dan metode analisis respon spektrum.

#### **1.5 Manfaat Penelitian**

Manfaat yang diperoleh dari penulisan skripsi ini adalah sebagai mahasiswa mampu memahami dan menggunakan program analisa struktur sebagai alat bantu dalam hal analisis struktur khususnya untuk torsi lantai. Bukan hanya itu saja,

dengan menghitung dalam kondisi non linier kita dapat mempelajari perilaku dari struktur SRPM.

## **1.6 Sistematika Penulisan**

Agar penulisan tugas akhir ini terstruktur dan jelas, maka tugas akhir ini terdiri dari beberapa bab. Adapun sistematika penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

### **BAB 1 PENDAHULUAN**

Berisikan tentang latar belakang, rumusan masalah, tujuan penulisan, batasan masalah dan sistematika penulisan.

### **BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA**

Berisikan tentang dasar teori dan peraturan yang mendukung dalam perencanaan struktur sehingga bias dipertanggung jawabkan kebenarannya.

### **BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN**

Berisikan tentang langkah-langkah kerja yang dilakukan untuk mendapatkan hasil yang diinginkan.

### **BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN**

Meliputi prosedur-prosedur dan hasil kerja.

### **BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN**

Merupakan bab penutup yang berisi kesimpulan dan saran.

## BAB 2

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Defenisi Torsi

Torsi merupakan efek momen termasuk putaran/puntiran yang terjadi pada penampang tegak lurus terhadap sumbu utama dari elemen. Beban lateral dapat mengakibatkan torsi pada bangunan ketika beban lateral tersebut cenderung memutar bangunan tersebut dengan arah vertikal. Hal ini terjadi ketika pusat beban tidak tepat dengan pusat kekakuan elemen vertical beban lateral system ketahanan struktur tersebut. Eksentrisitas diantara pusat kekakuan dan massa bangunan dapat menyebabkan gerakan torsi selama terjadinya gempa.

Torsi ini dapat meningkatkan displacement pada titik ekstrim bangunan dan menimbulkan masalah pada elemen penahan lateral yang berlokasi pada tepi gedung. Penelitian tentang kerusakan akibat gempa termasuk yang baru memiliki indikasi sering terjadi gerakan torsi yang menyebabkan masalah yang cukup serius pada bangunan. Pada batas elastic dari respon, gerakan torsi dihasilkan ketika pusat kekakuan struktur tidak bertepatan dengan pusat massanya. Struktur dengan ketidak tepatan pusat massa dan kekakuan akan menjadi struktur yang tidak simetris atau struktur dengan ketidak seimbangan torsi, dan gerakan torsi dapat disebabkan oleh ketidak simetrisan atau ketidak seimbangan sehingga menjadi seperti puntiran natural. Ketidak simetrisan pada kenyataannya ada dalam struktur simetris secara nominal karena ketidak pastian dalam evaluasi pusat massa dan kekakuan, ketidak tepatan dalam ukuran dimensi elemen structural atau ketiadaan data dalam material properties seperti modulus elastisitas. Torsi juga dihasilkan dari gerakan rotasi dalam tanah pada arah sumbu vertikal. Torsi ini timbul dari factor asimetris dan gerakan rotasi tanah yang bersamaan sehingga menyebabkan torsi secara kebetulan.

Gempa bumi tidak bisa ditebak kapan akan terjadi. Oleh karena itu, cara yang efektif untuk mengurangi resiko kerusakannya adalah dengan kesiapan akan terjadinya bencana itu sendiri.

Struktur gedung umumnya dimodelkan dalam bentuk system rangka pemikul momen (SRPM) terbuka atau portal terbuka dengan lantai dianggap sebagai diafragma dan dinding pasangan bata umumnya dianggap sebagai elemen non struktural. Padahal keberadaan dinding ini menambah kekakuan lateral pada struktur tersebut. Kondisi ini juga menyebabkan terjadinya eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga menimbulkan torsi pada lantai

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah salah satu system struktur utama dalam menahan gaya-gaya lateral, baik itu gaya lateral akibat gempa maupun angin. SRPM ini dikenal cukup baik dalam memberikan sistem yang daktil namun sayangnya kurang baik dalam memberikan kekakuan lateral, khususnya untuk bangunan-bangunan yang tinggi. Untuk itu SRPM sering “dikawinkan” dengan system lain (*dual system*) agar kekakuan lateralnya menjadi lebih baik, seperti SRPM dengan dinding struktural ataupun SRPM dengan bresing. Simpangan antar tingkat yang relative besar pada tingkat-tingkat bawah di SRPM akan menjadi mengecil dengan *dual system*. Pemakaian dinding structural ataupun struktur bresing harus hati-hati karena dapat memberikan masalah baru kepada system secara keseluruhannya itu masalah torsi. Torsi ini terjadi akibat posisi pusat massa tidak lagi berhimpit dengan pusat kekakuan pada bidang lantai. Dengan kata lain torsi ditimbulkan oleh adanya eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan, sehingga gaya inersia yang terjadi di pusat massa harus ditahan oleh pusat kekakuan secara berjauhan sehingga menyebabkan rotasi pada lantai.

Dengan menganalogikan kondisi di atas, sebuah gedung bertingkat rendah yang memiliki kondisi geometri struktur horizontal yang simetris dapat juga mengalami masalah torsi pada kondisi aktualnya. Hal ini disebabkan oleh adanya persepsi dalam perencanaan yaitu selalu menganggap gedung sebagai SRPM terbuka (portal terbuka) tanpa memasukkan dinding pasangan bata (DB) sebagai elemen struktural. Pada umumnya DB dianggap sebagai elemen non structural adalah karena kemampuannya yang dianggap kecil dalam memikul beban gravitasi dan juga beban lateral. Padahal bila DB terpasang sangat rapat dengan SRPM maka DB dapat memberikan kekakuan lateral tambahan untuk mengurangi simpangan akibat gaya lateral (Tomazevic, 1999).



Torsi aktual adalah torsi yang sebenarnya terjadi pada bidang lantai bangunan. Torsi actual dapat dikatakan torsi tak terduga oleh perencana, walaupun lebih tepat disebut torsi bawaan yang nampak nyata tetapi diabaikan, atau tidak teridentifikasi, atau bahkan tidak direncanakan dengan benar oleh perencana.

## 2.2 Torsi pada Bidang Lantai Struktur Gedung

Torsi pada bidang lantai struktur gedung umumnya dikaitkan kepada isu ketidak beraturan (*assymmetric*) bangunan secara horizontal akibat tidak berhimpitnya letak pusat massa dengan pusat kekakuan dan pusat kekuatan (gaya). Karena struktur direncanakan secara daktail maka letak pusat kekuatan menjadi isu penting juga di dalam masalah torsi. Hal ini disebabkan karena respon tidak elastis sebuah sistem SRPM, akibat terjadinya sendi plastis, dapat menimbulkan efek torsi pada lantai sehingga memperbesar peluang kegagalan struktur (Paulay, 1997). Torsi juga dikaitkan kepada isu ketidakpastian (*uncertainties*) dalam perencanaan seperti ketidakpastian eksentrisitas antara letak pusat massa, kekakuan, dan kekuatan. Ketidakpastian getaran juga dapat menimbulkan torsi seperti yang diakibatkan oleh getaran rotasi pada perletakan struktur yang mengakibatkan terjadinya getaran torsi. Torsi akibat ketidakpastian ini, disebut *accidental torsion* di dalam peraturan bangunan tahan gempa dan harus ditinjau bila analisa gaya lateral gempa menggunakan metode statik ekuivalen.

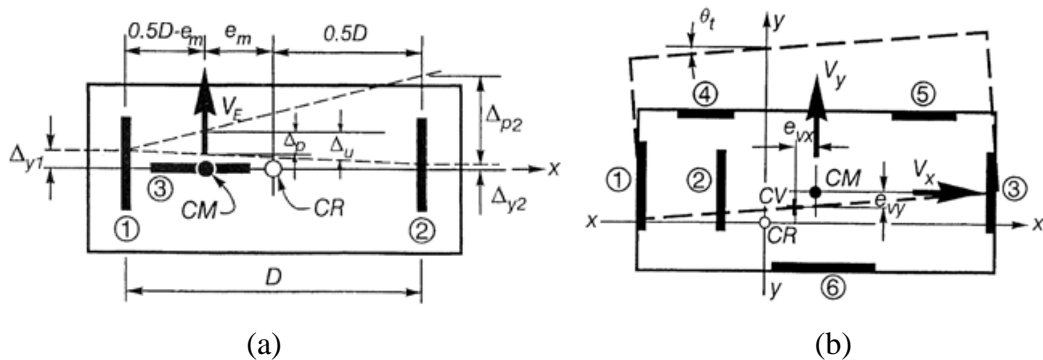
Di dalam sistem yang tidak simetris (tidak beraturan), bagian pada denah lantai dibagi kepada 2 bagian berdasarkan perilaku deformasinya yaitu sisi fleksibel dan sisi kaku. Sisi fleksibel adalah sisi yang terjauh dengan pusat kekakuan dan sisi ini akan mengalami deformasi lateral yang lebih besar dibanding dengan sisi kaku. Pada sistem yang tidak elastis, nilai daktilitas yang terjadi pada kedua sisi ini bisa berbeda 2 kali lipat sehingga tingkat kerusakan yang akan terjadi bila terkena gempa juga akan berbeda drastis (Stathopoulos dan Anagnostopoulos, 2005).

Paulay (1996) membedakan 2 jenis perilaku sistem yang memiliki torsi ketika menerima gaya gempa yaitu sistem yang torsinya terkekang (*torsionally restraint system*, disingkat TRS) dan sistem yang torsinya tidak terkekang (*torsionally unrestrained system* disingkat TURS). Kedua jenis ini dikaitkan kepada ketahanan

elemen penahan gaya lateral setelah mengalami leleh dalam menahan gaya torsi. Jenis perilaku ini berbeda dengan penggolongan klasik yang diberikan untuk sistem torsi, yaitu sistem yang torsinya seimbang (*torsionally balanced system* atau TBS) dan sistem yang torsinya tidak seimbang (*torsionally unbalanced system* atau TUBS). TBS adalah sistem struktur yang simetris atau sistem yang memiliki letak pusat massa dan pusat kekakuan berhimpitan, sedangkan TUBS adalah struktur tidak simetris karena memiliki eksentrisitas antara letak pusat masa dan pusat kekakuan.

Ilustrasi TURS dan TRS menggunakan dinding struktural sebagai elemen penahan gaya lateral ditunjukkan pada Gambar 2.1. Sistem dikatakan TURS bila elemen (penahan gaya lateral) yang bekerja pada arah berlawanan dengan arah gaya akibat gempa,  $V_E$ , (elemen 3 pada Gambar 2.1a) tidak memiliki ketahanan terhadap torsi, setelah elemen lain yang searah gaya  $V_E$  (elemen 1 dan 2 pada Gambar 2.1a) mengalami leleh. Sistem dikatakan TRS bila ada elemen (penahan gaya lateral), dengan eksentrisitas ke pusat massa, yang bekerja pada arah yang berlawanan dengan arah gaya gempa memiliki ketahanan terhadap gaya lateral dan torsi (Gambar 2.1b).

Pembagian ini diperkenalkan dalam masalah torsi adalah karena ada parameter lain selain kekakuan yang dapat mempengaruhi putaran pada lantai, yaitu parameter ketahanan atau gaya. Artinya bila gaya lateral nominal elemen, yang bekerja menahan gaya akibat gempa, tidak terdistribusi dengan merata (ada eksentrisitas terhadap letak pusat massa), maka gaya-gaya ini dapat mempengaruhi torsi pada lantai.



Gambar 2.1: Pembagian sistem yang memiliki torsi menurut Paulay (1996): a) TURS, dan b) TRS.

### 2.3 Torsi Bawaan

Untuk diafragma yang tidak fleksibel, distribusi gaya lateral di masing-masing tingkat harus memperhitungkan pengaruh torsi bawaan,  $Mt$ , yang dihasilkan oleh eksentrisitas antara lokasi pusat massa dan pusat kekakuan. Untuk diafragma fleksibel, distribusi gaya ke elemen vertikal harus memperhitungkan posisi dan distribusi massa yang didukung.

### 2.4 Torsi Tak Terduga

Jika diafragma tidak fleksibel, desain harus menyertakan torsi bawaan ( $Mt$ ) (kN) yang dihasilkan lokasi massa struktur ditambah momen tak terduga ( $Mta$ ) (kN) yang diakibatkan oleh perpindahan pusat massa dari lokasi aktualnya yang diasumsikan pada masing-masing arah dengan jarak sama dengan 5 persen dimensi tegak lurus terhadap arah gerak yang diterapkan.

Jika gaya gempa diterapkan secara serentak dalam dua arah orthogonal, perpindahan pusat massa 5 persen yang disyaratkan tidak perlu diterapkan kedalam kedua arah orthogonal pada saat bersamaan, tetapi harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh yang lebih besar.

### 2.5 Dinding Pengisi

Dinding pengisi yang digunakan dalam penelitian ini berupa dinding bata merah, hal ini dikarenakan bata merah memiliki harga yang ekonomis, mudah didapat dan tahan terhadap cuaca. banyak digunakan pada bangunan-bangunan di wilayah Negara Indonesia. Hal ini dikarenakan bata merah memiliki harga yang ekonomis, mudah didapat dan tahan terhadap cuaca.

Dinding pengisi bata biasa digunakan pada struktur bangunan beton bertulang ataupun struktur bangunan baja. Dinding dapat menutupi tembok bangunan secara

keseluruhan dan ada juga yang memiliki bukaan untuk pintu dan jendela. Namun dalam perencanaan struktur bangunan, dinding pengisi hanya diperlukan sebagai sekat atau partisi tanpa fungsi struktural. Padahal apabila terjadi gempa dinding pengisi dapat mempengaruhi kekakuan dan kekuatan struktur yang efeknya kadang tidak menguntungkan pada struktur tersebut sehingga dapat menimbulkan kerusakan (Dewobroto, 2005).

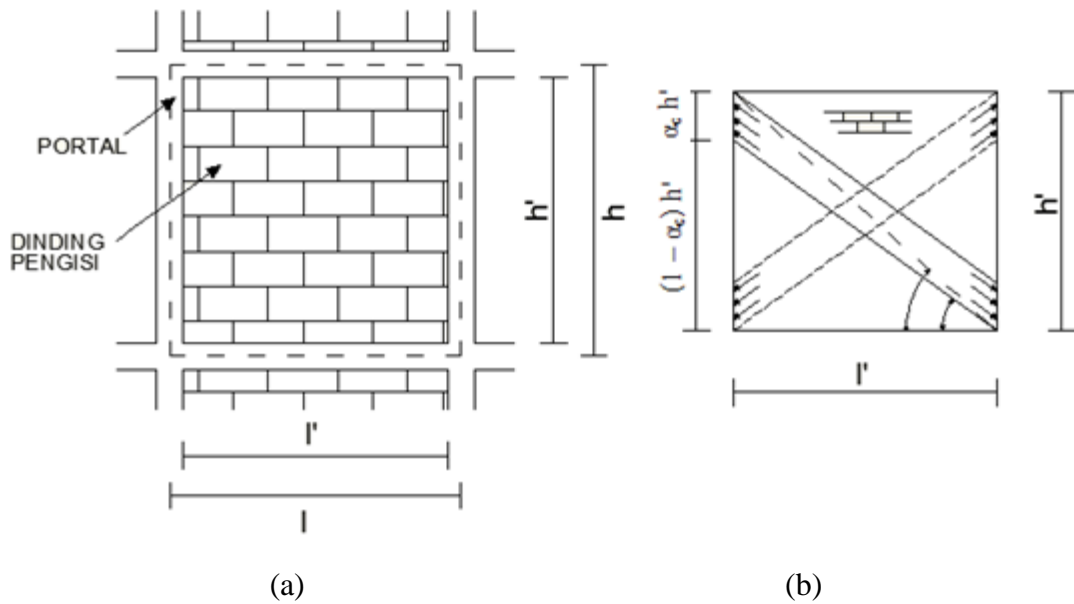
## **2.6 Diagonal Tekan Ekivalen (*Equivalent Diagonal Strut*) Saneinejad-Hobbs**

### **2.6.1 Perinsip Analisis**

Portal-isi dapat dianggap sebagai portal tidak bergoyang (*braced framed*), dimana dinding pengisi akan berfungsi sebagai diagonal tekan ekivalen (*equivalent diagonal strut*).

Diagonal tekan ekivalen hanya kuat terhadap gaya tekan saja. Pengaruh beban lateral bolak-balik akibat gempa dapat diatasi dengan terbentuknya diagonal tekan pada arah lain yang juga mengalami tekan. Apabila properti mekanik (*Ad* dan *Ed*) dari diagonal tekan ekivalen dapat dicari maka portal-isi dapat dianalisis sebagai “portal terbuka dengan diagonal tekan ekivalen”, tentu saja “diagonal” harus ditempatkan sedemikian agar hanya mengalami tekan saja. Properti mekanik yang dicari dengan metode tersebut didasarkan pada kondisi kerutuhan yang bersifat non-linier dan sekaligus diperoleh juga resistensi atau kuat nominal dari diagonal tekan ekivalen.

Dengan konsep perencanaan berbasis kuat batas atau beban terfaktor, selanjutnya portal berpenopang ekivalen (*equivalent braced frame*) dapat dianalisis dengan cara manual atau komputer sebagai portal berpenopang biasa (*ordinary braced frame*) (Dewobroto, 2005), yang dapat dilihat pada (Gambar 2.2).



Gambar 2.2: a) Portal isi; b) Penopang diagonal bolak-balik (Saneinejad dan Hobbs, 1995).

### 2.6.2 Asumsi Dasar

Untuk mendapatkan properti mekanik dari diagonal tekan ekivalen yang bersifat lowerbound yang konsisten dan rasional, Saneinejad dan Hobbs (1995) berdasarkan test percobaan dan penelitian analitis “m.e.h” mengambil asumsi berikut sebagai dasarnya:

1. Deformasi lateral terjadi sebanding dengan besarnya beban lateral yang ada sampai sesuatu batas dimana dinding pengisi secara bertahap hancur dan kekuatannya akan drop akibat daktilitas dinding yang terbatas. Ada tiga mode kehancuran yang teridentifikasi secara jelas pada portal-isi akibat pembebanan lateral, yaitu:
  - a. *Corner crushing* (CC); bagian sudut hancur, minimal salah satu ujung diagonal.
  - b. *Diagonal compression* (DC); dinding pengisi hancur pada bagian tengah diagonal.

c. *Shear* (S); keruntuhan geser arah horizontal pada nat sambungan dinding. Timbulnya retak diagonal sejajar arah gaya bukan indikasi kehancuran tetapi hanya digunakan sebagai persyaratan batas untuk kondisi layan.

2. Panjang blok tegangan esak yang diusulkan tidak lebih dari 0.4 tinggi panel pengisi, seperti Pers. 2.1:

$$\alpha_c h \leq 0,4h' \text{ dan } \alpha_b l \leq 0,4h' \quad (2.1)$$

Dimana  $\alpha$  = prosentase panjang bidang kontak dari tinggi atau lebar portal, sub-skrip c = kolom dan b = balok. Notasi  $h$  atau  $l$  untuk jarak as-ke-as portal; sedangkan  $h'$  dan  $l'$  = jarak bersih panel, lihat Gambar 2.2.

3. Interaksi panel/dinding pengisi dengan portal ditunjukkan dengan besarnya gaya geser yang diperoleh dari rumus Pers. 2.2 berikut:

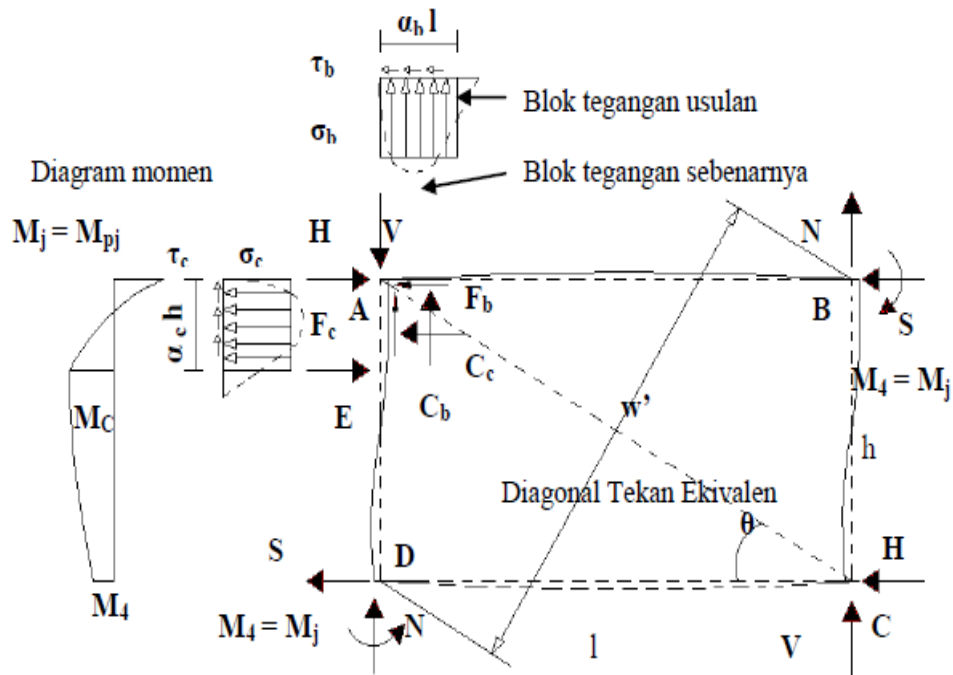
$$F_e = \mu \cdot r^2 \cdot C_c \text{ dan } F_b = \mu \cdot r^2 \cdot C_b \quad (2.2)$$

Dimana  $\mu$  = koefisien gesek panel-portal;  $C$  = gaya normal pada bidang kontak;  $F$  = gaya geser (lihat Gambar 2.3); sub-skrip c = kolom dan b = balok;  $r = h/l < 1.0$

4. Terjadinya sendi plastis pada bagian sudut yang dibebani umumnya terjadi pada beban puncak (peak load) dan dapat dituliskan seperti Pers. 2.3 berikut:

$$M_A = M_C = M_{pj} \quad (2.3)$$

Dimana  $M_A$  dan  $M_C$  = bending momen pada sudut yang dibebani (titik A dan C pada Gambar 2.3);  $M_{pj}$  = tahanan momen plastis paling kecil dari balok, kolom atau sambungan, disebut *joint resisting moment*.



Gambar 2.3: Keseimbangan Gaya pada Portal Isi (Saneinejad dan Hobbs, 1995).

5. Karena dinding pengisi mempunyai daktilitas yang terbatas, maka deformasi portal pada beban puncak juga terbatas kecuali pada bagian sudut yang dibebani, dengan demikian portal masih dalam kondisi elastic, seperti Pers. 2.4 dan 2.5.

$$M_B = M_D = M_j < M_{pj} \quad (2.4)$$

$$M_c = \beta_c M_{pc} ; M_b = \beta_b M_{pb} \quad (2.5)$$

Dimana  $M_B$  dan  $M_D$  = bending momen pada sudut yang tidak dibebani (titik B dan D pada Gambar 2.3);  $M_j$  = merujuk pada salah satu nilai tersebut;  $M_c$  dan  $M_b$  = momen elastis terbesar yang ada pada kolom (c) dan balok (b); dan  $M_{pc}$  dan  $M_{pb}$  = tahanan momen plastis dari kolom dan balok. Saneinejad dan Hobb, (1995) menetapkan Pers. 2.6 berikut:

$$\beta_c \leq \beta_0 = 0.2 \text{ dan } \beta_b \leq \beta_0 = 0.2 \quad (2.6)$$

Dimana  $\beta_0$  = nominal atau batas atas (*upper-bound*), nilai dari faktor reduksi  $\beta$ .

## 2.6.3 Penurunan Rumus

### 2.6.3.1 Kondisi Keseimbangan

Gambar 2.2 memperlihatkan keseimbangan gaya balok atas dan kolom kiri dari portal-isi dengan beban diagonal sampai beban puncak (*peak*). Dalam analisisnya, dianggap bagian tepi dinding berada pada garis netral portal, sehingga  $h' = h$  dan  $l' = l$ . gaya interaksi dianggap terdistribusi merata sepanjang panjang bidang kontak ekuivalen yang diusulkan, yaitu  $ach$  dan  $abl$ . Panjang bidang kontak aktual harus diatur agar sesuai dengan blok tegangan persegi yang diusulkan. Keseimbangan gaya pada portal-isi menjadi seperti Pers. 2.7a, b, dan c:

$$V = H \tan \theta \quad (2.7a)$$

$$H = C_c + F_b + 2S \quad (2.7b)$$

$$V = C_b + F_c + 2N \quad (2.7c)$$

Sedangkan keseimbangan rotasi dari portal isi akan memenuhi Pers. 2.8, 2.9, 2.10:

$$C_c \left( \frac{h}{2} - \alpha_c \frac{h}{2} \right) - F_c \frac{1}{2} - C_b \left( \frac{1}{2} - \alpha_b \frac{1}{2} \right) + F_b \frac{h}{2} = 0 \quad (2.8)$$

dimana

$$C_c = \sigma_c t \alpha_c h; C_b = \sigma_b t \alpha_b l \quad (2.9a,b)$$

$$F_c = \tau_c t \alpha_c h; F_b = \tau_b t \alpha_b l \quad (2.10a,b)$$

dimana  $H$  dan  $V$  = komponen horizontal dan vertikal dari gaya luar;  $S$  dan  $N$  = gaya geser dan gaya aksial berturut-turut sepanjang bidang kontak dari kolom;  $\sigma$  dan  $\tau$  = tegangan kontak normal dan geser merata yang diusulkan dari dinding pengisi; dan  $\theta$  = sudut diagonal tekan.

