

TUGAS AKHIR

**ANALISA *PUSHOVER* PADA BANGUNAN GEDUNG
TELKOMSEL DI KOTA PEMATANG SIANTAR
(*Studi Kasus*)**

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

Disusun Oleh:

**IRHAM HABIBI
1407210092**



UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

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



MAJELIS PENDIDIKAN TINGGI
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
FAKULTAS TEKNIK

Jl. Kapten Mukhtar Basri No.3 Medan 20238 Telp. (061) 6623301
Website: <http://www.umsu.ac.id> Email: rektor@umsu.ac.id

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : IRHAM HABIBI

NPM : 1407210092

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisa *Pushover* Pada Bangunan Gedung Telkomsel Di Kota Pematang Siantar (Studi Kasus)

Bidang Ilmu : Struktur

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada
Panitia Ujian

Medan, 26 September 2019

Pembimbing I

Tondi Amirsyah Putera P, ST, MT

Pembimbing II

Dr. Fahrizal Zulkarnain

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Irham Habibi

NPM : 1407210092

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisa *Pushover* Pada Bangunan Gedung Telkomsel Di Kota Pematang Siantar (*Studi Kasus*)

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.

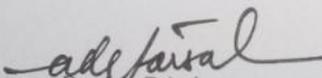
Medan, 26 September 2019

Mengetahui dan menyetujui:

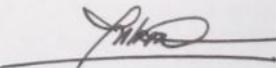
Dosen Pembimbing I / Penguji

Tondi Annisya Putera P, ST, MT

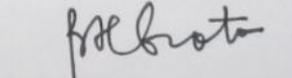
Dosen Pembimbing I / Penguji


Dr. Ade Faisal

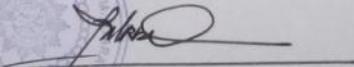
Dosen Pembimbing II / Penguji


Dr. Fahrizal Zulkarnain

Dosen Pembimbing II / Penguji


Bambang Hadibroto ST, MT

Program Studi Teknik Sipil
Ketua,


Dr. Fahrizal Zulkarnain



SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Irham Habibi

Tempat /Tanggal Lahir: Melati II / 04 Juni 1995

NPM : 1407210092

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

"Analisa Pushover Pada Bangunan Gedung Telkomsel Di Kota Pematang Siantar (Studi Kasus)".

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

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/ keserjanaan 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, 26 September 2019

Saya yang menyatakan,


METERAI
TEMPEL
D0FADF093726011
6000
ENAM RIBU RUPIAH
Irham Habibi

ABSTRAK

ANALISA *PUSHOVER* PADA BANGUNAN GEDUNG TELKOMSEL DI KOTA PEMATANG SIANTAR

Irham Habibi

1407210092

Tondi Amirsyah Putera P., S.T, M.T

Dr.Fahrizal Zulkarnain

Berkurangnya lahan pembangunan yang tersedia di Indonesia menyebabkan meningkatnya jumlah pembangunan gedung bertingkat. Semakin tinggi suatu struktur, semakin rawan struktur tersebut terhadap gempa bumi. Perencanaan bangunan tahan gempa perlu dilakukan untuk meminimalisir pengaruh gaya gempa bumi, salah satu contoh dengan analisa pengaruh *pushover* pada struktur bangunan dengan menggunakan perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*) yang salah satunya untuk menentukan kapasitas suatu struktur linier maupun non linier dengan menggunakan program Komputer.

Analisis yang dilakukan menggunakan analisis Respon Spectrum dan analisis Non-linier. Analisis Respon Spectrum menggunakan SNI 1726-2012. Analisis Non-linear *pushover* menggunakan metode ASCE 41-13 NSP untuk mencari nilai perpindahan dari struktur.

Dari hasil analisa yang dilakukan pada gedung Telkomsel yang berada di Kota Pematang siantar, didapatkan nilai dari Gaya gempa dasar 432351882 kgf untuk arah x dan 432351882 kgf untuk arah y. Untuk nilai simpangan yang terjadi adalah 54,8012 mm untuk arah x dan 69,036 mm untuk simpangan arah y. Nilai keruntuhan akibat beban dorong dalam analisis pengaruh *pushover* yang terjadi adalah 30,751 mm untuk arah x dan 258,751 mm pada arah y.

Kata kunci: ASCE 41-13 NSP, Gempa bumi, analisa pengaruh *pushover*, simpangan, gaya geser. Keruntuhan beban dorong.

ABSTRACT

ANALYSIS OF PUSHOVER EFFECT ON TELKOMSEL BUILDING IN PEMATANG SIANTAR CITY

Irham Habibi 1407210092
Tondi Amirsyah Putera P., S.T,
M.T,
Dr.Fahrizal Zulkarnain

The reduced development land available in Indonesia has led to an increase in the number of tall building. The higher the structure, the more vulnerable the structure is to earthquakes. Earthquake resistant building planning needs to be done to minimize the influence of earthquake strength, one example is the analysis of the effect of pushover on building structures using performance-based planning, one of which is to determine the capacity of a linear or non-linear structures using the computer programs..

Analysis was performed using Spectrum Response analysis and Non-linear analysis. Spectrum Response Analysis using SNI 1726-2012. Non-linear pushover analysis uses the ASCE 41-13 NSP method to find the value of structural displacement.

From the result of the analysis conducted on the Telkomsel building in the city of Pematang Siantar, the basic earthquake force value is 432351882 kgf for the x direction and 432351882 kgf for the y direction. For the deviation value that occurs is 54,8012 mm for the x direction and 69,036 mm for the y direction deviation. The collapse value due to the thrust load in the analysis of the pushover effect that occurred was 30,751 mm for the x direction and 258,751 mm in the y direction.

Keyword: ASCE 41-13 NSP, Earthquake, pushover effect analysis, drift, shear force, push the rubble load

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Analisa