### 2.6.3.2 Gaya-gaya Portal

Jika statis momen gaya-gaya yang beraksi pada kolom dan balok diambil terhadap titik A (lihat Gambar 2.3) dan diselesaikan untuk geser dan gaya aksial kolom akan menghasilkan pers. 2.11a, dan b:



$$S = -0.5\sigma_c t \alpha_c^2 h + \left( \frac{M_{pj} + M_j}{h} \right) \quad (2.11a)$$

$$S = -0.5\sigma_b t \alpha_b^2 l + \left( \frac{M_{pj} + M_j}{l} \right) \quad (2.11b)$$

Catatan,  $S$  dan  $N$  juga mewakili gaya aksial dan geser diluar bidang kontak dari balok, untuk mendapatkan keseimbangan dari nodal yang tidak dibebani. Pengaruh  $M_j$  terhadap beban runtuh umumnya yaitu kurang dari 2% sehingga dapat diabaikan (Saneinejad dan Hobb, 1995).

### 2.6.3.3 Beban Runtuh

Jika gaya kontak  $C_c$  dan  $F_b$  dan juga gaya geser kolom  $S$  dari Pers. 2.9a, 2.10b dan 2.11a disubstitusikan Pers. 2.7b maka hasilkan beban runtuh (*collapse load*) seperti Pers. 2.12 berikut:

$$H = \sigma_c t (1 - \alpha_c) \alpha_c h + \tau_b t \alpha_b l + 2 \left( \frac{M_{pj} + M_j}{h} \right) \quad (2.12)$$

### 2.6.3.4 Tegangan Kontak Nominal

Pada beban puncak, dinding pengisi yang mengalami kerusakan (*failure*) akibat kombinasi tegangan normal dan geser beraksi pada bidang kontak dibagian sudut yang dibebani. Kriteria leleh terkenal Tresca hexagonal yang dijelaskan Chen (1982) secara matematik mencukupi untuk menunjukkan kombinasi tegangan tersebut, seperti Pers. 2.13 berikut:

$$\sigma^2 + 3\tau^2 = f_c^2 \quad (2.13)$$

Dimana  $f_c$  = tegangan tekan efektif dari dinding pengisi, bilamana tegangan tersebut dapat dianggap sebagai blok tegangan persegi seperti terlihat pada (Gambar 2.3), maka Pers 2.2 dapat juga ditulis dalam terminologi tegangan kontak seperti Pers. 2.14 berikut:

$$\tau_c = \mu \cdot r^2 \cdot \sigma_c ; \tau_b = \mu \cdot \sigma_b \quad (2.14)$$

Dengan mengkombinasikan Pers. 2.13 dan Pers. 2.148 dapat diperoleh nilai batas atas (*upper-bound*) nominal dari tegangan normal kontak seperti Pers. 2.15 berikut:

$$\sigma_{c0} = \frac{f_c}{\sqrt{1+3\mu^2 r^4}} ; \sigma_{b0} = \frac{f_c}{\sqrt{1+3\mu^2}} \quad (2.15)$$

### 2.6.3.5 Panjang Bidang Kontak Portal – Dinding Isi

Solusi eksak matematik untuk menghitung panjang bidang kontak portal–dinding isi relatif kompleks dan perlu trial-error, sehingga perlu cara pendekatan tetapi relatif teliti. Pada Gambar 2.3, tanda slope dari diagram momen pada kolom terletak pada lokasi yang relatif berdekatan dengan daerah pemisahan portal dengan dinding-isi yang diusulkan yaitu titik E. Dengan demikian, gaya geser pada titik E relatif kecil dan dapat diabaikan. Statis momen dari gaya-gaya yang bekerja pada kolom sepanjang E-A adalah seperti Pers. 2.16a berikut:

$$M_{pj} + M_c - 0.5(\alpha_c h)^2 \sigma_c t = 0 \quad (2.16a)$$

Hubungan yang serupa juga dapat dituliskan untuk komponen balok yaitu seperti Pers. 2.16b berikut:

$$M_{pj} + M_c - 0.5(\alpha_c h)^2 \sigma_c t = 0 \quad (2.16b)$$

Substitusikan  $M_c$  dan  $M_b$  dari Pers 2.5 ke Pers. 2.16, sehingga panjang bidang kontak dapat diperoleh Pers. 2.17 berikut:

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\beta_c M_{pc}}{\tau_c t}} \leq 0.4h' \quad (2.17a)$$

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\beta_b M_{pb}}{\tau_b t}} \leq 0.4l' \quad (2.17b)$$

Salah satu apakah  $\beta_c$  atau  $\beta_b$  akan mendekati nilai batas atas,  $\beta_0 = 0.2$ , pada saat bidang kontak yang dimaksud mengembangkan tegangan normal nominal yang berkaitan. Sehingga panjang bidang kontak dapat dianggap bernilai sembarang. Substitusikan nilai nominal dan dikombinasikan dengan Pers. 2.1 akan menghasilkan Pers. 2.18 berikut:

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\beta_0 M_{pc}}{\tau_{c0} t}} \leq 0.4h' \quad (2.18a)$$

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\beta_0 M_{pb}}{\tau_{b0} t}} \leq 0.4l' \quad (2.18b)$$

### 2.6.3.6 Tegangan Kontak

Kerusakan (*failure*) dinding pengisi pada sudut yang dibebani tidak perlu terjadi pada bidang pertemuan balok dan kolom secara bersamaan. Maka Pers. 2.15 hanya menjadi batas atas nominal tegangan kontak. Memasukkan Pers 2.9 dan 2.10 ke Pers 2.2 akan memberikan Pers. 2.19 berikut:

$$\sigma_b \alpha_b (1 - \alpha_b - \mu r) = r^2 \sigma_c \alpha_c (1 - \alpha_c - \mu r) \quad (2.19)$$

Hubungan diatas hanya akan terpenuhi pada bidang kontak yang sebenarnya, dihasilkan dari tegangan kontak nominal pada Pers. 2.1 seperti Pers. 2.20 dan Pers. 2.21 berikut:

Jika

$$A_c > A_b \text{ maka } \sigma_b = \sigma_{b0} \text{ dan } \sigma_c = \sigma_{c0} \left( \frac{A_b}{A_c} \right) \quad (2.20a)$$

Jika

$$A_c < A_b \text{ maka } \sigma_c = \sigma_{c0} \text{ dan } \sigma_b = \sigma_{b0} \left( \frac{A_c}{A_b} \right) \quad (2.20b)$$

dimana

$$A_c = r^2 \sigma_{c0} \alpha_c (1 - \alpha_c - \mu r) \text{ dan } A_b = r^2 \sigma_{b0} \alpha_b (1 - \alpha_b - \mu r) \quad (2.21a, b)$$

### 2.6.3.7 Beban Runtuh Ultimate

Ketika lendutan portal bertambah setelah melampaui beban puncak, dinding pengisi akan kehilangan kekuatannya karena sifatnya alaminya getas (*brittle*). Meskipun demikian,  $M_j$  akan meningkat sampai tahanan momen plastis pada

sumbangan  $M_{pj}$ . Karena pada Pers. 2.12 sumbangan tahanan dari dinding pengisi dan portal diberikan secara terpisah maka beban runtuh *ultimate* menjadi seperti Pers. 2.22 berikut:

$$H_u = \frac{4M_{pj}}{h} \quad (2.22)$$

Yaitu menunjukkan kekuatan portal tanpa dinding pengisi.

### 2.9.3.8 Beban Lateral Penyebab Retak pada Dinding Pengisi

Beban lateral penyebab retak dinding dapat didekati dengan Pers. 2.23a berikut:

$$H_u = 2\sqrt{2}th'f_1\cos^2\theta \quad (2.23a)$$

Selanjutnya kontribusi portal dipertimbangkan dengan menganggap bahwa prosentasi yang diterima portal pada waktu meninjau retak nilainya sama dengan prosentasi yang diterima portal pada waktu beban runtuh total sehingga dapat ditulis seperti Pers. 2.23 berikut:

$$H_t = H_{ti} \frac{H}{C_c + F_b} \text{ dimana } \frac{H}{C_c + F_b} \geq 1.0 \quad (2.23b)$$

### 2.6.3.9 Perpindahan Lateral

Membandingkan dengan diagram beban-lendutan yang dihasilkan dalam analisa NLFE maka Saneinejad dan Hobb (1995) mencari hubungan empiris untuk memprediksi perpindahan lateral pada beban puncak dan hasilnya adalah seperti Pers. 2.24 berikut:

$$\Delta_h = 5.8\varepsilon_c h \cos\theta (\alpha_c^2 + \alpha_b^2)^{0.333} \quad (2.24)$$

### 2.6.3.10 Kekakuan (*stiffness*)

Kekakuan sekan portal-isi pada saat beban puncak didefinisikan seperti Pers. 2.25a berikut:

$$K = \frac{H}{\Delta_h} \quad (2.25a)$$

Diagram beban-lendutan portal-isi adalah berbentuk parabolik, sedangkan kekakuan awal (*initial*) dari portal-isi didekati sebagai dua kali nilai kekakuan secant dan hal tersebut sudah dibuktikan dengan NLFE (Saneinejad dan Hobbs, 1995), seperti Pers. 2.25b berikut:

$$K_0 = 2 \frac{H}{\Delta_h} \quad (2.25b)$$

Perpindahan lateral portal-isi dipengaruhi oleh adanya celah atau *gap* antara panel dan portal, sedangkan nilai-nilai diatas dianggap tidak ada gap (rapat), walaupun ada dianggap cukup kecil sehingga relatif diabaikan.

## 2.6.4 Metode Perencanaan Umum

### 2.6.4.1 Metode Dasar

Portal-isi tunggal yang dibebani secara diagonal sampai tahap puncak ternyata tidak mengalami mekanisme keruntuhan plastis, tetapi hanya mengalami lentur yang besarnya tidak terlalu signifikan yaitu pada sudut yang tidak dibebani. Selanjutnya diketahui bahwa perilaku portal-isi yang terdiri dari panel ganda hampir sama dan disimpulkan bahwa perilaku portal-isi dengan panel tunggal sama dengan perilaku portal-isi dengan banyak panel seperti yang terdapat pada gedung bertingkat. Konklusi yang dapat diambil bahwa apabila properti mekanik dinding pengisi diperoleh maka selanjutnya dapat dimodelkan sebagai batang diagonal tekan pengganti dan dianalisis seperti struktur rangka umumnya.

### 2.6.4.2 Diagonal Tekan Ekivalen

Diakitkan dengan struktur portal bertingkat dengan dinding pengisi,  $M_j$  dapat dihilangkan dari Pers. 2.16, sehingga daya dukung horizontal dari portal isi adalah seperti Pers. 2.26 berikut:

$$H = \sigma_c t (1 - \alpha_c) \alpha_c h + \tau_b t \alpha_b l + \left( \frac{2M_{pj}}{h} \right) \quad (2.26)$$

Term ke-1 dan ke-2 adalah tahanan dinding pengisi, lalu term ke-3 adalah tahanan portal yang dibebani sampai kondisi batas. Dengan demikian bagian dinding pengisi dapat digantikan dengan tahanan penopang ekuivalen seperti Pers. 2.27 berikut

$$H = R \cos \theta \left( \frac{2M_{pj}}{h} \right) \quad (2.27)$$

Sedangkan R tergantung dari tiga macam keruntuhan yang terjadi dan dipilih yang paling kecil (menentukan).

**a. Keruntuhan Sudut / Ujung Diagonal (CC = *Corner Crushing*)**

Mode keruntuhan sudut atau ujung diagonal (CC = *corner crushing*) makatahanan diagonal dapat dihitung dari Pers. 2.28 berikut:

$$R = R_{CC} = \frac{(1-\alpha_c)\alpha_c t h \sigma_c + \alpha_b t l \sigma_b}{\cos \theta} \quad (2.28)$$

**b. Keruntuhan Tekan Diagonal (DC = *Diagonal Compression*)**

Dinding pengisi yang langsing dapat mengalami keruntuhan tekan diagonal ditengah panel. Kehancuran tersebut akibat ketidak-stabilan dinding pengisi akibat timbulnya diagonal tekan yang besarnya dapat dihitung dari Pers. 2.29 berikut:

$$R = R_{DC} = \frac{0.5 h t f_a}{\cos \theta} \quad (2.29)$$

Kuat tekan aktual dinding masonri tergantung dari arah tegangan tetapi pendekatan dengan kuat prisma  $f'_m$  dari ACI 530-88 dapat digunakan seperti Pers. 2.30 berikut:

$$f_a = f_c \left[ 1 - \left( \frac{l_{eff}}{40t} \right)^2 \right], \text{ dimana } f_c = 0.6 \emptyset \cdot f'_m \text{ dengan } \emptyset = 0.65 \quad (2.30)$$

Panjang efektif pita diagonal tergantung dari panjang bidang kontak dan geometri panel pengisi dan secara konservatif dapat diambil seperti Pers. 2.31 berikut:

$$l_{eff} = \sqrt{(1 - \alpha_c)^2 h'^2 + l'^2} \quad (2.31)$$

### c. Keruntuhan Geser

Dinding pengisi dari masonri dapat mengalami retak horizontal sepanjang panel akibat gaya geser yang berlebihan. Gaya geser horizontal total yang menyebabkan keruntuhan (S) dapat dihitung seperti Pers. 2.32 berikut:

$$H_s = \frac{\gamma v l'}{1 - 0.45 \tan \theta'} < 0.83 \gamma t l' \quad (2.32)$$

Gaya diagonal tekan yang berkesuaian dengan gaya horizontal tersebut adalah seperti Pers. 2.33 berikut:

$$R = R_s = \frac{\gamma v l'}{(1 - 0.45 \tan \theta') \tan \theta} < \frac{0.83 \gamma t l'}{\cos \theta} \quad (2.33)$$

Dimana  $v$  diambil 0.25 MPa dan 0.41 MPa masing-masing untuk dinding masonri tanpa grouting dan dengan grouting, sedangkan  $\tan \theta' = (\alpha - \alpha_c) h' / l'$ . Sehingga didapat Pers. 2.34 berikut:

$$A_d = \frac{(1 - \alpha_c) \alpha_c t h \frac{\sigma_c}{f_c} + \alpha_b t l' \frac{\tau_b}{f_c}}{\cos \theta} \leq 0.5 \frac{t h \frac{f_a}{f_c}}{\cos \theta} \leq \frac{\gamma v t l'}{(1 - 0.45 \tan \theta') f_c} \leq \frac{0.83 \gamma t l'}{f_c \cos \theta} \quad (2.34)$$

#### 2.6.4.3 Kekakuan Diagonal Tekan Ekivalen

Modulus elastisitas seakan dari diagonal tekan ekivalen pada kondisi beban puncak dihitung seperti Pers. 2.354 berikut:

$$E_d = \frac{f_c}{\varepsilon_c} = \frac{d f_c}{\Delta d} \quad (2.35)$$

dimana  $\Delta d = \Delta h \cos \theta$  dan  $d$  = panjang diagonal panel

Dengan mengganti  $\Delta y$  dan  $d$  maka rumus di atas dapat ditulis dalam bentuk lendutan horizontal puncak seperti Pers. 2.36 berikut:

$$E_d = \frac{h f_c}{\Delta h \cos^2 \theta} \quad (2.36)$$

Modulus elastisitas (*initial*) yang digunakan pada analisis dapat diambil dua kali nilai modulus secant seperti Pers. 2.37 berikut:

$$E_{d0} = \frac{2hf_c}{\Delta_n \cos^2 \theta} \quad (2.37)$$

## 2.7 Diagonal Tekan Ekivalen (*Equivalent Diagonal Strut*) Berdasarkan FEMA 273

Lebar efektif *diagonal compression strut* yang digunakan untuk menganalisis kekuatan dan kekakuan dinding pengisi bata berdasarkan model FEMA 273 dapat dihitung dengan rumus Pers. 2.38 dan Pers. 2.39 berikut:

$$a = 0.175(\lambda h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (2.38)$$

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2.39)$$

dimana:

$h_{col}$  = tinggi kolom diantara as-balok

$h_{inf}$  = tinggi dinding portal

$E_{fe}$  = modulus elastisitas material portal

$E_{me}$  = modulus elastisitas material dinding pengisi

$I_{col}$  = inersia penampang kolom

$L_{inf}$  = panjang dinding pengisi

$r_{inf}$  = panjang diagonal dinding pengisi

$t_{inf}$  = tebal dinding pengisi

$\theta$  = sudut yang dibentuk diantara tinggi dan panjang dinding pengisi

$\lambda_1$  = koefisien yang digunakan untuk menentukan lebar efektif strut

$a$  = lebar efektif strut

## 2.8 Gaya Akibat Gempa Terhadap Struktur

Pergerakan pada kerak bumi akan menimbulkan energi byang terakumulasi



kemudian dipancarkan kesegala arah. Energi yang dipancarkan berupa energi gelombang yang menyebabkan terjadinya gerakan tanah (*ground motions*). Gerakan tanah akibat gempa menghasilkan percepatan tanah, yang jika berada pada lokasi struktur akan diteruskan oleh tanah pada kerangka struktur.

Percepatan tanah akibat gempa pada umumnya hanya terjadi beberapa detik sampai puluhan detik saja, walaupun kadang-kadang dapat terjadi lebih dari satu menit. Percepatan yang dialami struktur akan menimbulkan gaya horizontal dan gaya vertikal, sehingga struktur mengalami simpangan vertikal dan simpangan horizontal (*lateral*). Apabila bangunannya kaku, maka percepatannya akan sama dengan permukaan, yaitu menurut hukum kedua Newton pada Pers. 2.40 berikut:

$$F = m.a \quad (2.40)$$

Tetapi dalam kenyataannya hal ini tidaklah demikian karena pada tingkatan tertentu semua bangunan adalah fleksibel. Untuk struktur yang hanya sedikit berubah bentuk artinya menyerap sebagian energi, besar gayanya akan kurang dari massa kali percepatannya. Akan tetapi, struktur yang sangat fleksibel yang mempunyai waktu getar alamiah yang mendekati waktu getar gelombang permukaan dapat mengalami gaya yang jauh lebih besar yang ditimbulkan oleh gerak permukaan yang berulang-ulang. Dengan demikian besar aksi gaya lateral pada bangunan tidak disebabkan oleh percepatan permukaan saja, tetapi juga tanggapan dari struktur bangunan dan juga pondasinya.

Faktor gempa yang berpengaruh pada respon atau reaksi struktur bangunan adalah lamanya waktu gempa dan rentang frekuensi gempa. Durasi gempa berpengaruh pada besarnya perpindahan energi dan vibrasi tanah keenergi struktur (*energi desipasi*). Gempa dengan percepatan sedang dan durasi yang lama menyebabkan kerusakan lebih besar dibandingkan dengan gempa yang memiliki percepatan besar tetapi durasinya singkat.

Pada umumnya, disain struktur bangunan tahan gempa merupakan disain yang mengatur hubungan antara respon gaya gempa horizontal yang berkerja pada struktur (faktor kekuatan), kekakuan struktur (*stiffness*) dan deformasi lateral struktur. Kekuatan elemen struktur dirancang agar saat terjadi gempa kekuatannya dapat tercapai (*capacity design*). Karena struktur mempunyai kekakuan, di dalam

suatu perpindahan yang terjadi pada struktur. Redaman (*damping*) diperlukan oleh struktur sebagai penyerap energi gempa. Elemen yang daktail akan mampu berdeformasi melebihi batas kekuatan elastisnya dan akan terus mampu menahan beban sehingga mampu menyerap energi gempa yang lebih besar.

## 2.9 Perhitungan Beban Gempa

### 2.9.1 Faktor Keutamaan Dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 1 SNI 1727:2012 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$  menurut Tabel 2.1 dan Tabel 2.2.

Tabel 2.1: Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1727:2012.

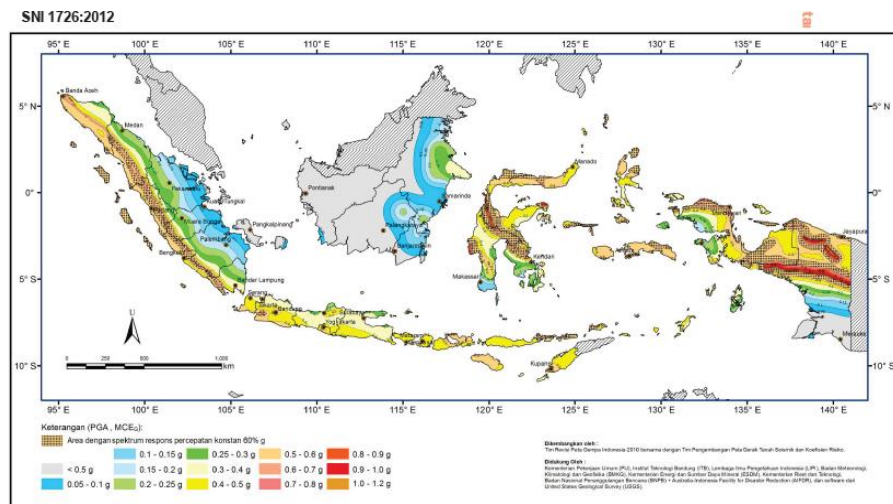
Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>• Fasilitas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

Tabel 2.2: Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

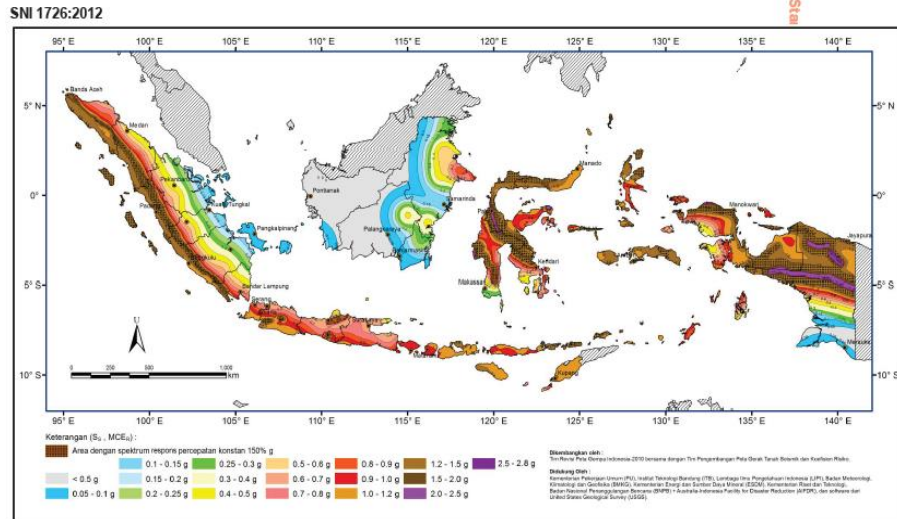
Kategori resiko	Faktor Keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

## 2.10 Faktor Respon Gempa (C)

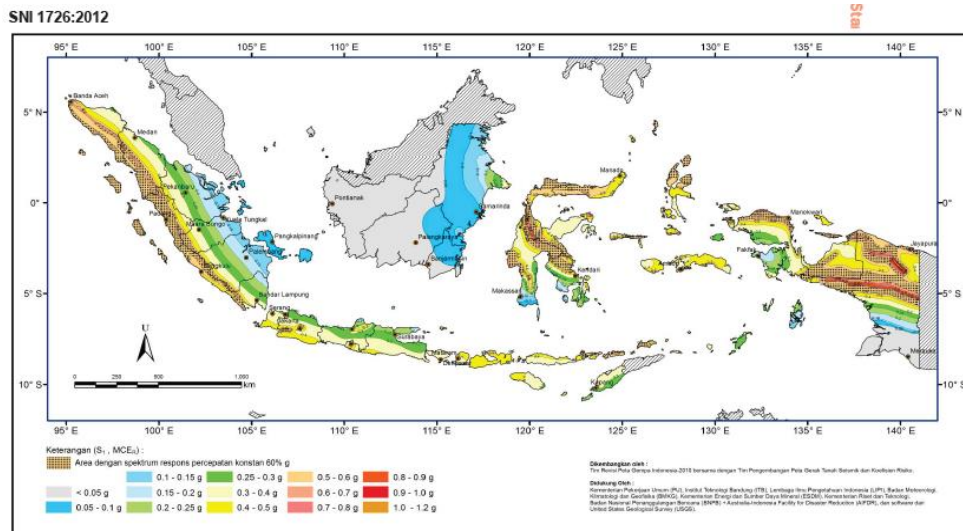
Berdasarkan SNI 1726:2012, didapat peta periode ulang 2500 tahun disajikan pada gambar 2.4. sampai 2.6. dan cara mendapatkan respon spektranya.



Gambar 2.4: Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).



Gambar 2.5: Peta respon spektra percepatan 0,2 detik ( $S_{0.2}$ ) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).



Gambar 2.6: Peta respon spektra percepatan 1,0 detik ( $S_1$ ) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).

a. Klasifikasi Site

Dalam perumusan kriteria disain 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 diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 2.3, 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 disain geoteknik bersertifikat, dengan minimal mengukur secara independen dua dari tiga parameter tanah yang tercantum dalam Tabel 2.3.

Dalam hal ini, kelas situs dengan kondisi yang lebih buruk harus diberlakukan. Apabila tidak tersedia data tanah yang spesifik pada situs sampai kedalaman 30 m, maka sifat-sifat tanah harus diestimasi oleh seorang ahli geoteknik yang memiliki sertifikat/ijin keahlian yang menyiapkan laporan penyelidikan tanah berdasarkan kondisi geotekniknya. Penetapan kelas situs *SA* dan kelas situs *SB* tidak diperkenankan jika terdapat lebih dari 3 m lapisan tanah antara dasar telapak atau rakit fondasi dan permukaan batuan dasar.

Tabel 2.3: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas Situs	$V_s$ (m/detik)	$N$ atau $N_{ch}$	$S_u$ (kPa)
<i>SA</i> (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
<i>SB</i> (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
<i>SC</i> (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
<i>SD</i> (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
<i>SE</i> (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
<i>SF</i> (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ ,		

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

Kelas Situs	$V_s$ (m/detik)	N atau $N_{ch}$	$S_u$ (kPa)
spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti pasal 6.10.1)	2. Kadar air, $w \geq 40\%$ , 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kP		
$SF$ (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti pasal 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah</li> <li>• Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3</math> m)</li> <li>• Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5</math> m dengan Indeks Plasitisitas <math>PI &gt; 75</math>)</li> <li>• Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan <math>H &gt; 35</math> m dengan <math>S_u &lt; 50</math> kPa</li> </ul>		

b. Penentuan Percepatan Tanah Puncak

Berdasarkan SNI 1726:2012, untuk menentukan besarnya percepatan tanah puncak diperoleh dengan mengalikan koefisien situs  $F_{PGA}$  dengan nilai PGA yang diperoleh dari peta percepatan puncak PGA di batuan dasar (SE) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5%. Besarnya  $F_{PGA}$  tergantung dari klasifikasi situs yang didasarkan pada Tabel 2.6 dan nilainya ditentukan sesuai Tabel 2.4.

Tabel 2.4: Koefisien PGA ( $F_{PGA}$ ) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi Situs ( Sesuai Tabel 2.6)	PGA				
	PGA $\leq$ 0,1	PGA=0,2	PGA=0,3	PGA=0,4	PGA $\geq$ 0,5
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah sangat padat dan batuan lunak (SC)	1,2	1,2	1,0	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Keterangan:

PGA = Nilai PGA di batuan dasar SE mengacu pada peta gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.4).

SS = Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respon Spesifik.

Percepatan tanah puncak dapat diperoleh dengan menggunakan Pers. 2.41.

$$PGA_M = F_{PGA} \cdot PGA \quad (2.41)$$

Dimana :

$PGA_M$  = Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs.

$F_{PGA}$  = Nilai percepatan koefisien untuk PGA.

### c. Penentuan Respon Spektra Percepatan Gempa di Permukaan Tanah

Berdasarkan SNI 1726:2012 untuk menentukan respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik perioda 0,2 ( $F_a$ ) detik dan perioda 1 detik ( $F_v$ ). Selanjutnya parameter respons spektra percepatan gempa di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien  $F_a$  dan  $F_v$  dengan spektra percepatan untuk perioda pendek

0,2 detik ( $S_s$ ) dan perioda 1,0 ( $S_1$ ) di batuan dasar yang diperlukan dari peta gempa indonesia SNI 1726:2012 sesuai Pers. 2.42. dan 2.43.:

$$S_{Ms} = F_a \cdot S_s \quad (2.42)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (2.43)$$

Keterangan :

$S_s$  = Nilai respon spektral percepatan untuk perioda pendek 0,2 detik

$S_1$  = Nilai respon spektral percepatan untuk perioda 1 detik

$F_a$  = Nilai koefisien prioda pendek

$F_v$  = Nilai koefisien prioda 1 detik

Tabel 2.5. dan 2.6. memberikan nilai-nilai  $F_a$  dan  $F_v$  untuk berbagai klasifikasi situs.

Tabel 2.5: Koefisien periode pendek  $F_a$  berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda pendek, T = 0,2 detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
Batuan keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah sangat padat dengan batuan lunak (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS				

Tabel 2.6: Koefisien periode Pendek  $F_v$  berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda pendek, T = 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8



Tabel 2.6: Lanjutan.

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda pendek, $T = 1$ detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
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	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS				

Menurut SNI 1726:2012 untuk mendapatkan parameter percepatan spektra disain, spektra percepatan disain perioda pendek ( $S_{DS}$ ) dan perioda 1 detik ( $S_{D1}$ ) dapat diperoleh dari Pers. 2.44. dan 2.45.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.44)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.45)$$

Dimana :

$S_{DS}$  = Respon spektra percepatan disain periode pendek

$S_{D1}$  = Respon spektra percepatan disain periode 1,0 detik

Selanjutnya untuk mendapatkan spektrum disain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.7. dan mengikuti ketentuan berikut:

1. Untuk periode lebih kecil dari  $T_0$ , respon spektra percepatan,  $S_a$  didapatkan dari Pers. 2.46.

$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.46)$$

2. Untuk periode lebih besar atau sama dengan  $T_0$ , dan lebih kecil atau sama dengan  $T_s$ , respon spektra percepatan,  $S_a$  adalah sama dengan  $S_{DS}$ .

3. Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , respon spektra percepatan,  $S_a$  didapatkan dari Pers. 2.47.

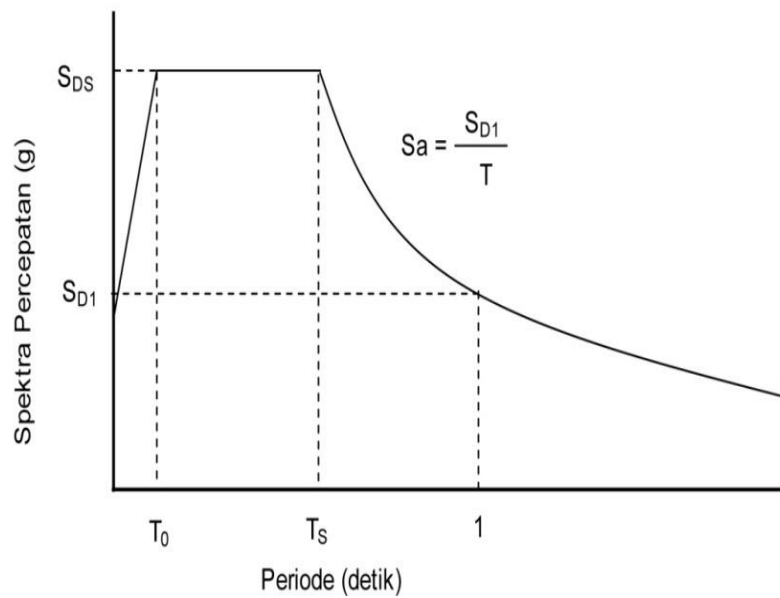
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.47)$$

Dimana:

Untuk nilai  $T_0$  dan  $T_s$  dapat ditentukan dengan Pers. 2.48 dan 2.49.

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.48)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.49)$$



Gambar 2.7: Bentuk tipikal spektrum respon disain di permukaan tanah (SNI 1726:2012).

## 2.11 Kategori Disain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori disain seismik yang mengikuti syarat-syarat pada Tabel 2.7 dan Tabel 2.8 sebagai berikut:

Tabel 2.7: Katagori disain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai $S_{DS}$	Katagori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	B
$0,33 < S_{DS} < 0,50$	C	C
$0,50 < S_{DS}$	D	D

Tabel 2.8: Katagori disain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai $S_{D1}$	Katagori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 < S_{D1} < 0,2$	C	D
$0,20 < S_{D1}$	D	D

Didalam SNI 1726:2012 Pasal 7.2. Struktur penahan gaya gempa dimana sistem penahan gaya gempa berbeda diijinkan untuk digunakan pada struktur memiliki penahan gaya seismik yang ditentukan oleh parameter yang disajikan pada Tabel 2.9. Sebagaimana ditunjukkan oleh Tabel 2.9 harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya disain elemen, dan simpangan antar lantai tingkat disain.

Tabel 2.9: Faktor koefisien modifikasi respons ( $R^a$ ), faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0^g$ ), faktor pembesaran defleksi ( $C_d^b$ ), dan batasan tinggi sistem struktur (m)<sup>c</sup> berdasarkan SNI 1726:2012.

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor perembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, (m) <sup>c</sup>				
				Kategori disain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
Sistem rangka pemikul momen: Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB

## 2.12 Kombinasi Pembebanan

Beban kerja pada struktur atau komponen struktur bisa ditetapkan berdasarkan peraturan pembebanan yang berlaku.

Beban mati adalah beban-beban yang berubah besar dan lokasinya selama masa layan, antara lain berat manusia, perabotan, peralatan yang dapat dipindah-pindah, kendaraan, dan barang-barang lainnya.

Beban angin adalah tekanan-tekanan yang berasal dari gerakan-gerakan angin. Umumnya perlu diperhitungkan pada luas bidang tangkap angin yang relatif luas pada bangunan dengan beban-beban yang relatif ringan.

Beban gempa adalah gaya-gaya yang berasal dari gerakan-gerakan tanah dikombinasikan dengan sifat-sifat dinamis struktur karena seringkali percepatan horizontal tanah lebih besar daripada percepatan vertikal, dan struktur secara umum lebih sensitif terhadap gerakan horizontal dari pada pengaruh gempa

vertikal.

Kombinasi beban untuk metode ultimit struktur, komponen-komponen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian rupa hingga kuat rencananya

sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.4, faktor-faktor beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal sama seperti pada SNI 1726:2012. Akan tetapi, pada kombinasi yang terdapat beban gempa di dalam persamaannya harus didisain berdasarkan pengaruh beban seismik yang di tentukan seperti berikut ini.

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

Dimana:

DL = Beban mati

LL = Beban hidup

EX = Beban gempa arah-x

EY = Beban gempa arah-y

$\rho$  = Factor redudansi, untuk disain seimik D sampai F nilainya 1

$S_{DS}$  = Parameter percepatan spektrum respon desai perioda pendek

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

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (3) dan (4), E harus didefinisikan sesuai Pers. 2.50.

$$E = E_h + E_v \quad (2.50)$$

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.51.

$$E = E_h - E_v \quad (2.51)$$

Dimana :

E = Pengaruh beban seismik

$E_h$  = Pengaruh beban seismik horizontal yang akan didefinisikan selanjutnya

$E_v$  = Pengaruh beban seismik vertikal yang akan didefinifikan selanjutnya

Untuk pengaruh beban seimik  $E_h$  harus ditentukan dengan Pers. 2.52.

$$E_h = \rho \cdot Q_E \quad (2.52)$$

Dimana :

$Q$  = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau  $F_p$

$\rho$  = faktor redudansi, untuk disain D sampai F, nilainya 1,3

Untuk pengaruh seismik  $E_v$  harus ditentukan dengan Pers. 2.53.

$$E_v = 0,2 S_{DS} DL \quad (2.53)$$

Dimana:

$S_{DS}$  = Parameter percepatan respon disain pada perioda pendek

DL = Pengaruh beban mati

### 2.13 Faktor Redudansi

Faktor redudansi ( $\rho$ ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik masing-masing dalam kedua arah orthogonal untuk semua struktur.

a. Kondisi dimana nilai  $\rho$  diizinkan 1 sebagai berikut:

1. Struktur dirancang untuk kategori disain seismik B atau C.
2. Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta, disain 3.
3. Komponen non struktural.
4. Disain struktural non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
5. Disain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3. pada SNI 1726:2012 yang digunakan.
6. Disain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan

faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3. SNI 1726:2012 disyaratkan untuk didisain terlihat pada Tabel 2.10.

7. Beban diafragma ditentukan menggunakan Pers. 37 yang terdapat pada SNI 1726:2012 yaitu:

Dimana  $F_{px}$  tidak boleh kurang dari Pers. 2.54.

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} \cdot I_{ex} \cdot W_{px} \quad (2.54)$$

Dan  $F_{px}$  tidak boleh kurang dari Pers. 2.54.

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} \cdot I_{ex} \cdot W_{px} \quad (2.55)$$

Dimana:

$F_{px}$  = Gaya disain diafragma

$F_i$  = Gaya disain yang diterapkan ditingkat i

$w_i$  = Tributari berat sampai tingkat i

$w_{px}$  = Tributari berat sampai diafragma di tingkat x

8. Struktur bagian sistem peredaman.
9. Desan dinding geser struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

Tabel 2.10: Persyaratan masing-masing tingkatan yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar (SNI 1726:2012).

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka dengan bresing	Pelepasan bresing individu, atau sambungan yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kuat tingkat sebesar lebih dari 33% atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ( ketidakteraturan horizontal tipe b)
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen disambungan balok ke kolom di kedua ujung balok tunggal tidak mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33% ( ketidakteraturan horizontal tipe b)

Tabel 2.10: *Lanjutan.*

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Dinding geser atau pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih dari 1	Pelepasan dinding geser atau pier dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1 di semua tingkat atau sambungan kolektor yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kuat tingkat sebesar 33% atau sistem yang dihasilkan mempunyai ketidak beraturan torsi yang berlebihan ( ketidak beraturan struktur horizontal tipe b)
Kolom katilever	Kehilangan tahanan momen disambungan dasar semua katilever tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33% atau sistem yang dihasilkan mempunyai ketidak beraturan torsi yang berlebihan ( ketidakberaturan sruktur horizontal tipe b)
Lainya	Tidak ada persyaratan

- b. Kondisi dimana nilai  $\rho$  diizinkan 1,3 untuk struktur yang dirancang bagi kategori seismik D, E, dan F faktor redudansi ( $\rho$ ) harus sama dengan 1,3, kecuali jika salah satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana ( $\rho$ ) diizinkan diambil 1:
1. Masing-masing tingkatan yang menahan lebih dari 35% geser dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.10.
  2. Struktur dengan denah beraturan disemua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing arah orthogonal disetiap tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar. Jumlah bentang



untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat,  $h_{sx}$ , untuk konstruksi rangka ringan.

#### **2.14 Arah Pembebanan**

Menurut SNI 1726:2012 adalah sebagai berikut:

1. Arah kriteria pembebanan.

Arah penerapan beban gempa yang digunakan dalam disain harus merupakan arah yang akan menghasilkan pengaruh beban paling kritis. Arah penerapan gaya gempa diijinkan untuk memenuhi persyaratan ini menggunakan prosedur pasal 7.5.2, 7.5.3, dan 7.5.4.

2. Kategori disain seismik D sampai F.

Struktur yang dirancang untuk kategori disain seismik D, E, atau F harus, minimum, sesuai dengan persyaratan 7.5.3. Sebagai tambahan, semua kolom atau dinding yang membentuk bagian dari dua atau lebih sistem penahan gaya gempa yang berpotongan dan dikenai beban aksial akibat gaya gempa yang bekerja sepanjang baik sumbu denah utama sama atau melebihi 20 persen kuat disain aksial kolom atau dinding harus didisain untuk pengaruh beban paling kritis akibat penerapan gaya gempa dalam semua arah. Baik prosedur 7.5.3a atau 7.5.3b pada SNI 1726:2012, diijinkan untuk digunakan untuk persyaratan ini. Adapun prosedur 7.5.3a atau 7.5.3b pada SNI 1726:2012 adalah sebagai berikut :

- a. Prosedur kombinasi orthogonal. Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur pasal 7.8, 7.9, 11.1, diijinkan dalam 7.6 pada SNI 1726:2012, dengan pembebanan yang diterapkan secara terpisah dalam semua dua arah orthogonal. Pengaruh beban kritis akibat arah penerapan gaya gempa pada struktur dianggap terpenuhi jika komponen dan fondasinya didisain untuk memikul kombinasi beban-beban yang ditetapkan berikut: 100 persen gaya untuk satu arah ditambah 30 persen gaya untuk arah tegak lurus. Kombinasi yang mensyaratkan kekuatan komponen maksimum harus digunakan.

b. Penerapan serentak gerak tanah orthogonal. Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur 11.1, 11.2, yang diijinkan dalam 7.6 pada SNI 1726:2012, dengan pasangan orthogonal riwayat percepatan gerak tanah yang diterapkan secara serentak.

Kecuali seperti disyaratkan dalam pasal 7.7.3, analisis 2D diijinkan untuk struktur dengan diafragma fleksibel.

## 2.15 Analisis Gaya Lateral Ekuivalen

### 2.15.1 Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, geser dasar seismik ( $V$ ) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan Pers. 2.56.

$$V = C_s \cdot W_t \quad (2.56)$$

Dimana:

$C_s$  = Koefisien respon seismik yang ditentukan

$W_t$  = Berat total Gedung

Koefisien respons seismik,  $C_s$ , harus ditentukan

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1. persamaan-persamaan yang digunakan untuk mendapatkan koefisien  $C_s$  adalah:

#### 1. $C_s$ maksimum

Untuk menentukan  $C_s$  maksimum dengan Pers 2.57.

$$C_s = \frac{Sds}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.57)$$

Nilai  $C_s$  maksimum di atas tidak perlu melebihi nilai  $C_s$  hasil hitungan pada Pers 2.58.

#### 2. $C_s$ hasil hitungan

$$C_s = \frac{Sd_1}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.58)$$

$C_s$  hasil hitungan harus tidak kurang dari  $C_s$  minimum pada Pers 2.59.

3.  $C_s$  minimum

$$C_s \text{ minimum} = 0,044S_{ds}I_e \geq 0,01 \quad (2.59)$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana  $S_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g maka  $C_s$  harus tidak kurang dari Pers 2.60:

$$C_s = \frac{0,5.S_1}{\frac{R}{I}} \quad (2.60)$$

Keterangan:

$S_{d1}$  = Parameter percepatan spektrum respons disain pada perioda sebesar 1,0 (detik).

$S_{ds}$  = Parameter percepatan spektrum respons disain dalam rentang perioda pendek.

$S_1$  = Parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan.

$T$  = Perioda fundamental struktur (detik).

$R$  = Faktor modifikasi respons dalam.

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa.

## 2.16 Periode Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 5.6, perioda struktur fundamental ( $T$ ) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Perioda struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut adalah:

1. Perioda pendekatan minimum ( $T_a$  minimum) ditentukan dengan Pers. 2.61.

$$T_a \text{ minimum} = C_r.h_n^x \quad (2.61)$$

Dimana:

$T_a$  minimum = Nilai batas bawah perioda bangunan

$H_n$  = Ketinggian struktur dalam m diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur ( meter)

$C_r$  = Ditentukan dari Tabel 2.11.  
 $x$  = Ditentukan dari Tabel 2.11.

Tabel 2.11: Nilai parameter perioda pendekatan  $C_r$  dan  $x$  berdasarkan SNI 1726:2012.

Tipe Struktur	$C_r$	$x$
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau di hubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai 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 beresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua struktur lainnya	0,0488	0,75

2. Perioda fundamental pendekatan maksimum ( $T_a$  maksimum) ditentukan dari Pers. 2.62.

$$T_a \text{ maksimum} = C_u \cdot T_a \text{ minimum} \quad (2.62)$$

Dimana:

$T_a$  maksimum = Nilai batas atas perioda bangunan

$C_u$  = Ditentukan dari Tabel 2.12.

Tabel 2.12: Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter Percepatan Respon Spectra Disain pada 1 Detik $S_{D1}$	Koefisien ( $C_u$ )
0,4	1,4
0,3	1,4

Tabel 2.12: *Lanjutan.*

Parameter Percepatan Respon Spectra Disain pada 1 Detik $S_{D1}$	Koefisien ( $C_u$ )
0,2	1,5
0,15	1,6
0,1	1,7

### 2.17 Ketentuan Untuk Analisis Respon Dinamik

Berdasarkan Studi Kompilerasi Disain Bangunan Tahan Gempa, parameter respon terkomposisi respon masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respon rencana gempa merupakan respon maksimum. Pada umumnya, respon masing-masing ragam mencapai nilai maksimum pada saat yang berbeda sehingga respons maksimum ragam-ragam tersebut tidak dapat dijumlahkan begitu saja. Terdapat dua cara metode superposisi, yaitu metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root Of The Sum Of Squares / SRSS*) dan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination / CQC*). Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respons menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Untuk penjumlahan respons ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang telah disebutkan sebelumnya yaitu Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination / CQC*). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respon ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kudrat (*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 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam

gaya geser  $V_t$ , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dalam Pers. 2.64. berikut :

$$V_t = 0,85 V_I \quad (2.63)$$

Dimana :

$V_t$  = Gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama atau yang didapat dari prosedur gaya geser statik ekuivalen.

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 analisis respons spektrum ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.65.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 V_t}{V_I} \leq 1 \quad (2.64)$$

Dimana:

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

$V_I$  = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen.

## 2.18 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3. gaya gempa lateral ( $F_I$ ) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari Pers. 2.65 dan 2.66.

Dimana :

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (2.65)$$

Dan

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.66)$$

Dimana:

$C_{vx}$  = Faktor distribusi vertikal.

$V$  = Gaya geser atau lateral disain total.

$w_i$  = bagian berat seismik efektif total struktur ( $W_f$ ) yang dikenakan atau di tempatkan pada tingkat-i.

$h_i$  = tinggi (meter) dari dasar sampai tingkat-i.

$K$  = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.

- a. Untuk struktur yang memiliki tinggi  $T \leq 0,5$  detik ;  $k = 1$ .
- b. Untuk struktur yang memiliki tinggi  $T \leq 2,5$  detik ;  $k = 2$ .
- c. Untuk struktur yang memiliki  $0,5 < T < 2,5$  detik;  $k$  adalah hasil interpolasi.

## 2.19 Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012, geser tingkat disain gempa disemua tingkat ( $V_x$ ) harus ditentukan dari Pers. 2.67.

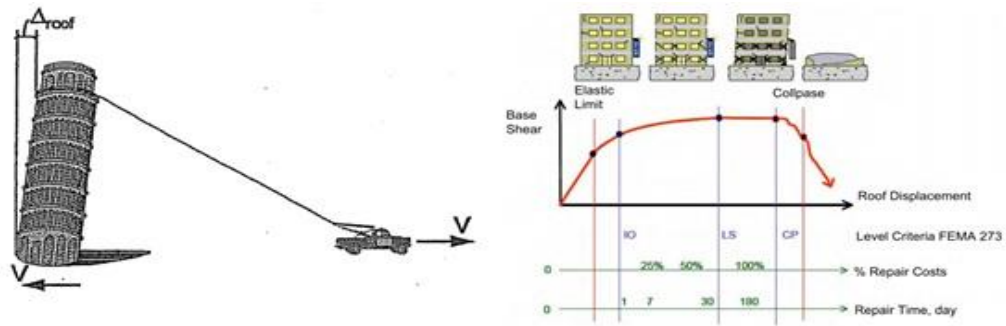
$$V_x = \sum_{i-x}^n F_i \quad (2.67)$$

Dimana:

$F_i$  = Bagian dari geser dasar seimik ( $V$ ) (kN) yang timbul di tingkat ke-i.

## 2.20 Analisa Menggunakan Metode *Pushover*

Mengenai tentang analisa puhover atau lebih dikenal analisa beban dorong. Analisa pushover adalah analisa static nonliner untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan atau struktur. Analisa dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral static pada struktur, yang kemudian secara bertahap ditingkatkan dengan factor pengali sampai satu target perpindahan tercapai. Lebih mudahnya suatu bangunan diberi gaya horizontal pada atapnya. Kemudian bebannya ditingkatkan tahap demi tahap sampai bangunan itu runtuh atau sesuai target perpindahan yang ditentukan seperti Gambar 2.8.



Gambar 2.8: Metode *pushover*.

Analisa pushover ini menghasilkan kurva pushover/kapasitas yang menggambarkan hubungan antara gaya geser ( $V$ ) dan perpindahan pada atap ( $D$ ). Jika dilihat kurva pushover, perilaku struktur masih linear sampai batas elastic kemudian karena kekakuan struktur berkurang, kurva bergerak landau kemudian lebih landau lagi sampai runtuh. Secara keseluruhan kurva tidak berbentuk garis lurus, ini disebut analisa nonlinear. Analisa ini digunakan untuk mengetahui perilaku keruntuhan struktur. Dari kurva pushover dapat diperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi pada struktur. Dalam praktiknya analisa pushover ini biasanya digunakan untuk investigasi bangunan terhadap gempa yang terjadi.

Wiryanto Dewobroto (2006) menyatakan analisis *pushover* dapat digunakan sebagai alat bantu perencanaan tahan gempa, asalkan menyesuaikan dengan keterbatasan yang ada, yaitu :

1. Hasil analisis *pushover* masih berupa suatu pendekatan, karena bagaimanapun perilaku gempa yang sebenarnya adalah bersifat bolak-balik melalui suatu siklus tertentu, sedangkan sifat pembebanan pada analisis *pushover* adalah statik monotonik.
2. Pemilihan pola beban lateral yang digunakan dalam analisis adalah sangat penting.
3. Untuk membuat model analisis *nonlinier* akan lebih rumit dibanding model analisis linier. Analisis nonlinier harus memperhitungkan karakteristik inelastik beban-deformasi dari elemen-elemen yang penting



dan efek  $P-\Delta$ .

## 2.21 Analisa Menggunakan Metode Respon Spektrum

Spektrum respons adalah suatu spectrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur  $T$  dengan respons-respons maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respons-respons maksimum dapat berupa simpangan maksimum, kecepatan maksimum, dan percepatan maksimum. Nilai spectrum respons dipengaruhi oleh periode getar, rasio redaman, tingkat daktilitas dan jenis tanah.

Spektrum respons akan berfungsi sebagai alat untuk mengestimasi penentuan *strength demand*. Estimasi kebutuhan kekuatan struktur (*strength demand*) akibat beban gempa pada prinsipnya adalah menentukan seberapa besar beban horisontal yang akan bekerja pada tiap-tiap massa. Spektrum respons dapat dipakai untuk menentukan gaya horisontal maupun simpangan struktur di mana total respons didapat melalui super posisi dari respons masing-masing ragam getar.

Gambar 2.17 merupakan spektrum respons desain (SNI 03-1726-2012). Kurva respons spektrum harus dikembangkan dengan mengacu pada ketentuan berikut:

- Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$  harus diambil melalui Pers. 2.67.

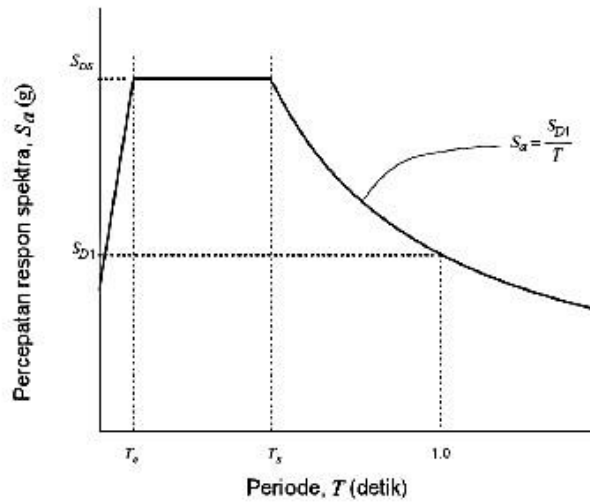
$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.67)$$

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil atau sama dengan  $T_S$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$  sama dengan  $S_{DS}$
- Untuk perioda lebih besar dari  $T_S$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$  sama diambil berdasarkan Pers. 2.68, 2.69 dan 2.70 sebagai berikut.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.68)$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.69)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.70)$$



Gambar 2.9 Spektrum respons desain (SNI 03-1726-2012).

### 2.21.1 Jumlah Ragam

Analisis respons spektrum harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horisontal ortogonal struktur yang ditinjau.

### 2.21.2 Parameter Respons Ragam

Nilai untuk masing-masing parameter desain terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar lantai tingkat, termasuk simpangan antar lantai tingkat, gaya dukung, dan gaya elemen struktur individu untuk masing-masing ragam respons harus dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan spektrum respons didefinisikan dalam Pasal 6.4 atau 6.10.2 (SNI Gempa 2012)

dibagi dengan kuantitas ( $R/I_e$ ). Nilai untuk perpindahan dan kuantitas simpangan antar lantai harus dikalikan dengan kuantitas ( $C_d/I_e$ ).

### **2.21.3 Parameter Respons Terkombinasi**

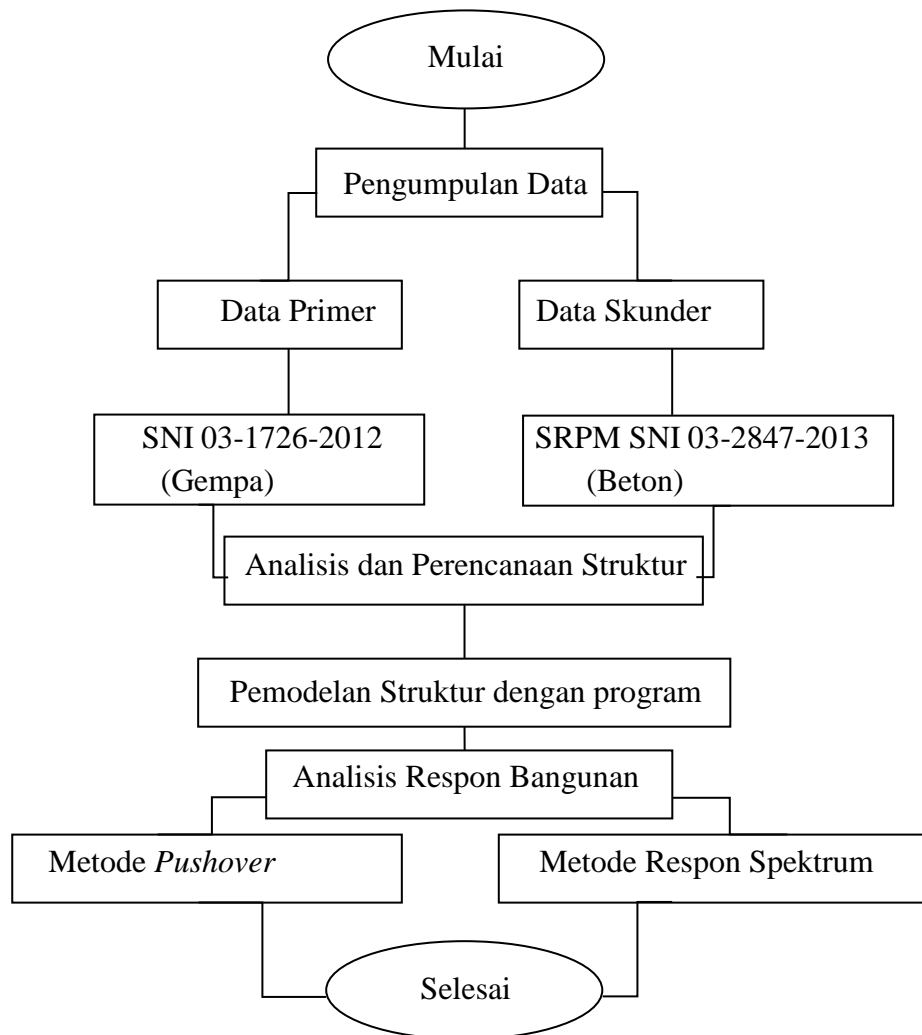
Nilai untuk masing-masing parameter yang ditinjau, yang dihitung untuk berbagai ragam, harus dikombinasikan menggunakan metode SRSS (*Square Root of The Sum of Squares*) atau metode CQC (*Complete Quadratic Combination*). Jika struktur gedung memiliki perioda getar berdekatan atau selisihnya kurang dari 15%, maka digunakan metode CQC. Jika struktur gedung memiliki perioda getar yang berjauhan atau selisihnya lebih dari 15%, maka digunakan metode SRSS.

## BAB 3

### METODOLOGI PENELITIAN

#### 3.1 Metodologi

Metodologi dalam penelitian struktur gedung dengan fungsi sebagai gedung perkantoran di wilayah Padang ini terdiri dari dua metode analisis, yaitu metode analisis *pushover* dan metode analisis respon spektrum dengan menggunakan program analisis struktur dengan tahap pengerjaan seperti yang diilustrasikan pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Diagram alir penelitian.

### 3.2 Pengumpulan Data

#### Data penelitian

Fungsi bangunan	: Gedung perkantoran
Jenis struktur	: Gedung struktur beton bertulang dengan system rangka pemikul momen khusus (SRPMK)
Jumlah lantai	: 4 Tingkat
Tinggi lantai dasar	: 4,50 m
Tinggi lantai tipikal	: 4,00 m
Tinggi bangunan keseluruhan	: 16,5 m
Tebal pelat	: 0,12 m
Struktur atap	: Pelat beton
Struktur bangunan	: Beton bertulang
• Mutu beton	: 30 MPa
• Tulangan	:
○ Mutu tulangan lentur ( $f_u$ )	: 550 MPa
• Tulangan Sengkang	:
○ Mutu tulangan lentur ( $f_u$ )	: 390 MPa
Dinding pengisi	:
Bata merah hasil penelitian Aryanto (2008)	
• Kuat tekan unit bata	: 4.57 Mpa
• Kuat tekan rata-rata pasangan bata ( $f'_m$ )	: 3.54 Mpa
• Modulus Elastisitas dinding pengisi	: 2478 Mpa
• Kuat lekat/bond pasangan bata	: 0.39 Mpa
• Ragangan pada tegangan maksimum, $\epsilon_c$	: 0.002
Kategori bentuk bangunan	: Beraturan

Peraturan-peraturan yang digunakan dalam penelitian ini terlampir dalam Tabel 3.1.

Tabel 3.1: Peraturan SNI yang digunakan.

No.	Peraturan	Tentang
1	SNI 2847-2013	Persyaratan beton bertulang untuk bangunan gedung
2	SNI 1726-2012	Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung
3	SNI 1727-2013	Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain
4	Peta Hazard 2010	Peta Hazard gempa Indonesia 2010
5	PPIUG 1987	Peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung 1987

Tahap awal dari penelitian ini adalah mempelajari literatur-literatur yang berkaitan dengan penelitian. Studi literature dilakukan untuk menganalisa ragam gempa dengan metode *pushover*. Setelah desain pemodelan struktur dilakukan kemudian dilanjutkan dengan member beban gaya horizontal (*pushover*) pada struktur bangunan, sehingga akan di ketahui hasil kurva pola dan keruntuhan bata akibat beban yang diberikan pada struktur bangunan. Kemudian mencatat hasil pola dan titik keruntuhan serta membuat desain struktur baru dengan memperlemah atau menghilangkan dinding bata pada setiap step yang terjadi. Kemudian dilanjutkan dengan mengevaluasi torsi bawaan dan torsi tak terduga pada pelat lantai yang terjadi akibat dari pola runtuh tersebut dengan analisa respon spektrum dengan cara yang sama.

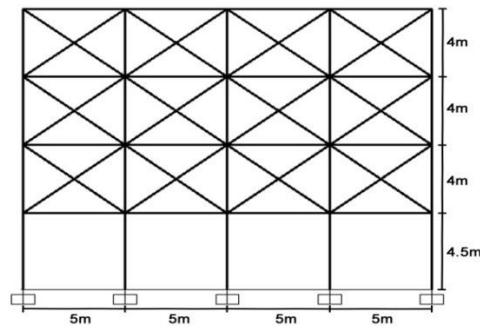
### 3.3 Pemodelan Struktur

Dalam penelitian ini akan dilakukan analisa statik linier dan analisa statik non- linier pada struktur bangunan yang dimodelkan sebagai portal 3 dimensi yang terdiri dari 1 model yaitu portal tertutup (dengan dinding pengisi). Analisa yang dipakai adalah analisa *pushover* lalu pada saat mengevaluasi menggunakan metode respon spektrum.

Model terdiri dari 4 lantai dengan 4 bentang seperti Gambar 3.2. Tinggi untuk lantai pertama pada kedua model adalah 4.50 m, sedangkan untuk lantai-lantai

lainnya 4,00 m. Masing-masing model mempunyai panjang bentang 5,00 m, dan perletakan pada model diasumsikan sebagai jepit. Struktur diasumsikan terletak di atas tanah lunak. Peruntukan bangunan diasumsikan sebagai gedung perkantoran. Untuk *preliminary design* ditetapkan dimensi balok 30 x 60 cm, kolom 60 x 60 cm, dan tebal plat lantai dan atap 12 cm.

Gedung perkantoran yang dimaksud disini merupakan struktur beton bertulang. Elemen kolom dan balok dimodelkan sebagai *frame*, dinding pengisi pasangan bata merah dimodelkan sebagai *bracing* tekan yang mana analisis pendekatan untuk *bracing* terdapat pada lampiran yaitu lampiran (A.2 Perhitungan Desain Strut) dan pelat dimodelkan sebagai *shell thin*.



Gambar 3.2: Pemodelan gedung SRPM.

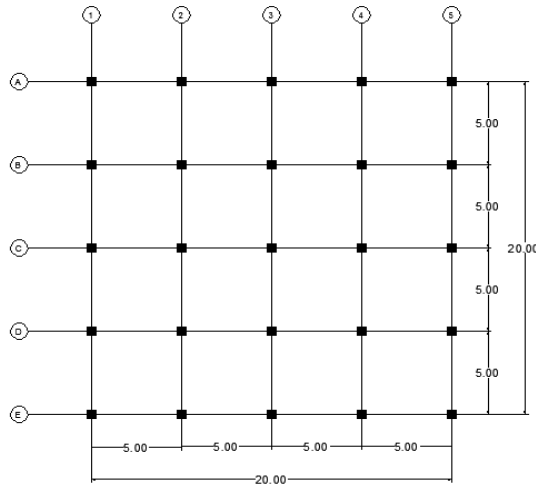
### 3.3.1 Konfigurasi Struktur

Pemodelan struktur dilakukan dengan program analisis *software* komputer dimana dimensi elemen-elemen struktur diasumsikan seperti Tabel 3.2.

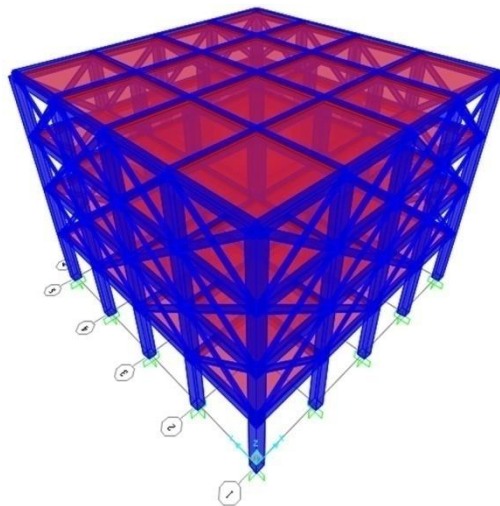
Tabel 3.2: Konfigurasi struktur.

Jumah tingkat	4 Tingkat
Tinggi bangunan	16.5 m
Tinggi lantai dasar	4.5 m
Tinggi antar lantai	4.0 m
Luas bangunan	400 m <sup>2</sup>
Panjang bangunan	20 m
Lebar bangunan	20 m

Adapun model denah dan pemodelan 3D tampak seperti Gambar 3.3 dan 3.4 dibawah ini:



Gambar 3.3: Denah struktur.



Gambar 3.4 Pemodelan 3D portal dengan dinding pengisi.

### 3.3.2 Karakteristik Material

Gedung yang direncanakan merupakan struktur beton bertulang. Untuk kolom, balok, dan pelat digunakan material beton dengan  $f'c = 30$  MPa. Untuk dinding



pengisi menggunakan bata merah hasil pengujian laboratorium yang dilakukan oleh Aryanto (2008) dengan  $f'_m = 3.54$  Mpa. Untuk tulangan lentur digunakan baja dengan mutu 390 MPa dan tulangan geser dengan mutu 550 MPa. Pendefinisian material dilakukan pada program analisa struktur.

### 3.3.3 Dimensi Elemen Struktur

Dimensi awal elemen struktur diasumsikan dengan nilai-nilai seperti yang terlihat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Dimensi elemen struktur.

Elemen	Ukuran
Balok	60 cm × 30 cm
Kolom	60 cm × 60 cm
Bata merah	Panjang : 20.723 cm Tinggi : 5.228 cm Tebal : 9.947 cm
Tebal pelat lantai	12 cm
Tebal pelat atap	12 cm

### 3.4 Pembebanan

Berdasarkan sub SNI 17272013 diperoleh data beban hidup seperti pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Beban hidup pada lantai gedung.

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata (kg/m <sup>2</sup> )
Gedung perkantoran Ruang arsip dan computer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian Lobi dan koridor lantai pertama	479
kantor	240
koridor diatas lantai pertama	383

Nilai reduksi beban hidup menurut SNI 1727 2013 pasal 4.7.2 dengan menggunakan Pers 3.1.

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right)$$

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{4 \times 400}} \right) \quad (3.1)$$

$$L = 0.36L_o$$

Berat sendiri komponen struktur sudah dihitung secara otomatis oleh program berdasarkan input data dimensi dan karakteristik material yang direncanakan. Sedangkan untuk beban mati tambahan berdasarkan PPIUG 1987 Pasal 2.1.1 diperoleh data seperti pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Beban mati tambahan pada lantai gedung.

Jenis Material	Berat Jenis Material
Keramik	24 kg/m <sup>2</sup>
Plafond dan penggantung	18 kg/m <sup>2</sup>
<i>Water proofing</i>	5 kg/m <sup>2</sup>
Spesi/adukan, per cm tebal dari semen	21 kg/m <sup>2</sup>
Dinding pasangan bata merah (1/2 batu)	250 kg/m <sup>2</sup>

Beban-belan gravitasi tersebut dapat dirangkum untuk masing-masing lantai sebagai berikut:

a) Untuk lantai 1-3:

Beban mati tambahan

- Spesi (tebal 3cm) = 0.63 kg/m<sup>2</sup>
- Keramik = 24 kg/m<sup>2</sup>
- Plafond dan penggantung = 18 kg/m<sup>2</sup>
- Mekanikal Elektrikal & Plumbing = 30 kg/m<sup>2</sup>

Total beban mati tambahan = 72.63 kg/m<sup>2</sup>

b) Untuk lantai atap:

Beban mati tambahan

- Spesi (tebal 3cm) = 0.63 kg/m<sup>2</sup>
  - Plafond dan penggantung = 18 kg/m<sup>2</sup>
  - *Water proofing* = 5 kg/m<sup>2</sup>
- Total beban mati tambahan = 23.63 kg/m<sup>2</sup>

### 3.5 Metode Respon Spektrum Berdasarkan SNI 1726 2012

Berdasarkan SNI 1726-2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, terlebih dahulu harus ditentukan kategori resiko bangunan yang akan direncanakan yaitu bangunan yang digunakan sebagai gedung perkantoran, dengan kategori resiko II dan faktor keutamaan gempa adalah 1,0. Bangunan direncanakan berada dikota Padang.

Penentuan kategori desain seismik dapat ditentukan dengan terlebih dahulu menentukan nilai spektral percepatan ( $S_s$ ) dan spektral percepatan ( $S_1$ ) untuk kota Padang yang dapat dilihat pada Peta Zonasi Gempa tahun 2012 yang dikeluarkan oleh Kementerian Pekerjaan Umum di bawah ini.

Berdasarkan Peta Zonasi Gempa 2012 dan menurut Puskim, maka:

- $PGA = 0.502 \text{ g}$
- $S_s = 1.373 \text{ g}$
- $S_1 = 0.6 \text{ g}$

Untuk kategori resiko bangunan adalah II dan faktor keutamaan gempa  $I_e$  adalah 1,0. Karena tidak dilakukannya penyelidikan geoteknik, maka diasumsikan klasifikasi situs berada di SE (tanah lunak). Langkah-langkah yang dilakukan dalam membuat spektrum respon gempa rencana sebagai berikut:

1) Penentuan faktor amplikasi terkait spektra percepatan untuk periode pendek ( $F_a$ ) dan periode 1,0 detik ( $F_v$ ) seperti Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Interpolasi koefisien situs,  $F_a$  dan  $F_v$  (SNI 1726:2012).

Koefisien situs $F_a$ dan $F_v$ , untuk kota Padang		
Kelas situs	$F_a$ ( $S_s = 1,373$ )	$F_v$ ( $S_1 = 0,6$ )
SE – tanah lunak	0.9	2.4

2) Penentuan nilai spektra percepatan untuk periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1,0 detik ( $S_{M1}$ ), dengan Pers. 3.2.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (3.2)$$

$$S_{MS} = 0,9 \times 1,373 = 1,236$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

$$S_{M1} = 2,4 \times 0,6 = 1,440$$

3) Penentuan respon spektra percepatan desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan periode 1,0 detik ( $S_{D1}$ ), dengan Pers. 3.3 dan 3.4.

$$S_{DS} = \mu \times S_{MS} \quad (3.3)$$

$$S_{D1} = \mu \times S_{M1} \quad (3.4)$$

dimana:

$\mu$  merupakan konstanta yang tergantung pada peraturan perencanaan bangunan yang digunakan, misalnya untuk IBC-2009 dan ASCE 7-10 dengan gempa 2500 tahun menggunakan nilai  $\mu$  sebesar  $2/3$  tahun.

Tabel 3.7: Nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  untuk kota Padang.

Nilai $S_{DS}$ , dan $S_{D1}$ untuk kota Padang		
Kelas situs	$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS}$	$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1}$
SE – tanah lunak	$2/3 \times 1,236 = 0,824$	$2/3 \times 1,440 = 0,960$

Tabel 3.8: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek.

Nilai $S_{DS}$	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} > 0.167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 3.9: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik.

Nilai $S_{D1}$	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} > 0.067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Berdasarkan Tabel 3.7 – 3.9 diatas untuk penentuan kategori desain seismik untuk kota Padang adalah kategori desain seismik D.

4) Penentuan nilai  $T_s$  dan  $T_0$ , dengan Pers. 3.5 dan 3.6 berikut :

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.5)$$

$$T_s = \frac{0,960}{0,824} = 1,165$$

$$T_0 = 0,2 \times T_s \quad (3.6)$$

$$T_0 = 0,2 \times 1,165 = 0.233$$

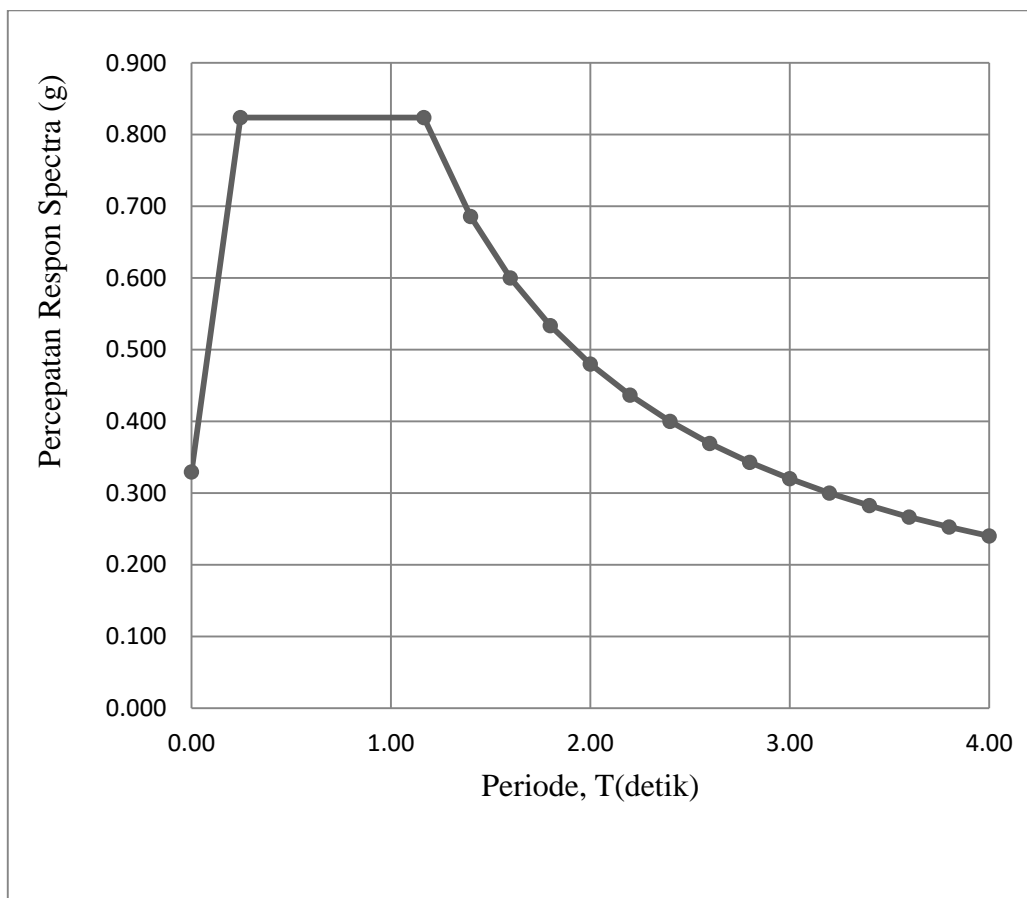
5) Penentuan nilai  $S_a$

- a. Untuk periode lebih kecil dari  $T_0$ , respon spektrum percepatan desain ( $S_a$ ) diperoleh dari Pers. 3.7 berikut:

$$S_a = S_{DS}(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \quad (3.7)$$

- b. Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil atau sama dengan  $T_S$ , spektrum respon percepatan desain ( $S_a$ ) sama dengan  $S_{DS}$
- c. Untuk periode yang lebih besar dari  $T_S$ , spektrum respon percepatan desain ( $S_a$ ) diperoleh dari Pers. 3.8 berikut:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.8)$$



Gambar 3.5: Kurva respons spectrum kota Padang dengan kondisi tanah lunak.

Nilai yang dimasukkan keprogram untuk *Define Response Spektrum Function* adalah nilai yang ada pada Tabel 3.9 dengan cara *copy data* dan *paste* keprogram.

Tabel 3.10: Data *spektrum respon* berdasarkan SNI 1726:2012 kota Padang untuk tanah lunak.

c. Tanah lunak ( $S_E$ )				
No	Periode		<i>Spectral Acceleration</i>	
	T(dt)		C (g)	
1	$T_{awal}$	0,0000	$(0.4 \cdot S_{ds})$	0,330
2	$T_0$	0,2458	SDS	0,824
3	$T_s$	1,1653	SDS	0,824
4	$T_n$	1,4000	$S_a = S_{D1}/T$	0,686
5		1,6000		0,600
6		1,8000		0,533
7		2,0000		0,480
8		2,2000		0,436
9		2,4000		0,400
10		2,6000		0,369
11		2,8000		0,343
12		3,0000		0,320
13		3,2000		0,300
14		3,4000		0,282
15		3,6000		0,267
16		3,8000		0,253
17		4,0000		0,240

Nilai spektrum respon tersebut dikalikan dengan faktor skala yang besarnya ditentukan dengan persamaan 3.4 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor skala} &= \frac{I}{R} \times g && (3.9) \\
 &= 1.0/8 \times 9.81 \text{ m/s}^2 \\
 &= 1.2263
 \end{aligned}$$

### 3.6 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah kombinasi pembebanan metode ultimit. Untuk struktur dengan kategori desain seismik D,  $\rho = 1.3$  dan  $S_{DS} = 0.824$ . Adapun kombinasi pembebanan yang digunakan adalah pada tabel 3.11:

Tabel 3.11: Tabel kombinasi pembebanan untuk  $\rho = 1.3$  dan  $S_{DS} = 0.824$ .

Kombinasi Pembebanan								
Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1.4	DL						
Kombinasi 2	1.2	DL	1.6	LL				
Kombinasi 3	1.41	DL	1	LL	0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 4	0.99	DL	1	LL	-0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 5	1.08	DL	1	LL	0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 6	1.32	DL	1	LL	-0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 7	1.41	DL	1	LL	1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 8	0.99	DL	1	LL	-1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 9	1.32	DL	1	LL	1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 10	1.08	DL	1	LL	-1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 11	1.11	DL			0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 12	0.69	DL			-0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 13	0.78	DL			0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 14	1.02	DL			-0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 15	1.11	DL			1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 16	0.69	DL			-1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 17	1.02	DL			1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 18	0.78	DL			-1.3	EX	0.39	EY

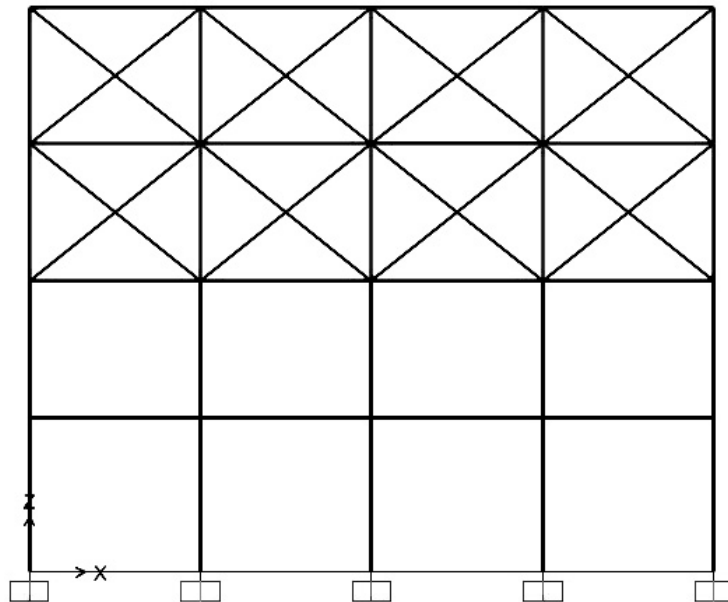
Rekapitulasi hasil Analisa Struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dengan menggunakan program analisis struktur akan ditampilkan pada lampiran.

### 3.7 Analisis 3D dengan Program

Untuk prosedur perhitungan analisis *pushover* telah dijelaskan pada bab 2. Penelitian ini menggunakan program analisis *software* komputer sebagai alat bantu menganalisis struktur yang di modelkan. Adapun tahap pada saat pelemahan dinding sebagai berikut:

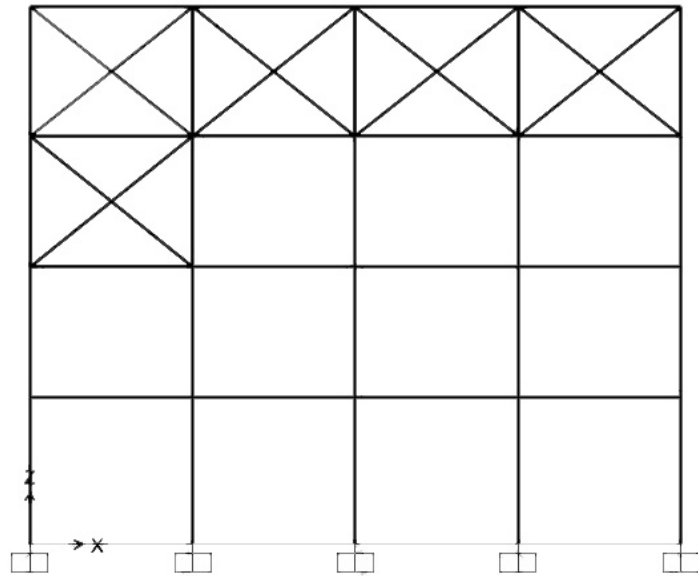


1. Pada hasil *pushover* awal, hal pertama adalah menentukan titik keruntuhan bata merah untuk melemahkan atau menghilangkan dinding pengisi.
2. Jika bata yang hancur akibat gaya tekan maka dinding dilemahkan, jika bata yang hancur akibat gaya tarik maka dinding tidak dilemahkan.
3. Memilih dinding yang akan dilemahkan atau dihilangkan dengan menghapus dinding.
4. Melakukan analisis setelah dinding dihilangkan pada keruntuhan dinding awal dan keruntuhan dinding akhir. Gambar 3.6 dan Gambar 3.7 menunjukkan keruntuhan dinding pada tahap awal dan keruntuhan dinding pada tahap akhir.

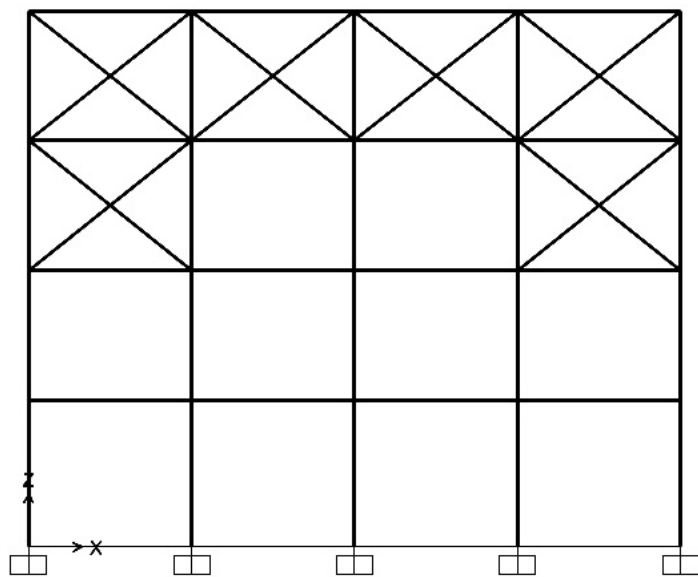


Gambar 3.6: Struktur arah xz dengan  $y = 0$  m.

Gambar 3.6 menunjukkan keruntuhan dinding pada tahap awal dimana berada pada arah xz dengan  $y = 0$  m.



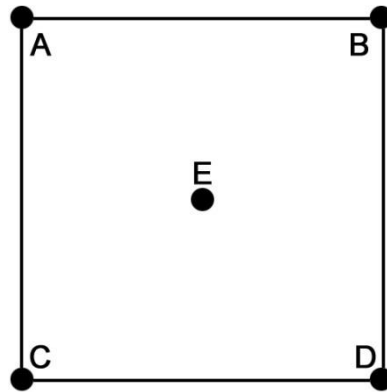
Gambar 3.7a: Struktur arah xz dengan  $y = 0$  m.



Gambar 3.7b: Struktur arah xz dengan  $y = 20$  m.

Gambar 3.7a dan 3.7b menunjukkan keruntuhan dinding pada tahap akhir dimana berada pada arah xz dengan  $y = 0$  m dan arah xz dengan  $y = 20$  m.

5. Langkah selanjutnya adalah menentukan titik peninjauan rotasi yang terjadi dimana titik peninjauan dilakukan pada setiap sudut dan tengah pada rantai struktur, seperti Gambar 3.8 berikut:



Gambar 3.8: Titik tinjau rotasi pada lantai gedung.

Untuk mendefinisikan beban gempa dinamis respon spektrum, maka kurva respon spektrum pada Gambar 3.5 akan diinput ke dalam program. Perlemahan dinding yang dilakukan diambil dari perlemahan dinding pada analisis *pushover*.

### 3.8 Perbandingan Hasil

Semua *output* pada analisis struktur akan dibandingkan dan dilihat penyebab-penyebab perbedaan dari nilai *output* masing-masing metode. Dari perbandingan inilah dapat dilihat torsi bawaan dan torsi tak terduga pada lantai yang terjadi.

## BAB 4

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1 Tinjauan Umum

Dalam bab ini akan membahas pola keruntuhan yang di alami oleh bangunan SRPM menggunakan program analisa struktur dengan metode:

1. Metode analisa *pushover*
2. Metode analisa respon spektrum

Data yang hasil diperoleh diantaranya berat sendiri bangunan, berat total bangunan, perioda struktur alami, gaya geser seismik dasar, dan nilai rotasi pada titik setiap sudut dan tengah lantai.

#### 4.2 Hasil Analisis

Pada program analisa struktur, berat sendiri perlantai dapat dihitung secara otomatis. Adapun hasil berat sendiri perlantai struktur bangunan yang dihitung otomatis oleh program dapat dilihat dari Tabel 4.1.

Table 4.1: Hasil berat sendiri bangunan per lantai struktur bangunan.

<i>Group</i>	<i>SelfMass</i> kgf-s <sup>2</sup> /m	<i>SelfWeight</i> kgf	<i>TotalMassX</i> kgf-s <sup>2</sup> /m	<i>TotalMassY</i> kgf-s <sup>2</sup> /m	<i>TotalMassZ</i> kgf-s <sup>2</sup> /m
ALL	116950.54	1146893.16	116950.54	116950.54	116950.54
Lt. 1	30474.10	298848.86	30474.10	30474.10	30474.10
Lt. 2	30479.08	298897.72	30479.08	30479.08	30479.08
Lt. 3	30479.08	298897.72	30479.08	30479.08	30479.08
L.t atap	25518.28	250248.86	25518.28	25518.28	25518.28

#### 4.3 Penentuan Berat Total Per Lantai (Wt)

Untuk perhitungan analisis statik ekuivalen dibutuhkan berat total per lantai, maka berat total perlantai bisa didapat dengan menjumlahkan antara berat sendiri, berat mati dan berat hidup. Rekapitulasi berat total per lantai struktur bangunan

dapat dilihat pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2: Rekapitulasi berat total per lantai struktur bangunan.

Lantai	Beban Sendiri (kg)	Beban Mati Tambahan (kg)	Beban Hidup (kg)	Total Beban (Wt) (kg)
1	298848,860	247752	80000	626600,86
2	298897,72	247752	80000	626649,72
3	298897,72	247752	80000	626649,72
Atap	250248,86	9452	32000	291700,86
Total				2171601,16

#### 4.4 Penentuan Perioda Alami Stuktur ( $T_1$ )

Dari model struktur pada program diperoleh waktu getar alami fundamental struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3: Waktu getar alami struktur bangunan.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
1	0.44157	0.381	0.505
2	0.44157	0.886	0.886
3	0.37800	0.886	0.886
4	0.13874	0.946	0.911
5	0.13874	0.972	0.972
6	0.11850	0.972	0.972
7	0.07698	0.979	0.988
8	0.07698	0.995	0.995
9	0.06692	0.995	0.995
10	0.05357	0.996	0.999
11	0.05357	1	1
12	0.04730	1	1

Dari Tabel 4.3 dapat dilihat bahwa berbagai macam respon metode respon dan partisipasi massa hasil respon total harus mencapai sekurang-sekurangnya 90%. Jadi dari Tabel 4.3 partisipasi massa mencapai 100% sehingga model tersebut memenuhi syarat. Dapat dilihat persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS pada program pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4: Hasil persentase nilai perioda.

<i>Mode</i>	<i>Persentase (%)</i>	<i>CQC &lt; 15%</i>	<i>SRSS &gt; 15%</i>
T1-T2	0.00	OK	NO OK
T2-T3	14.40	OK	NO OK
T3-T4	63.30	NO OK	OK
T4-T5	0.00	OK	NO OK
T5-T6	14.59	OK	NO OK
T6-T7	35.04	NO OK	OK
T7-T8	0.00	OK	NO OK
T8-T9	13.06	OK	NO OK
T9-T10	19.95	NO OK	OK
T10-T12	0.00	OK	NO OK
T11-T12	11.70	OK	NO OK

#### 4.5 Periode Fundamental Pendekatan ( $T_a$ )

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.8.2, periode ( $T$ ) tidak boleh melebihi hasil koefisien batasan atas pada periode yang dihitung ( $C_u$ ) dan periode pendekatan fundamental ( $T_a$ ), yang mana periode fundamental dihitung pada Pers. 4.1 dan 4.2.

$$T_a = 0.1N \quad (4.1)$$

$$T_{amax} = T_a \times C_u \quad (4.2)$$

Dimana Pers. 4.1 dipakai dengan syarat gedung tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka pemikul momen beton dan tinggi tingkat paling sedikit 3 meter, nilai  $C_u$  yang digunakan diambil dari Tabel 4.5.

Tabel 4.5: Nilai koefisien batas atas ( $C_u$ ).

Parameter percepatan respon spektra desain pada 1 detik, $S_{D1}$	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

Pengecekan nilai perioda yang dihitung oleh program dengan persyaratan maksimum nilai perioda dapat dilihat pada Table 4.6.

Tabel 4.6: Pengecekan nilai perioda.

Syarat Perioda				
Arah	$T_a$ $=0.1*N$	$T_a \text{ Max} = C_u*T_a$	T hasil dari <i>software</i>	CEK
X	0.400	0.560	0.442	OK
Y	0.400	0.560	0.442	OK

#### 4.6 Penentuan Gaya Geser Seismic (V)

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.8.1, nilai gaya geser nominal statik ekuivalen (V) masing-masing arah dapat ditentukan berdasarkan Pers. 4.3 dan dirangkum seperti pada Tabel 4.8.

$$V = C_s W \quad (4.3)$$

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1 dimana nilai  $C_s$  diambil dari Pers. 4.4.

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.4)$$

$C_s$  yang dihitung pada Pers. 4.4 tidak boleh melebihi nilai yang dihitung menurut Pers. 4.5 dan tidak kurang dari nilai yang dihitung menurut Pers. 4.6 dan sebagai

tambahan untuk struktur yang berlokasi didaerah dimana  $s_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6 maka  $C_s$  harus tidak kurang dari Pers. 4.7.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.5)$$

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (4.6)$$

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.7)$$

Hasil nilai  $C_s$  yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7: Nilai  $C_s$  yang digunakan.

Perhitungan Nilai $C_s$					
Arah	Cs Max- SDS / (R/I)	CS Hitungan - SD1 / (T*(R/I)	CS Min - 0.004*SDS*I	CS Tambahan - 0.5*S1/(R/I)	CS Yg digunakan
T1	0.103	0.272	0.003	0.0375	0.103
T2	0.103	0.272	0.003	0.0375	0.103

Dari Tabel 4.7 diatas telah disepakatikan nilai  $C_s$  yang dibutuhkan untuk mencari nilai gaya geser dasar struktur bangunan. Nilai gaya geser dasar (V) dapat dilihat pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8: Gaya geser nominal statik ekuivalen (V).

Wt (kg)	V <sub>arah x</sub> (kg)	V <sub>arah y</sub> (kg)
2171601,16	223674,92	223674,92

#### 4.7 Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Distribusi horizontal gaya gempa ditentukan berdasarkan Pers. 4.8 dan 4.9.

$$F_i = C_{vx} V \quad (4.8)$$



$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (4.9)$$

Dikarenakan nilai V arah x dan y pada sturuktur portal terbuka yang bernilai sama, maka nilai Fi pada arah x dan y bernilai sama pula. Nilai k diambil dari nilai periode yang terjadi. Pada struktur ini diambil dengan interpolasi antara nilai 1 dan 2 karena nilai periode lebih kecil dari 0,5 yaitu 0.442 ( $0,5 < T < 2,5$ ). Nilai Fi masing-masing arah pada struktur bangunan dapat dilihat pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9. Nilai  $F_{ix}$  dan  $F_{iy}$  per lantai.

Lantai (i)	Wi (kg)	hi (m)	wi . Hi <sup>k</sup> (kg.m)	Fi (kg)
Lantai 1	626600,86	4.4	2621915,05	31092,21
Lantai 2	626649,72	8.3	4861713,74	57653,05
Lantai 3	626649,72	12.1	7069474,54	83833,98
Lantai atap	291700,86	16.0	4308750,02	51095,68
Total	2171601,16		18861853,35	223674,92

Gaya geser gedung tiap tingkat pada gedung dapat dilihat pada Tabel 4.10.

Tabel 4.10: Gaya geser gedung tiap lantai.

Nilai Fix dan Fiy				
Lantai (i)	Berat per lantai (kg)	Tinggi (m)	Fi (kg)	Story Shear / Vx (kg)
Lantai 1	626600,86	4	31092,21	31092,21
Lantai 2	626649,72	4	57653,05	88745,26
Lantai 3	626649,72	4	83833,98	172579,23
Lantai atap	291700,86	4	51095,68	223674,92
Total	2171601,16		223674,92	

#### 4.8 Spektrum Respon Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.4, faktor redundansi ( $\rho$ ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik dalam masing-masing kedua arah orthogonal. SNI-2012 pasal 7.3.4.2 menyebutkan bahwa untuk katagori dasain seismic D, E atau F nilai  $\rho$  dapat diambil = 1 bila masing masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar pada arah yang ditinjau memenuhi persyaratan, selain dari persyaratan tersebut nilai  $\rho$  harus diambil = 1,3. Gaya geser gedung tiap lantai dengan pengecekan 35% *V base shear* dengan nilai redundansi ( $\rho$ ) = 1 dapat dilihat pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11: Pengecekan *story shear* dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1 ( $\rho=1$ ).

Struktur perletakan jepit					
No	Lantai Ke-	Arah X,Y			Cek 35% V Base Shear <Story Shear ( $V_x$ )
		Story Shear ( $V_x$ ) (kg)	Base Shear ( $V_x$ ) (kg)	35% V Base Shear $\rho=1$ (kg)	
1	1	31092,21	31092,21	10882,27225	OK
2	2	88745,26	31092,21	10882,27225	OK
3	3	172579,23	31092,21	10882,27225	OK
4	Atap	223674,92	31092,21	10882,27225	OK

Dikarenakan pengecekan *story shear* dengan gaya geser dasar dengan nilai redundansi 1 ( $\rho=1$ ) sudah semua *OK*, maka kita tidak perlu melakukan pengecekan cek gaya geser dasar dengan nilai redundansi 1 ( $\rho=1.3$ ).

#### 4.9 Gaya Geser Analisis Respon Spektrum

Gaya geser analisis respon spektrum yang telah diproses pada program dapat dilihat pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12: Gaya geser respon spektrum stuktur bangunan.

TABLE: <i>Base Reactions</i>			
Struktur perletakan jepit			
<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>	<i>GlobalFY</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg	Kg
GEMPA X	<i>Max</i>	105098,56	105098,56
GEMPA Y	<i>Max</i>	105098,56	105098,56

Menurut (Riza, 2010), sebelum mendapatkan data hasil gaya geser analisis respon spektrum dari program terdapat faktor skala gempa arah x 100% dan arah y 30% dari arah x, yaitu:

- Faktor skala gempa arah x =  $g \times I / R = 9.81 \times 1/8 = 1.266$
- Faktor skala gempa arah y = 30% arah x = 0.368
- Skala diatas untuk gempa x, untuk gempa y nilai diatas dibalik.

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.4 bahwa 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 dasar nominal  $V$ , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut Pers. 4.10.

$$0.85 \frac{V}{V_t} \tag{4.10}$$

Dimana  $V$  adalah gaya geser dasar nominal sebagai respon ragam yang pertama terhadap pengaruh gempa rencana menurut Pers. 4.3 sebelumnya. Hasil pengecekan pada gaya respon spektrum dengan Pers. 4.10 dapat dilihat pada Tabel 4.13.

Tabel 4.13: Pengecekan gaya geser respon spektrum.

Struktur perletakan jepit				
Arah	V	V <sub>t</sub>	0.85*V <sub>t</sub>	Cek $V \geq 0.85V_t$
X	223674,92	105098,56	89333,78	OK
Y	223674,92	105098,56	89333,78	OK

Pada Tabel 4.14 diatas dapat dilihat bahwa pada struktur perletakan jepit pengecekan sudah sesuai dengan syarat yang dianjurkan pada pasal 7.9.4 SNI 1726:2012. Oleh karena itu, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung analisis ragam spektrum respons dalam suatu arah tertentu, tidak harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala seperti Pers. 4.11.

$$\text{Faktor skala} = 0.85V_t/V \geq 1 \quad (4.11)$$

#### 4.10 Pemodelan Gedung Pada Program

Pada prinsipnya hasil yang disajikan program analisa struktur bukanlah hasil mutlak seperti kondisi riil di lapangan melainkan masih berupa pendekatan yang mana intuisi seorang *engineer* memiliki peran besar dalam menghasilkan *output* yang lebih *valid* dan dapat dipertanggung jawabkan. Secara garis besar pengguna dituntut melakukan pemodelan yang cukup merepresentasikan kondisi riil di lapangan agar hasil yang diperoleh dapat dijadikan tolak ukur.

##### 4.10.1 Pembebanan Elemen

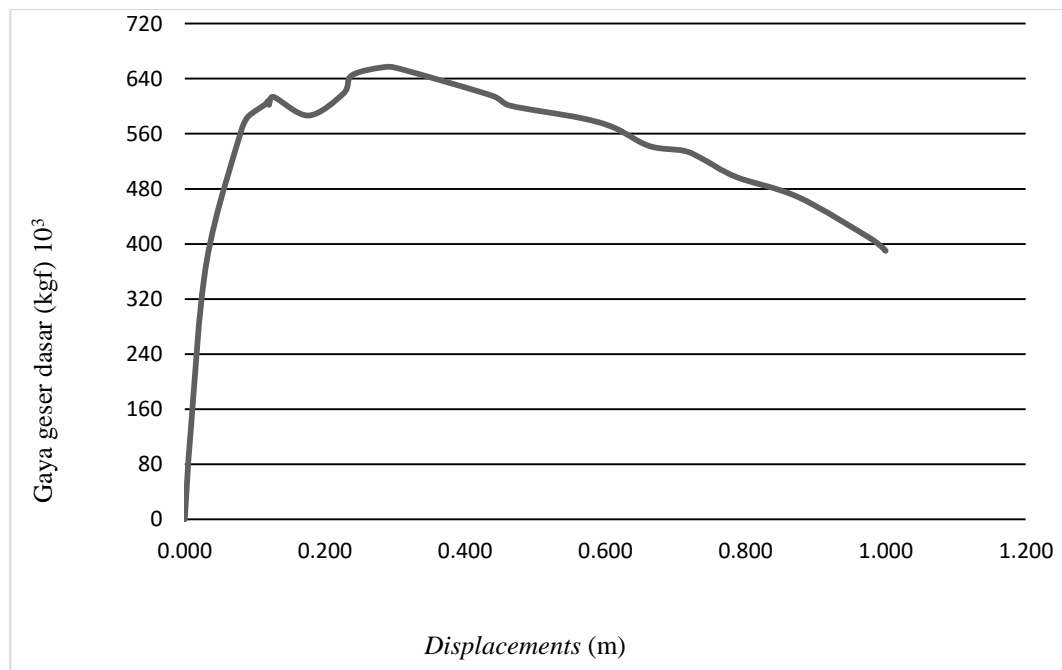
Jenis pembebanan yang digunakan pada program analisa struktur sebagai berikut:

- a. *Dead* = Beban dari berat sendiri elemen, seperti balok, pelat dan kolom.
- b. *Super Dead* = Beban mati tambahan, seperti elemen plafon + penggantung, lantai keramik, dan lain lain.
- c. *Live* = Beban hidup tereduksi.

- d. *Quake x* dan *y* = Beban gempa
- e. *Push* = Beban lateral yang digunakan untuk analisis *pushover*.

#### 4.11 Analisis *Pushover*

Analisis *pushover* dilakukan untuk melihat kapasitas dan daktilitas dari gedung yang ditinjau. Tipe analisis *pushover* yang digunakan untuk kasus adalah kontrol *displacement*, artinya struktur didorong sampai mencapai *displacement* yang diinginkan dan atau sampai struktur tersebut runtuh. Dalam kasus ini, efek P-delta juga disertakan dalam analisis. Adapun kurva *pushover* sebelum dinding dilemahkan seperti Gambar 4.1 sebagai berikut:



Gambar 4.1: Kurva *pushover* awal.

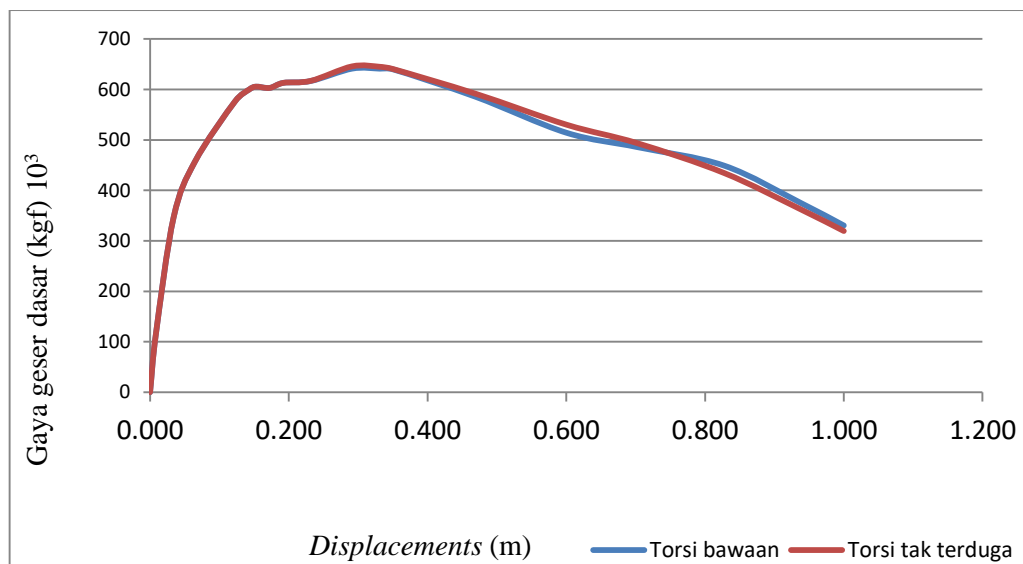
Gambar 4.1 menunjukkan hubungan antara deformasi dengan gaya lateral, dimana kondisi leleh pertama (elastis) berada pada *displacement* 0,008613 m, kondisi kapasitas ultimit berada pada *displacement* 0,289018 m, kondisi kekuatan sisa (*residual strength*) berada pada *displacement* 0,995912 m, dan kondisi

elemen struktur telah mengalami kerusakan berada pada *displacement* 1 m. Diantara sendi plastis leleh pertama sampai mencapai batas ultimit terdapat IO (*immediate occupancy*), LS (*life safety*) dan CP (*collapse prevention*). Adapun IO, LS dan CP merupakan kriteria level kinerja dari struktur.

Pembahasan torsi lantai pada sub bab ini untuk mengetahui gaya geser dasar dan rotasi titik pada lantai yang diketahui setelah elemen dinding dilemahkan. Dari kurva *pushover* pada gambar diatas diketahui titik keruntuhan dinding yang akan dilemahkan atau dihilangkan. Setelah dilemahkan, tiap sudut dan bagian tengah lantai akan dicatat nilai-nilai rotasinya dan di rangkum menjadi akumulasi grafik batang agar dapat tercapai dimana step yang bakal mengalami torsi yang besar.

#### 4.11.1 Torsi Bawaan Dan Torsi Tak Terduga Pada Lantai Untuk Kondisi Keruntuhan Dinding Awal Analisis *Pushover*

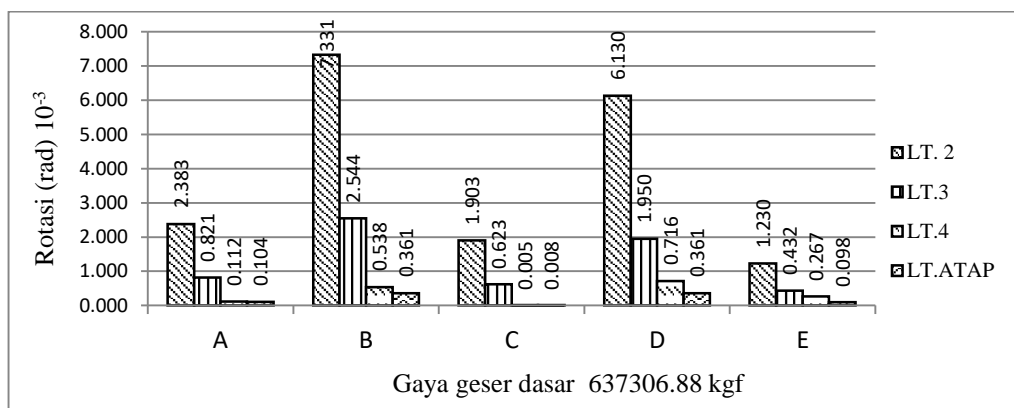
Kurva *pushover* pada Gambar 4.2 menunjukkan perbandingan pola keruntuhan antara torsi bawaan dan torsi tak terduga pada keruntuhan dinding awal.



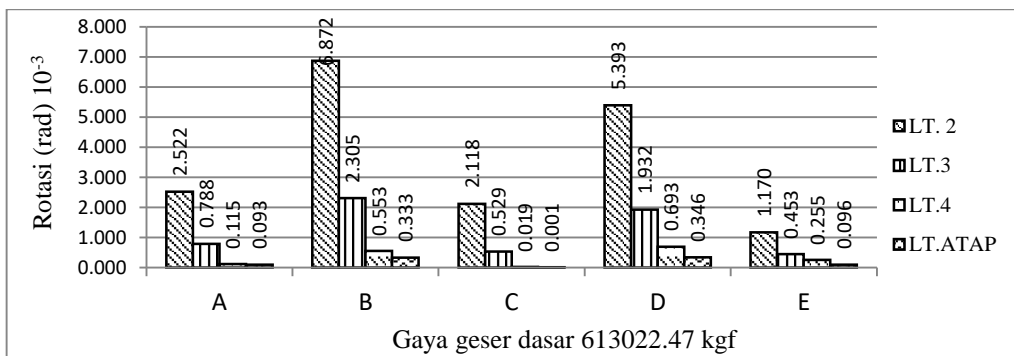
Gambar 4.2: Kurva *pushover* keruntuhan dinding awal.

Pada Gambar 4.2 kondisi leleh pertama (elastis) berada pada posisi yang sama yaitu pada *displacement* 0,008362 m, kondisi kapasitas ultimit berada pada posisi yang berbeda untuk torsi bawaan yaitu pada *displacement* 0,298779 m dan untuk torsi tak terduga yaitu 0,291216 m, kondisi kekuatan sisa (*residual strength*) berada pada posisi yang berbeda untuk torsi bawaan yaitu pada *displacement* 0,972539 m dan untuk torsi tak terduga yaitu 0,938077 m, dan kondisi elemen struktur telah mengalami kerusakan berada pada *displacement* 1 m. Akibat perpindahan pusat massa mengakibatkan gedung lebih cepat rubuh.

Untuk torsi pada lantai, torsi ini sama halnya seperti rotasi pada lantai. Setelah dicari nilai tiap sudut dan bagian tengahnya, terbentuk pola rotasi pada bangunan seperti pada Gambar 4.3 dan Gambar 4.4.



Gambar 4.3: Diagram rotasi puncak per lantai untuk torsi bawaan pada keruntuhan dinding awal analisis *pushover*.

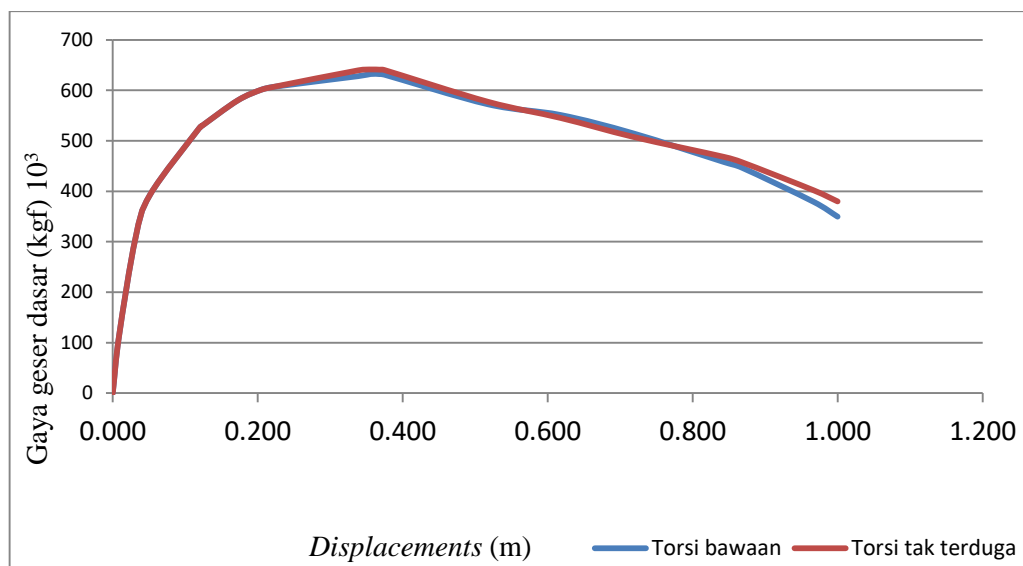


Gambar 4.4: Diagram rotasi puncak per lantai untuk torsi tak terduga pada keruntuhan dinding awal analisis *pushover*.

Pada Gambar 4.3 dan Gambar 4.4 menunjukkan rotasi puncak yang terjadi pada lantai. Rotasi pada lantai untuk torsi bawaan lebih besar dibandingkan dengan torsi tak terduga yang mana membuat hasil tidak signifikan. Rotasi terbesar terjadi pada lantai 2 di titik B dimana untuk torsi bawaan sebesar  $7.331 \times 10^{-3}$  radians, sedangkan untuk torsi tak terduga sebesar  $6.872 \times 10^{-3}$  radians. Dari hasil yang didapat dapat disimpulkan bahwa hampir tidak ada rotasi yang terjadi.

#### 4.11.2 Torsi Bawaan Dan Torsi Tak Terduga Pada Lantai Untuk Kondisi Keruntuhan Dinding Akhir Analisis *Pushover*

Kurva *pushover* pada Gambar 4.5 menunjukkan perbandingan pola keruntuhan antara torsi bawaan dan torsi tak terduga pada keruntuhan dinding akhir.



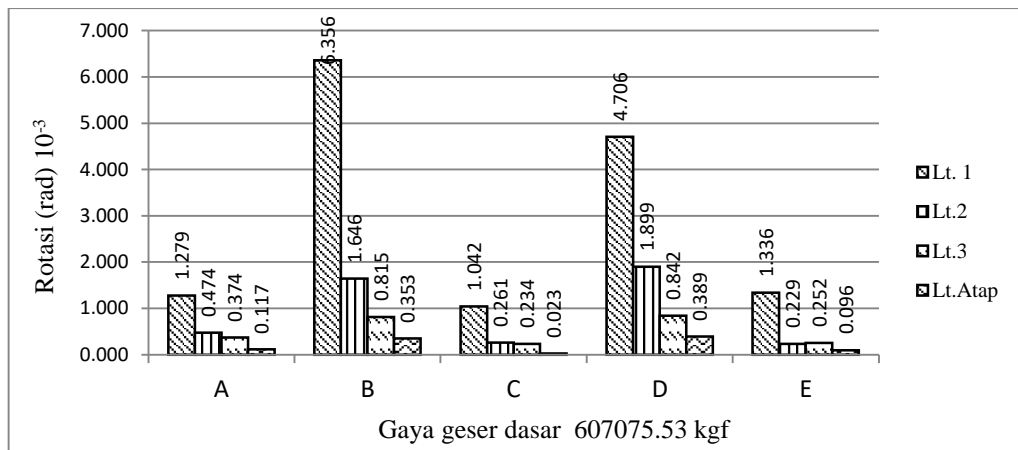
Gambar 4.5: Kurva *pushover* keruntuhan dinding akhir.

Pada Gambar 4.5 kondisi leleh pertama (elastis) berada pada posisi yang sama yaitu pada *displacement* 0,00872 m, kondisi kapasitas ultimit berada pada posisi yang berbeda untuk torsi bawaan yaitu pada *displacement* 0,355737 m dan untuk torsi tak terduga yaitu pada 0,355571 m, kondisi kekuatan sisa (*residual strength*)

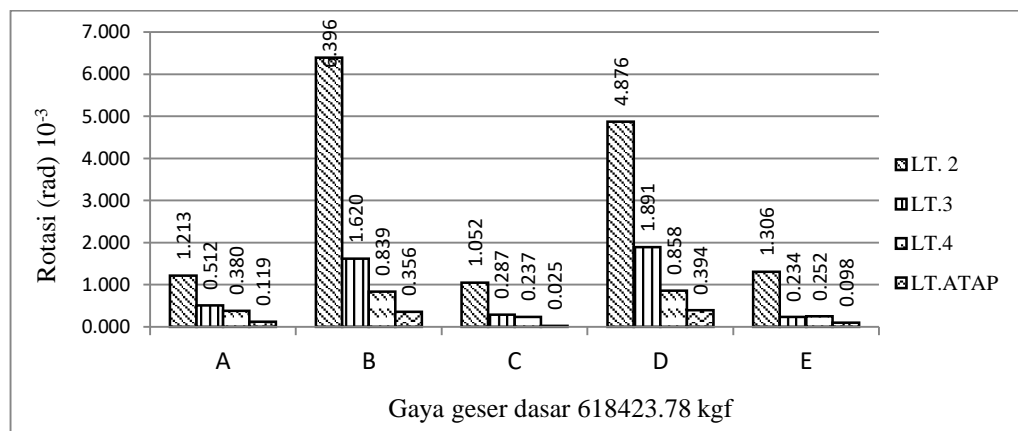


berada pada posisi yang berbeda untuk torsi bawaan yaitu pada *displacement* 0,96677 m dan untuk torsi tak terduga yaitu pada 0,911238 m, dan kondisi elemen struktur telah mengalami kerusakan berada pada *displacement* 1 m. Dari kurva *pushover* di atas terlihat bahwa keruntuhan dinding akhir torsi bawaan pada lantai lebih cepat rubuh dibandingkan dengan keruntuhan dinding akhir torsi tak terduga pada lantai.

Untuk torsi pada lantai, torsi ini sama halnya seperti rotasi pada lantai. Setelah dicari nilai tiap sudut dan bagian tengahnya, terbentuk pola rotasi pada bangunan seperti pada Gambar 4.6 dan Gambar 4.7.



Gambar 4.6: Diagram rotasi puncak per lantai untuk torsi bawaan pada keruntuhan dinding akhir analisis *pushover*.



Gambar 4.7: Diagram rotasi puncak per lantai untuk torsi tak terduga pada keruntuhan dinding akhir analisis *pushover*.

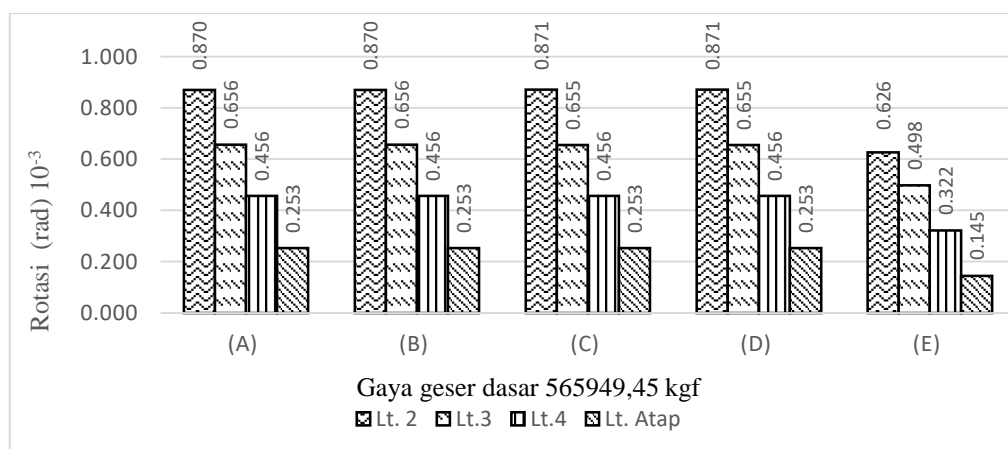
Pada Gambar 4.6 dan Gambar 4.7 menunjukkan rotasi puncak yang terjadi pada lantai. Rotasi pada lantai untuk torsi bawaan lebih kecil dibandingkan dengan torsi tak terduga yang mana membuat hasil menjadi signifikan. Rotasi terbesar terjadi pada lantai 2 di titik B dimana untuk torsi bawaan sebesar  $6.356 \times 10^{-3}$  radians, sedangkan untuk torsi tak terduga sebesar  $6.396 \times 10^{-3}$  radians. Dari hasil yang didapat dapat disimpulkan bahwa hampir tidak ada rotasi yang terjadi.

#### 4.12 Analisis Respon Spektrum

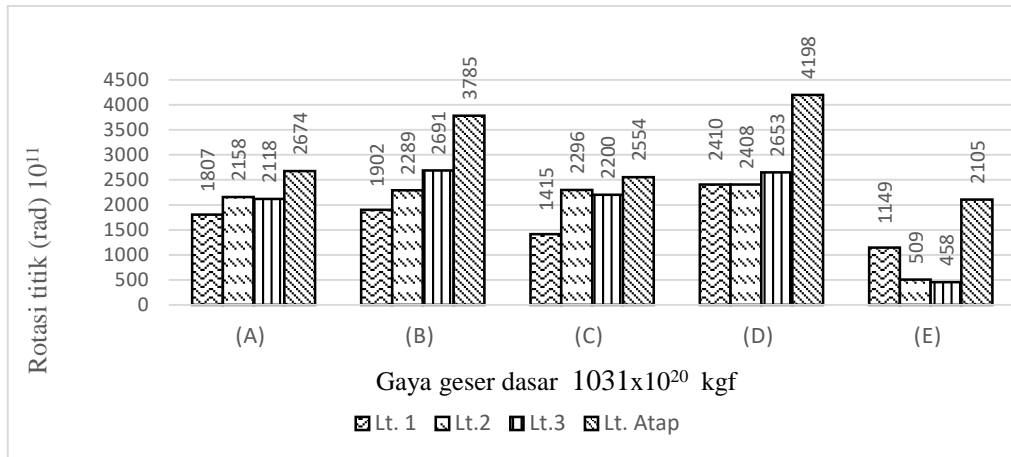
Analisis respon spektrum dilakukan untuk mengestimasi penentuan *strength demand*. Estimasi kebutuhan kekuatan struktur (*strength demand*) akibat beban gempa pada prinsipnya adalah menentukan seberapa besar beban horisontal yang akan bekerja pada tiap-tiap massa. Respon spektrum dapat dipakai untuk menentukan gaya horisontal maupun simpangan struktur di mana total respons didapat melalui superposisi dari respons masing-masing ragam getar.

##### 4.12.1 Torsi Bawaan Dan Torsi Tak Terduga Pada Lantai Untuk Kondisi Keruntuhan Dinding Awal Analisis Respon Spektrum

Diagram rotasi pada Gambar 4.8 menunjukkan perubahan setelah sebagian dinding di lemahkan dan Gambar 4.9 menunjukkan perubahan setelah sebagian dinding di lemahkan dan perpindahan pusat massa yang dilakukan.



Gambar 4.8: Diagram rotasi per lantai untuk torsi bawaan pada keruntuhan dinding awal analisis respon spektrum.

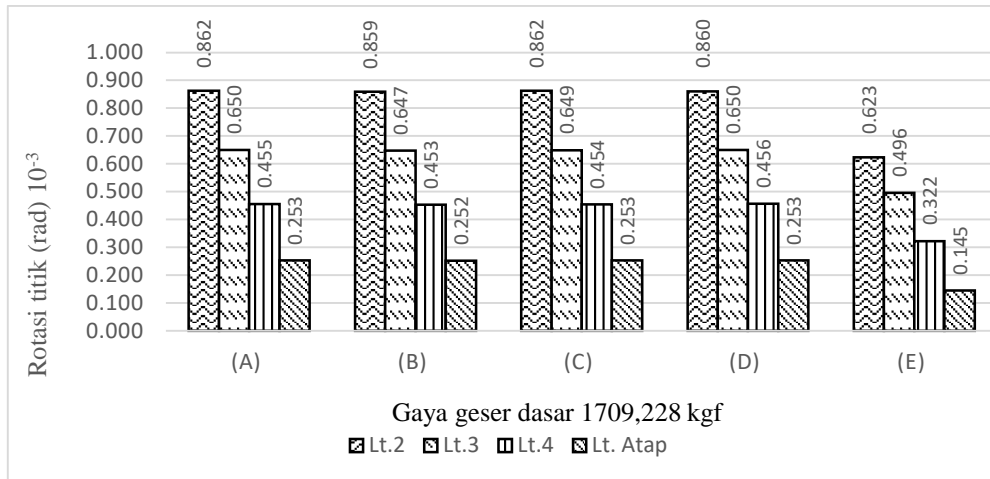


Gambar 4.9: Diagram rotasi per lantai untuk torsi tak terduga pada keruntuhan dinding awal analisis respon spektrum.

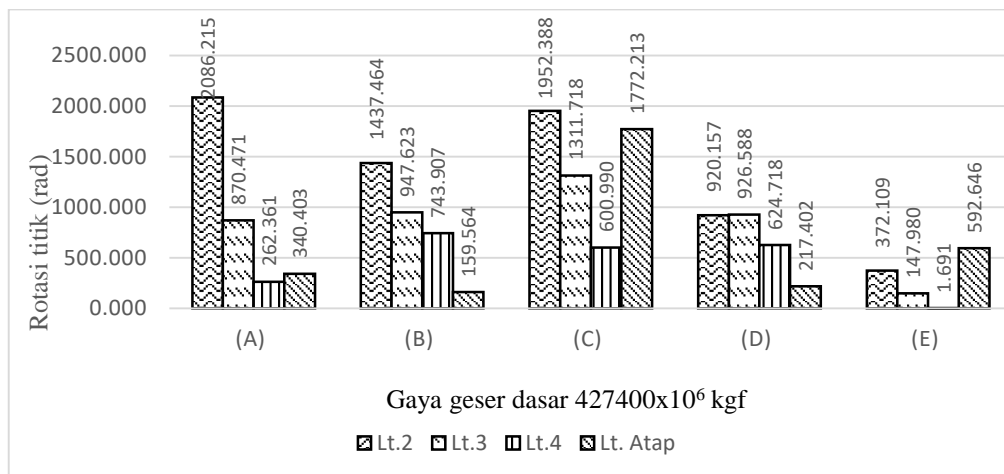
Pada Gambar 4.8 dan Gambar 4.9 menunjukkan rotasi yang terjadi pada lantai. Rotasi pada lantai untuk torsi bawaan lebih kecil dibandingkan dengan torsi tak terduga yang mana membuat hasil menjadi signifikan. Rotasi terbesar pada torsi bawaan terjadi pada lantai 2 di titik C dan D sebesar  $0.871 \times 10^{-3}$  radians, sedangkan rotasi terbesar pada torsi tak terduga terjadi pada lantai atap di titik D sebesar  $4198 \times 10^{11}$  radians. Dari hasil yang didapat dapat disimpulkan bahwa rotasi yang terjadi pada torsi bawaan hampir tidak ada, sedangkan rotasi yang terjadi pada torsi tak terduga sangatlah besar.

#### 4.12.2 Torsi Bawaan Dan Torsi Tak Terduga Pada Lantai Untuk Kondisi Keruntuhan Dinding Akhir Analisis Respon Spektrum

Diagram rotasi pada Gambar 4.10 menunjukkan perubahan setelah lebih banyak dinding di lemahkan dan Gambar 4.11 menunjukkan perubahan setelah lebih banyak dinding di lemahkan dan perpindahan pusat massa yang dilakukan.



Gambar 4.10: Diagram rotasi per lantai untuk torsi bawaan pada keruntuhan dinding akhir analisis respon spektrum.



Gambar 4.11: Diagram rotasi per lantai untuk torsi tak terduga pada keruntuhan dinding akhir analisis respon spektrum.

Pada Gambar 4.10 dan Gambar 4.11 menunjukkan rotasi yang terjadi pada lantai. Rotasi pada lantai untuk torsi bawaan lebih kecil dibandingkan dengan torsi tak terduga yang mana membuat hasil menjadi signifikan. Rotasi terbesar pada torsi bawaan terjadi pada lantai 2 di titik A dan C sebesar  $0.871 \times 10^{-3}$  radians, sedangkan rotasi terbesar pada torsi tak terduga terjadi pada lantai 2 di titik A sebesar 2086,215 radians. Dari hasil yang didapat dapat disimpulkan bahwa rotasi yang terjadi pada torsi bawaan hampir tidak ada, sedangkan rotasi yang terjadi pada torsi tak terduga sangatlah besar.

## BAB 5

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1 Kesimpulan

Berdasarkan perbandingan dari hasil perencanaan struktur perilaku torsi bawaan dan torsi tak terduga pada lantai diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Metode analisis *pushover*.
  - a) Torsi bawaan dan torsi tak terduga pada lantai untuk kondisi keruntuhan dinding awal.
    - Nilai rotasi maksimum sebesar  $7.331 \times 10^{-3}$  radians dan  $6.872 \times 10^{-3}$  radians.
    - Hampir tidak ada rotasi yang terjadi.
  - b) Torsi bawaan dan torsi tak terduga pada lantai untuk kondisi keruntuhan dinding akhir.
    - Nilai rotasi maksimum sebesar  $6.356 \times 10^{-3}$  radians dan  $6.396 \times 10^{-3}$  radians.
    - Hampir tidak ada rotasi yang terjadi.
2. Metode analisis respon spektrum.
  - a) Torsi bawaan dan torsi tak terduga pada lantai untuk kondisi keruntuhan dinding awal.
    - Nilai rotasi maksimum sebesar  $0.871 \times 10^{-3}$  radians dan  $4198 \times 10^{11}$  radians.
    - Hasil rotasi yang terjadi pada torsi bawaan hampir tidak ada, sedangkan rotasi yang terjadi pada torsi tak terduga sangatlah besar.
  - b) Torsi bawaan dan torsi tak terduga pada lantai untuk kondisi keruntuhan dinding akhir.
    - Nilai rotasi maksimum sebesar  $0.862 \times 10^{-3}$  radians dan 2086,215 radians.
    - Hasil rotasi yang terjadi pada torsi bawaan hampir tidak ada, sedangkan rotasi yang terjadi pada torsi tak terduga sangatlah besar.

## 5.2 Saran

Penulis mempunyai beberapa saran, bila dimasa depan dilakukan penelitian lanjutan :

1. Evaluasi torsi pada lantai perlu dicoba dengan bangunan tidaksimetris.
2. Parameter untuk analisis *pushover* yang digunakan sebaiknya sesuai dengan parameter perencanaan bangunan.
3. Untuk mendapatkan hasil yang akurat sebaiknya pengimputan data dimasukkan dengan benar.

## DAFTAR PUSTAKA

- Afandi, Nur Rachmad. 2010. *Evaluasi Kinerja Seismik Struktur Beton Dengan Analisis Pushover Menggunakan Program SAP2000*. Surakarta: Universitas Sebelas Maret.
- Antonius dan Widhianto, A. (2013). *Soft Storey pada Respon Dinamik Struktur Gedung Beton Bertulang Tingkat Tinggi (199S)*. Universitas Sebelas Maret. Surakarta.
- Aryanto, A. 2008. *Kinerja Portal Beton Bertulang dengan Dinding Pengisi Bata Ringan terhadap beban Gempa*. Tesis Magister, Institusi Teknologi Bandung, Bandung.
- ATC-40 (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Report SSC 96-01, California Seismic Safety Commission, Penerbit: Applied Technology Council, Redwood City.
- Badan Standarisasi Nasional. (2012). *Tata Cara Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2012)*. Jakarta: Departemen PekerjaanUmum.
- Badan Standarisasi Nasional. (2013). *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013)*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional. (2013). *Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)*. Jakarta: Departemen PekerjaanUmum.
- Berny, A. E. R. (2013). *Perhitungan Inter Story Drift Pada Bangunan Tanpa Set-back dan Dengan Set-back Akibat Gempa*. Jurnal Sipil Statik, Vol. 1.
- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011) *StudiKomparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 1726:2012*. Bandung: ITB.
- Departemen PekerjaanUmum. (1983). *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983*. Jakarta: Direktorat Jenderal Bina Marga.
- Dewobroto, W.(2006). *Pemrograman sebagai Sarana Pembelajaran Rekayasa, prosiding Lokakarya Pengajaran Mekanika Teknik, Konstruksi Beton dan Konstruksi Baja*. Bali: Universitas Udayana.
- Erwin. (2009). *Analisa Torsi Pada Tampang Persegi Panjang dan Aplikasi Pada Komponen Struktur Beton Bertulang dengan Menggunakan Elemen Grid*. Medan: Repository USU.  
<http://repository.usu.ac.id/handle/123456789/11750>.

- Faisal, Ade. (2013) *Catatan Kuliah Pemodelan Struktur untuk Analisa Nonlinear*. Medan: Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
- Haryono, Sri. (2010). *Kajian Penggunaan Nonlinier Static Pushover Analysis dengan Metode ATC-40, FEMA 356, FEMA 440 dan Perilaku Seismik Inelastic Time History Analysis untuk Evaluasi Kinerja Struktur Bangunan Pasca Gempa*. Surakarta: UTP.
- Macgregor, James G. (1997). *Reinforced Concrete Mechanics and Design*. New Jersey: Prentice-Hall.
- McCormac, Jack C. (2004). *Reinforced Desain Beton Bertulang Jilid 2*. Jakarta: Erlangga.
- Paulay, T. dan Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Penerbit: John Wiley and Sons, New York.
- Pinem, Muhammad Daud. (2013). *Analisis Sistem Mekanik Ansys*. Bandung: Wahana Ilmu Kita.
- Saneinejad, A. dan Hobbs, B. (1995). *Inelastic Design of Infilled Frames*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 121(4), 634-650.
- Stathopoulos, K.G. dan Anagnostopoulos, S.A. (2005). *Inelastic Torsion Of Multistorey Buildings Under Earthquake Excitations*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34, 1449-1465.
- Timoshenko, S (1958). *Strength of Materials*. New York: Robert E. Krieger Publishing.
- Wigroho, Harianto Yoso. (2001). *Analisis Dan Perencanaan Struktur Frame Menggunakan SAP2000 Versi 7.42, Edisi Kedua*. Yogyakarta: Penerbit Andi.



## LAMPIRAN

### A.1 Perhitungan Beban Tambahan Perlantai Struktur Bangunan Dinding

#### Bata

##### 1. BERAT LANTAI 4 (ATAP)

diketahui :

Dimensi denah : Panjang	=	20 m
Lebar	=	20 m
tinggi perlantai	=	4 m
luasan lantai (20x20)	=	400 m <sup>2</sup>

##### a) beban mati tambahan

spesi (tebal 3 cm)	=	0.63 kg/m <sup>2</sup>
water proofing	=	5 kg/m <sup>2</sup>
plafond dan penggantung	=	18 kg/m <sup>2</sup>
total	=	23.63 kg/m <sup>2</sup>
total beban mati dalam kg	=	9452 kg

##### b) beban hidup

berat hidup atap	=	100 kg/m <sup>2</sup>
dalam kg	=	40000 kg

koefisien reduksi = 0.8

##### 2. beban lantai 1-3

diketahui :

luasan lantai (20X20)	=	400 m <sup>2</sup>
tinggi lantai	=	4

##### a) berat mati tambahan

spesi (tebal 3cm)	=	0.63 kg/m <sup>2</sup>
keramik	=	24 kg/m <sup>2</sup>
plafond dan penggantung	=	18 kg/m <sup>2</sup>
Mecanical Elektriccil & Plumbing	=	30 kg/m <sup>2</sup>
Total	=	72.63 kg/m <sup>2</sup>
total beban mati dalam kg	=	54000 kg
dinding 1/2 bata merah	=	250 kg/m <sup>2</sup>
lebar perportal dikurangi dimensi kolom	=	4,5 m

tinggi perportal dikurangi dimensi balok	=	4,05	m
jumlah portal	=	48	
total beban dinding 1/2 bata	=	218700	kg

total beban mati tambahan	=	247752	kg
---------------------------	---	--------	----

b) berat hidup

luasan ruangan kantor

lantai	=	400	m <sup>2</sup>
--------	---	-----	----------------

berat hidup ruangan kantor lantai 1,2 dan 3	=	250	kg/m <sup>2</sup>
---	---	-----	-------------------

dalam kg	=	100000	
----------	---	--------	--

total beban hidup	=	100000	kg
-------------------	---	--------	----

koefisien reduksi	=	0.8	
-------------------	---	-----	--

## A.2 Perhitungan Desain Sturt

### Bentang 5 m dan tinggi 4 m

$f_c$	=	30	MPa
$h_{col}$	=	4000	mm
$h_{inf}$	=	3400	mm
$E_{fe}$	=	25742,9602	
$E_{me}$	=	2478	MPa
$I_{col}$	=	10800000000	mm <sup>4</sup>
$l_{inf}$	=	4400	mm
$r_{inf}$	=	5560,57551	mm
$t_{inf}$	=	99,47	mm
$\theta$	=	37,694	

$$\lambda_{col} = \left[ \frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4 E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$\lambda_1 = 0,0004$$

sehingga,

$$a = 0.175(\lambda h_{col})^{-0.4} r_{inf}$$

$$a = 736,791 \text{ mm}^2$$

$$\lambda = 0.45$$

$$w_i = \lambda \times a$$

$$w_i = 3.629 \text{ mm}$$

### A.3 Perhitungan Kekakuan Diagonal Compression Strut Saneinejad-Hobbs (1995)

$m$	=	0,4	(diambil dari ketentuan AACI 530-88)		
$E_c$	=	0,002			
$f'_m$	=	3,54	MPa		
$h$	=	4000	mm	$h'$	3400 mm
$l$	=	5000	mm	$l'$	4400 mm
$R$	=	0,80		$\gamma$	1
$\theta$	=	37,694		$\nu$	0,39
$\emptyset$	=	0,65			
$T$	=	99,47	mm		

tegangan tekan efektif dinding pengisi

$$f_c = 0.6 \emptyset f'_m$$

$$f_c = 1,3806 \text{ Mpa}$$

batas atas tegangan kontak nominal

$$\sigma_{c0} = \frac{f_c}{\sqrt{1 + 3\mu^2 r^4}}$$

$$\sigma_{c0} = 1,2620946 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b0} = \frac{f_c}{\sqrt{1 + 3\mu^2}}$$

$$\sigma_{b0} = 1,1348462 \text{ MPa}$$

Mn pada kolom = 125158000Nmm, jika Mpc =  $\phi$  Mn dengan  $\phi = 1$  maka

Mpc = 125158000Nmm. Sedangkan Mn pada balok = 258382200Nmm, jika Mpb =  $\phi$  Mn dengan  $\phi = 1$  maka Mpb = 258382200Nmm.

Panjang bidang kontak portal dengan dinding pengisi

Hubungan balok dan kolom menyatu sehingga nilai Mpj adalah nilai terkecil di antara Mpc dan Mpb

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\beta_c M_{pc}}{\tau_c t}} \leq 0.4h'$$

$$\alpha_c h = 1369,8579 \leq 1360$$

Ambil nilai  $\alpha_{ch} = 1360$ , sehingga diperoleh  $\alpha_c = 0,34$

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\beta_b M_{pb}}{\tau_b t}} \leq 0.4l'$$

$$\alpha_b l = 1453,5068 \leq 1760$$

Ambil nilai  $\alpha_b l = 1453,5068$ , sehingga diperoleh  $\alpha_b = 0,2907014$

Tegangan kontak

$$A_c = r^2 \sigma_{c0} \alpha_c (1 - \alpha_c - \mu r)$$

$$A_c = 0,0933748$$

$$A_b = r^2 \sigma_{b0} \alpha_b (1 - \alpha_b - \mu r)$$

$$A_b = 0,0821953$$

Karena  $A_c > A_b$ , maka sesuai

$$\sigma_b = \sigma_{b0} \quad 1,1348462 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c0} \left( \frac{A_b}{A_c} \right)$$

$$\sigma_c = 1,1109874 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \mu \cdot \sigma_b$$

$$\tau_b = 0,4539385 \text{ Mpa}$$

Keruntuhan sudut/ujung diagonal (CC),

$$R = R_{CC} = \frac{(1 - \alpha_c) \alpha_c t h \sigma_c + \alpha_b t l \sigma_b}{\cos \theta}$$

$$R = R_{CC} \quad 208298,82 \text{ N} \quad = 208,2988 \text{ kN}$$

Keruntuhan sudut/ujung diagonal (DC),

$$l_{eff} = \sqrt{(1 - \alpha_c)^2 h'^2 + l'^2}$$

$$l_{eff} = 4939,1837 \text{ mm}$$

$$f_a = f_c \left[ 1 - \left( \frac{l_{eff}}{40t} \right)^2 \right]$$

$$f_a = -0,746922 \quad 0,746922 \quad \text{Mpa}$$

maka

$$R = R_{DC} = \frac{0.5h'tf_a}{\cos\theta}$$

$$R = R_{DC} = 159617,98 \quad \text{N} = 159,618 \quad \text{kN}$$

Keruntuhan geser (S)

$$\tan\theta' = (\alpha - \alpha_c)\frac{h'}{l}$$

$$\tan\theta' = 0,51$$

$$R = R_s = \frac{\gamma v l'}{(1 - 0.45 \tan\theta') \tan\theta} < \frac{0.83 \gamma t l'}{\cos\theta}$$

$$R = R_s = 286691,15 \quad \text{N} = 286,6911 \quad \text{kN}$$

Dari ketiga mode keruntuhan yang ditinjau, keruntuhan tekan diagonal akan terjadi lebih dahulu dibanding mode keruntuhan yang lain sehingga dianggap yang paling menentukan, maka  $R = 159,618 \text{ kN}$ . Dikarenakan gedung simetris maka nilai  $R$  untuk strut lain juga sama.

#### A.4 Output Tabel Modal Participating Mass Ratio

Tabel Modal *Participating Mass Ratio* dapat dilihat pada Tabel L.1.

Tabel L.1: Modal *Participating Mass Ratio*.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,44157	0,381	0,505	6,758E-19	0,032	0,024	0
MODAL	Mode	2	0,44157	0,886	0,886	6,813E-19	0,057	0,057	0
MODAL	Mode	3	0,37800	0,886	0,886	1,253E-18	0,057	0,057	0,908
MODAL	Mode	4	0,13874	0,946	0,911	1,892E-17	0,129	0,229	0,908
MODAL	Mode	5	0,13874	0,972	0,972	1,954E-17	0,302	0,302	0,908
MODAL	Mode	6	0,11850	0,972	0,972	2,725E-17	0,302	0,302	0,978
MODAL	Mode	7	0,07698	0,979	0,988	6,169E-16	0,312	0,306	0,978
MODAL	Mode	8	0,07698	0,995	0,995	1,646E-15	0,316	0,316	0,978
MODAL	Mode	9	0,06692	0,995	0,995	5,028E-15	0,316	0,316	0,996
MODAL	Mode	10	0,05357	0,996	0,999	5,06E-14	0,326	0,319	0,996
MODAL	Mode	11	0,05357	1	1	6,059E-13	0,329	0,329	0,996
MODAL	Mode	12	0,04730	1	1	6,84E-13	0,329	0,329	1

## A.5 Output Tabel Joint Reaction

Tabel joint *reaction* dapat dilihat pada Tabel L.2 dan Tabel L.3.

Tabel L.2: *Joint Reaction X*.

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
246	QUAKE X	LinRespSpec	Max	3717,22	3717,22	17392,06	11357,22	11357,22	14,39
251	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4544,07	3712,21	7810,38	11306,36	12575,68	13,09
256	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4500,97	3690,32	7542,45	11258,11	12514,33	7,78
261	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4544,07	3712,21	7810,38	11306,36	12575,68	13,09
266	QUAKE X	LinRespSpec	Max	3717,22	3717,22	17392,06	11357,22	11357,22	14,39
271	QUAKE X	LinRespSpec	Max	3712,21	4544,07	7810,38	12575,68	11306,36	13,09
276	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4560,22	4560,22	668,95	12551,38	12551,38	9,51
281	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4509,65	4538,34	508,17	12503,24	12480,24	5,76
286	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4560,22	4560,22	668,95	12551,38	12551,38	9,51
291	QUAKE X	LinRespSpec	Max	3712,21	4544,07	7810,38	12575,68	11306,36	13,09
296	QUAKE X	LinRespSpec	Max	3690,32	4500,97	7542,45	12514,33	11258,11	7,78
301	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4538,34	4509,65	508,17	12480,24	12503,24	5,76
306	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4486,92	4486,92	0,001174	12430,58	12430,58	7,742E-07
311	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4538,34	4509,65	508,17	12480,24	12503,24	5,76
316	QUAKE X	LinRespSpec	Max	3690,32	4500,97	7542,45	12514,33	11258,11	7,78
321	QUAKE X	LinRespSpec	Max	3712,21	4544,07	7810,38	12575,68	11306,36	13,09
326	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4560,22	4560,22	668,95	12551,38	12551,38	9,51
331	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4509,65	4538,34	508,17	12503,24	12480,24	5,76
336	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4560,22	4560,22	668,95	12551,38	12551,38	9,51
341	QUAKE X	LinRespSpec	Max	3712,21	4544,07	7810,38	12575,68	11306,36	13,09
346	QUAKE X	LinRespSpec	Max	3717,22	3717,22	17392,06	11357,22	11357,22	14,39
351	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4544,07	3712,21	7810,38	11306,36	12575,68	13,09
356	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4500,97	3690,32	7542,45	11258,11	12514,33	7,78
361	QUAKE X	LinRespSpec	Max	4544,07	3712,21	7810,38	11306,36	12575,68	13,09
366	QUAKE X	LinRespSpec	Max	3717,22	3717,22	17392,06	11357,22	11357,22	14,39

Tabel L.3: *Joint Reaction Y.*

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
246	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	3717,22	3717,22	17392,06	11357,22	11357,22	14,39
251	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4544,07	3712,21	7810,38	11306,36	12575,68	13,09
256	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4500,97	3690,32	7542,45	11258,11	12514,33	7,78
261	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4544,07	3712,21	7810,38	11306,36	12575,68	13,09
266	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	3717,22	3717,22	17392,06	11357,22	11357,22	14,39
271	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	3712,21	4544,07	7810,38	12575,68	11306,36	13,09
276	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4560,22	4560,22	668,95	12551,38	12551,38	9,51
281	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4509,65	4538,34	508,17	12503,24	12480,24	5,76
286	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4560,22	4560,22	668,95	12551,38	12551,38	9,51
291	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	3712,21	4544,07	7810,38	12575,68	11306,36	13,09
296	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	3690,32	4500,97	7542,45	12514,33	11258,11	7,78
301	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4538,34	4509,65	508,17	12480,24	12503,24	5,76
306	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4486,92	4486,92	0,001174	12430,58	12430,58	7,742E-07
311	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4538,34	4509,65	508,17	12480,24	12503,24	5,76
316	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	3690,32	4500,97	7542,45	12514,33	11258,11	7,78
321	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	3712,21	4544,07	7810,38	12575,68	11306,36	13,09
326	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4560,22	4560,22	668,95	12551,38	12551,38	9,51
331	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4509,65	4538,34	508,17	12503,24	12480,24	5,76
336	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4560,22	4560,22	668,95	12551,38	12551,38	9,51
341	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	3712,21	4544,07	7810,38	12575,68	11306,36	13,09
346	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	3717,22	3717,22	17392,06	11357,22	11357,22	14,39
351	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4544,07	3712,21	7810,38	11306,36	12575,68	13,09
356	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4500,97	3690,32	7542,45	11258,11	12514,33	7,78
361	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	4544,07	3712,21	7810,38	11306,36	12575,68	13,09
366	QUAKE Y	LinRespSpec	Max	3717,22	3717,22	17392,06	11357,22	11357,22	14,39

## A.6 Output Tabel Pushover Capacity Curve

Tabel L.4: Pushover capacity curve awal.

LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text	Unitless	m	Kgf	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
PUSHOVER	0	0,000006	0	616	0	0	0	0	0	0	0	616
PUSHOVER	1	0,008613	130306,48	579	1	2	2	0	0	0	32	616
PUSHOVER	2	0,031212	374572,62	484	85	5	2	0	0	0	40	616
PUSHOVER	3	0,080987	565949,45	382	160	19	8	0	0	0	47	616
PUSHOVER	4	0,090089	584668,42	374	162	24	6	0	0	0	50	616
PUSHOVER	5	0,115084	602991,27	361	159	40	5	0	0	0	51	616
PUSHOVER	6	0,117695	606406,97	360	157	43	5	0	0	0	51	616
PUSHOVER	7	0,120298	608097,51	360	156	44	5	0	0	0	51	616
PUSHOVER	8	0,120308	602196,13	360	156	44	5	0	0	0	51	616
PUSHOVER	9	0,126558	613551,59	359	157	44	5	0	0	0	51	616
PUSHOVER	10	0,176558	586452,89	358	144	58	5	0	0	0	51	616
PUSHOVER	11	0,226518	618653,46	354	146	50	5	0	10	0	51	616
PUSHOVER	12	0,239018	645331,57	352	148	45	2	0	15	0	54	616
PUSHOVER	13	0,289018	657275,56	351	149	30	1	0	30	0	55	616
PUSHOVER	14	0,314018	652389,54	351	149	23	1	0	37	0	55	616
PUSHOVER	15	0,438731	615208,62	351	149	10	1	0	50	0	55	616
PUSHOVER	16	0,463731	600982,59	351	149	10	1	0	50	0	55	616
PUSHOVER	17	0,563461	583220,54	350	150	10	1	0	50	0	55	616
PUSHOVER	18	0,612302	568982,69	350	150	10	1	0	50	0	55	616
PUSHOVER	19	0,662448	542297,02	350	150	10	1	0	50	0	55	616
PUSHOVER	20	0,712543	535200,77	350	150	10	1	0	50	0	55	616
PUSHOVER	21	0,737910	523934,76	350	150	10	1	0	50	0	55	616
PUSHOVER	22	0,786971	497183	350	150	10	1	0	46	0	59	616
PUSHOVER	23	0,875483	467947,3	350	150	10	1	0	28	0	77	616
PUSHOVER	24	0,978675	407785,12	350	150	10	1	0	0	0	105	616
PUSHOVER	25	0,995912	394261,4	350	150	10	1	0	0	0	105	616
PUSHOVER	26	0,998252	391710,59	350	150	10	1	0	0	0	105	616
PUSHOVER	27	0,998447	391196,03	350	150	10	1	0	0	0	105	616
PUSHOVER	28	0,998545	391215,01	350	150	10	1	0	0	0	105	616
PUSHOVER	29	1,000000	389983,98	350	150	10	1	0	0	0	105	616



Tabel L.5: *Pushover* capacity curve keruntuhan dinding awal torsi bawaan pada lantai.

LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text	Unitless	m	Kgf	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
PUSHOVER	0	0,000006	0	608	0	0	0	0	0	0	0	608
PUSHOVER	1	0,008362	114862,06	575	1	3	2	0	0	0	27	608
PUSHOVER	2	0,033962	346615,93	477	89	3	0	0	0	0	39	608
PUSHOVER	3	0,064748	457101,4	402	152	13	0	0	0	0	41	608
PUSHOVER	4	0,122839	577002,11	344	178	32	1	0	0	0	53	608
PUSHOVER	5	0,142634	599624,98	328	185	41	1	0	0	0	53	608
PUSHOVER	6	0,152532	605481,73	324	187	43	1	0	0	0	53	608
PUSHOVER	7	0,172327	603021,4	321	178	55	1	0	0	0	53	608
PUSHOVER	8	0,192122	613030,03	318	171	65	1	0	0	0	53	608
PUSHOVER	9	0,231713	616748,96	317	163	68	1	0	6	0	53	608
PUSHOVER	10	0,271305	634425,39	310	162	70	1	0	12	0	53	608
PUSHOVER	11	0,273779	636274,83	310	162	70	1	0	12	0	53	608
PUSHOVER	12	0,298779	643321,09	309	159	64	2	0	21	0	53	608
PUSHOVER	13	0,348769	639908,56	308	160	51	2	0	34	0	53	608
PUSHOVER	14	0,361269	637306,88	308	160	47	2	0	38	0	53	608
PUSHOVER	15	0,467530	586422,34	308	160	36	2	0	49	0	53	608
PUSHOVER	16	0,580030	520910,35	308	160	35	2	0	50	0	53	608
PUSHOVER	17	0,629720	504151,73	308	160	35	2	0	50	0	53	608
PUSHOVER	18	0,655921	488291,41	308	160	35	2	0	50	0	53	608
PUSHOVER	19	0,756112	482636,63	308	160	35	2	0	50	0	53	608
PUSHOVER	20	0,806341	455362,99	308	160	35	2	0	47	1	55	608
PUSHOVER	21	0,830541	448032,22	308	160	35	2	0	43	0	60	608
PUSHOVER	22	0,941825	372441,95	308	160	35	2	0	23	1	79	608
PUSHOVER	23	0,960563	355382,8	308	160	35	2	0	20	0	83	608
PUSHOVER	24	0,967851	351685,21	308	160	35	2	0	17	0	86	608
PUSHOVER	25	0,972539	346420,87	308	160	35	2	0	15	2	86	608
PUSHOVER	26	1,000003	330377,76	308	160	35	2	0	7	0	96	608

Tabel L.6: *Pushover* capacity curve keruntuhan dinding awal torsi tak terduga pada lantai.

LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text	Unitless	m	Kgf	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
PUSHOVER	0	0,000006	0	608	0	0	0	0	0	0	0	608
PUSHOVER	1	0,008362	114862,06	575	1	3	2	0	0	0	27	608
PUSHOVER	2	0,033962	346615,82	477	89	3	0	0	0	0	39	608
PUSHOVER	3	0,064748	457101,4	402	152	13	0	0	0	0	41	608
PUSHOVER	4	0,122839	577002,49	344	178	32	1	0	0	0	53	608
PUSHOVER	5	0,142656	599640,95	328	185	41	1	0	0	0	53	608
PUSHOVER	6	0,152564	605492,23	324	187	43	1	0	0	0	53	608
PUSHOVER	7	0,172381	602999,85	321	178	55	1	0	0	0	53	608
PUSHOVER	8	0,192198	613022,47	318	171	65	1	0	0	0	53	608
PUSHOVER	9	0,231831	617068,84	317	163	68	1	0	6	0	53	608
PUSHOVER	10	0,291216	645715,72	309	159	66	3	0	18	0	53	608
PUSHOVER	11	0,331208	644845,09	307	161	54	3	0	30	0	53	608
PUSHOVER	12	0,351024	640089,34	307	161	50	3	0	34	0	53	608
PUSHOVER	13	0,469861	591180,31	307	161	35	3	0	49	0	53	608
PUSHOVER	14	0,600255	530122,58	307	161	34	3	0	50	0	53	608
PUSHOVER	15	0,702441	493410,53	307	161	34	3	0	50	0	53	608
PUSHOVER	16	0,827511	434336,5	307	161	34	3	0	44	2	57	608
PUSHOVER	17	0,938077	362238,12	307	161	34	3	0	21	0	82	608
PUSHOVER	18	1,000008	319423,43	307	161	34	3	0	0	0	103	608

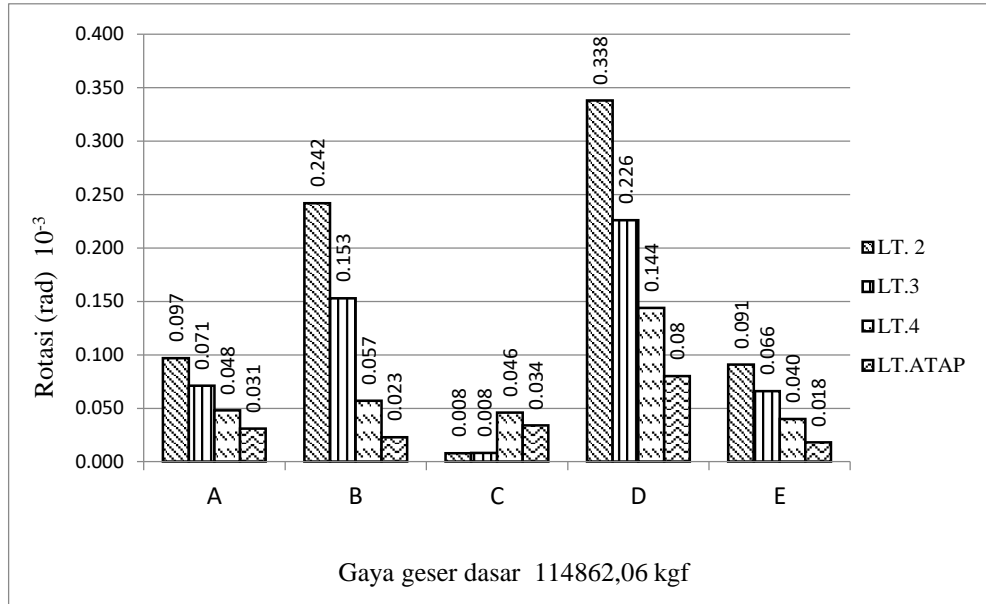
Tabel L.7: *Pushover* capacity curve keruntuhan dinding akhir torsi bawaan pada lantai.

LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text	Unitless	m	Kgf	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
PUSHOVER	0	0,000019	0	594	0	0	0	0	0	0	0	594
PUSHOVER	1	0,008720	113419,92	567	1	3	2	0	0	0	21	594
PUSHOVER	2	0,031165	305676,03	473	87	0	1	0	0	0	33	594
PUSHOVER	3	0,051536	393347,51	425	132	3	0	0	0	0	34	594
PUSHOVER	4	0,119886	526127,75	339	184	30	4	0	0	0	37	594
PUSHOVER	5	0,121969	528810,23	337	186	30	4	0	0	0	37	594
PUSHOVER	6	0,121979	528155,64	337	186	30	4	0	0	0	37	594
PUSHOVER	7	0,122207	528773,3	336	187	30	4	0	0	0	37	594
PUSHOVER	8	0,172211	579954,19	314	169	66	5	0	0	0	40	594
PUSHOVER	9	0,205547	601628,63	304	152	93	4	0	0	0	41	594
PUSHOVER	10	0,222215	607075,53	299	146	104	2	0	0	0	43	594
PUSHOVER	11	0,339069	628268,47	297	132	103	1	0	17	0	44	594
PUSHOVER	12	0,355737	632385,91	296	133	96	0	0	24	0	45	594
PUSHOVER	13	0,368237	632227,25	296	133	92	0	0	28	0	45	594
PUSHOVER	14	0,374487	631231,73	296	133	91	0	0	29	0	45	594
PUSHOVER	15	0,517700	572452,8	296	133	73	0	0	47	0	45	594
PUSHOVER	16	0,617927	551184,51	296	133	70	0	0	50	0	45	594
PUSHOVER	17	0,718351	514680,16	296	133	70	0	0	50	0	45	594
PUSHOVER	18	0,842897	458172,62	295	134	70	0	0	48	0	47	594
PUSHOVER	19	0,868443	446539,42	295	134	70	0	0	44	1	50	594
PUSHOVER	20	0,966770	379246,3	295	134	70	0	0	30	0	65	594
PUSHOVER	21	1,000019	349747,28	295	134	70	0	0	20	1	74	594

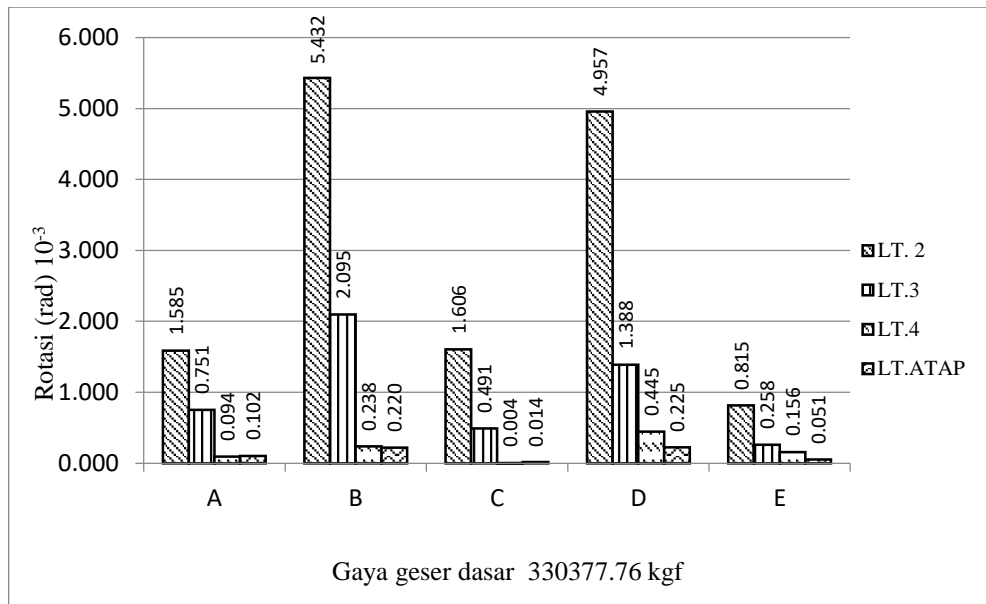
Tabel L.8: *Pushover* capacity curve keruntuhan dinding akhir torsi tak terduga pada lantai.

LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text	Unitless	m	Kgf	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
PUSHOVER	0	0,000019	0	594	0	0	0	0	0	0	0	594
PUSHOVER	1	0,008720	113419,92	567	1	3	2	0	0	0	21	594
PUSHOVER	2	0,031165	305675,98	473	87	0	1	0	0	0	33	594
PUSHOVER	3	0,051536	393347,39	425	132	3	0	0	0	0	34	594
PUSHOVER	4	0,119885	526127,52	339	184	30	4	0	0	0	37	594
PUSHOVER	5	0,121969	528810,43	337	186	30	4	0	0	0	37	594
PUSHOVER	6	0,121979	528155,69	337	186	30	4	0	0	0	37	594
PUSHOVER	7	0,122208	528773,37	336	187	30	4	0	0	0	37	594
PUSHOVER	8	0,172220	579960,06	314	169	66	5	0	0	0	40	594
PUSHOVER	9	0,205562	601631,54	304	152	93	4	0	0	0	41	594
PUSHOVER	10	0,222232	607026,73	298	147	104	2	0	0	0	43	594
PUSHOVER	11	0,234735	615814,95	297	145	107	1	0	0	0	44	594
PUSHOVER	12	0,243071	618423,78	297	142	110	1	0	0	0	44	594
PUSHOVER	13	0,293071	626198,34	297	135	106	1	0	11	0	44	594
PUSHOVER	14	0,318071	635602,34	294	135	104	0	0	16	0	45	594
PUSHOVER	15	0,343071	640661,23	293	136	103	0	0	17	0	45	594
PUSHOVER	16	0,355571	641434,68	293	136	98	0	0	22	0	45	594
PUSHOVER	17	0,368071	641030,48	293	136	94	0	0	26	0	45	594
PUSHOVER	18	0,374321	640482,45	293	136	92	0	0	28	0	45	594
PUSHOVER	19	0,380571	638741,16	293	136	90	0	0	30	0	45	594
PUSHOVER	20	0,486796	587200,74	293	136	74	0	0	46	0	45	594
PUSHOVER	21	0,637245	539172,18	293	136	70	0	0	50	0	45	594
PUSHOVER	22	0,689078	516876,12	292	137	70	0	0	50	0	45	594
PUSHOVER	23	0,836288	471140,94	292	137	70	0	0	48	0	47	594
PUSHOVER	24	0,911238	439019,27	292	137	70	0	0	42	0	53	594
PUSHOVER	25	1,000019	379937,9	292	137	70	0	0	23	0	72	594

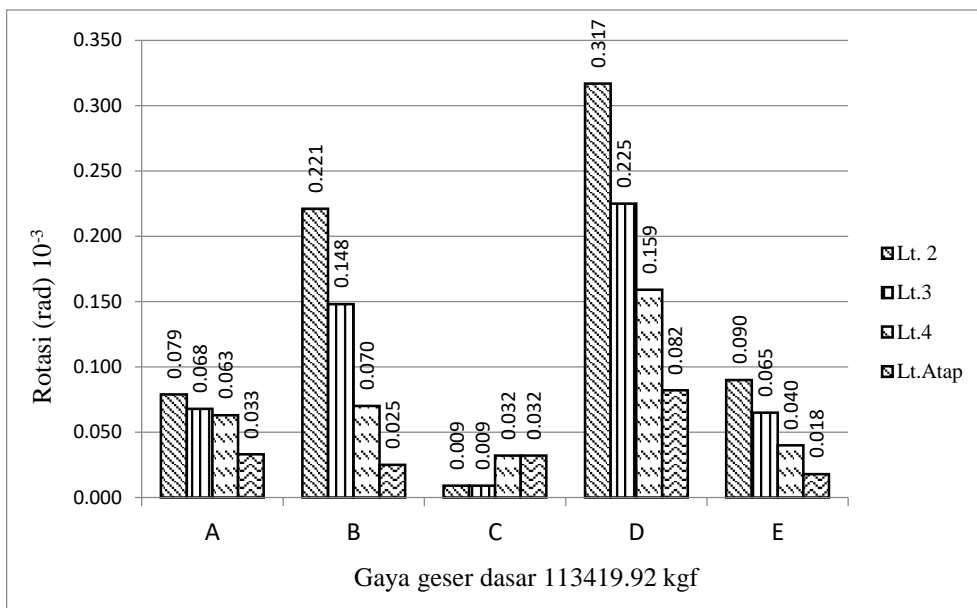
### A.7 Diagram Rotasi Per Lantai



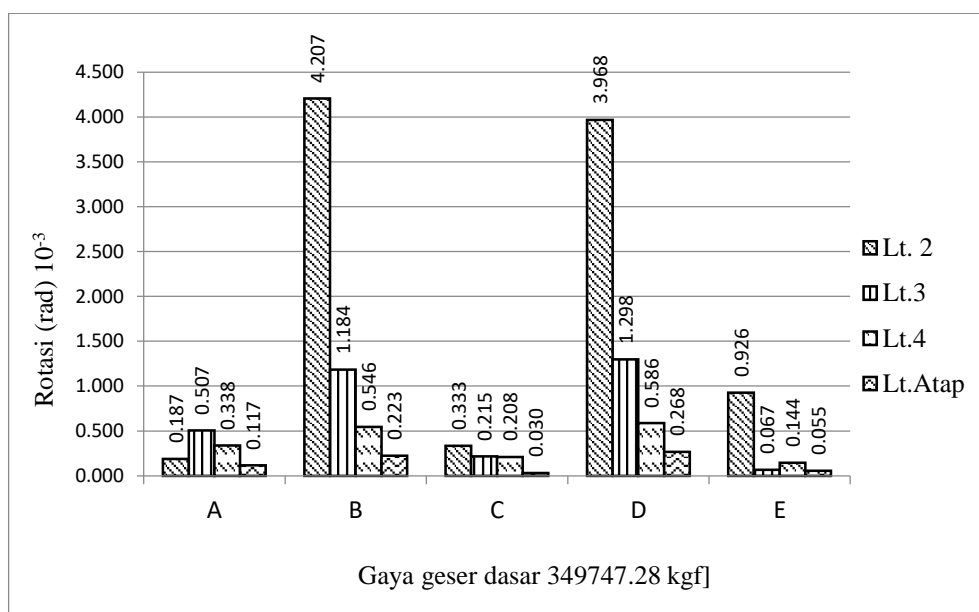
Gambar L.1: Diagram rotasi awal per lantai untuk torsi bawaan pada keruntuhan dinding awal analisis *pushover*.



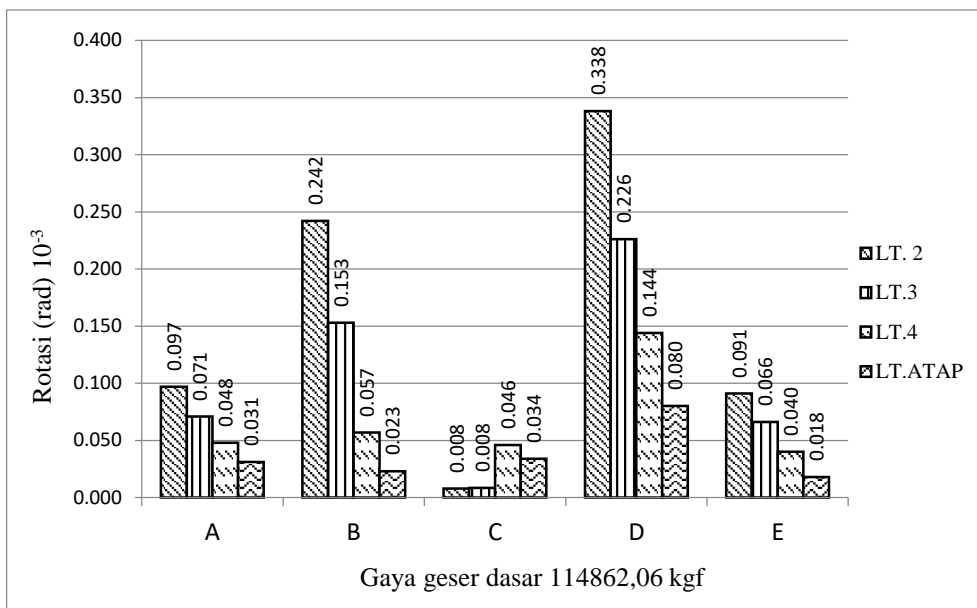
Gambar L.2: Diagram rotasi akhir per lantai untuk torsi bawaan pada keruntuhan dinding awal analisis *pushover*.



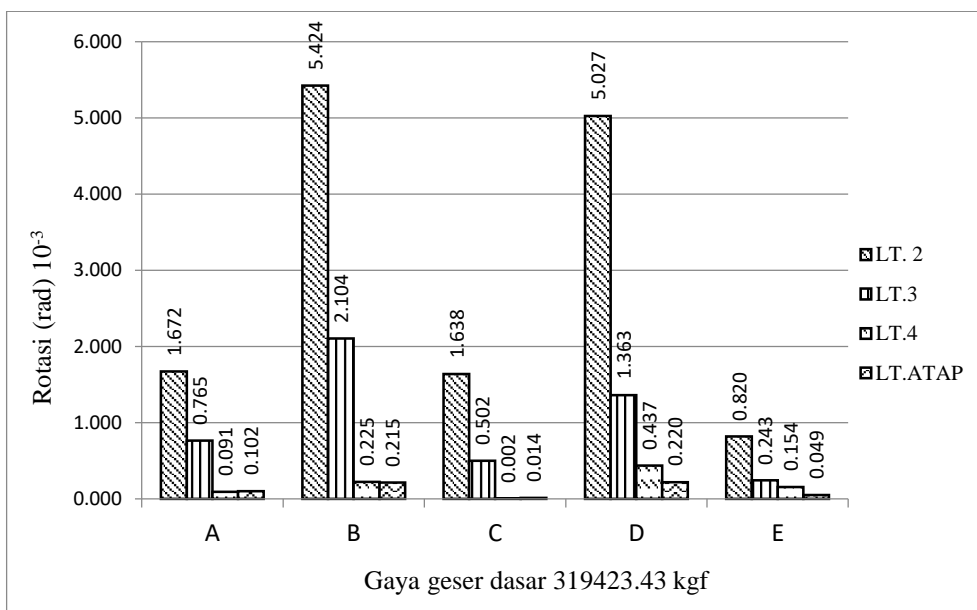
Gambar L.3: Diagram rotasi awal per lantai untuk torsi bawaan pada keruntuhan dinding akhir analisis *pushover*.



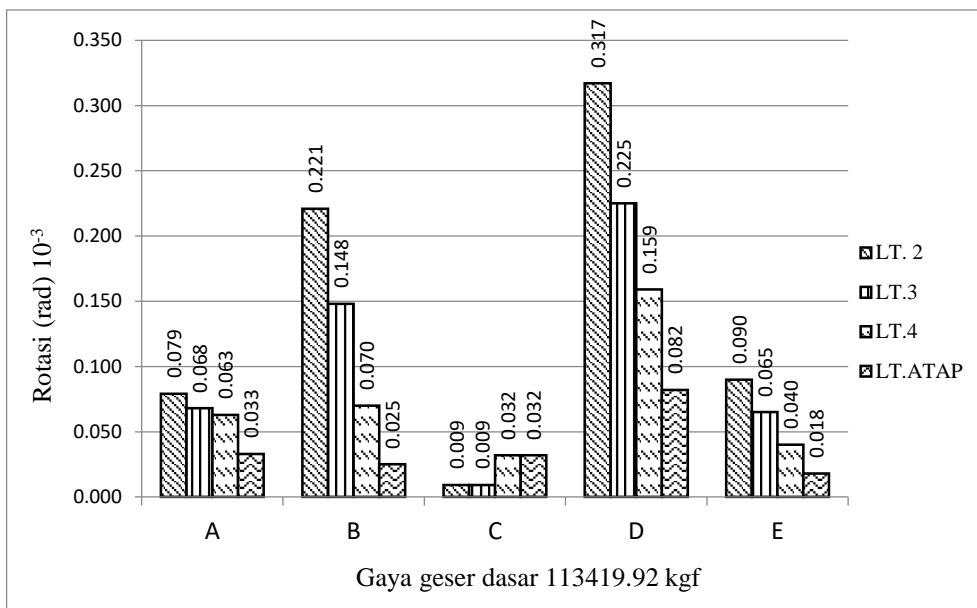
Gambar L.4: Diagram rotasi akhir per lantai untuk torsi bawaan pada keruntuhan dinding akhir analisis *pushover*.



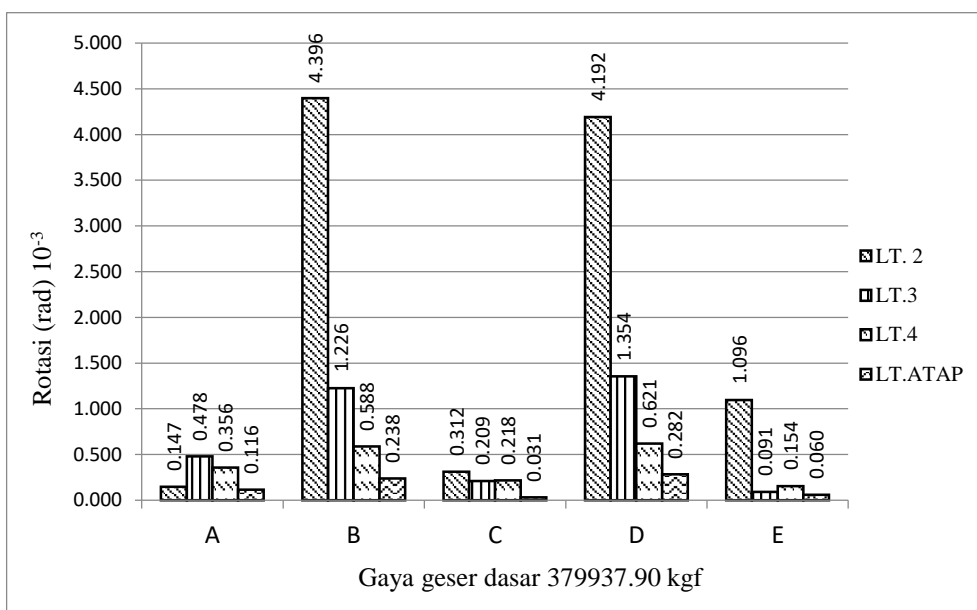
Gambar L.5: Diagram rotasi awal per lantai untuk torsi tak terduga pada keruntuhan dinding awal analisis *pushover*.



Gambar L.6: Diagram rotasi akhir per lantai untuk torsi tak terduga pada keruntuhan dinding awal analisis *pushover*.



Gambar L.7: Diagram rotasi awal per lantai untuk torsi tak terduga pada keruntuhan dinding akhir analisis *pushover*.



Gambar L.8: Diagram rotasi akhir per lantai untuk torsi tak terduga pada keruntuhan dinding akhir analisis *pushover*.



## DAFTAR RIWAYAT HIDUP



### DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Andre Prasetia Syahputra  
Panggilan : Andre  
Tempat, Tanggal Lahir : Bukit Tinggi, 17 Juli 1995  
Jenis Kelamin : Laki – Laki  
Alamat : Jalan Perjuangan, Kec. Ujung Padang,  
Kab. Simalungun  
Agama : Islam  
Nama Orang Tua  
Ayah : Arifin Yusuf  
Ibu : Sultina  
No. HP : 0822 7420 1392  
E-Mail : [andreprasetya301@yahoo.co.id](mailto:andreprasetya301@yahoo.co.id)

### RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Pokok Mahasiswa : 1307210051  
Fakultas : Teknik  
Program Studi : Teknik Sipil  
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara  
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. KaptenMughtarBasri BA. No. 3 Medan 20238

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	TahunKelulusan
1	SD	SDN 091709 Ujung Padang	2007
2	SMP	SMPN 1 Ujung Padang	2010
3	SMK	SMAN 1Ujung Padang	2013
4	Melanjutkan kuliah di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2013 sampai selesai.		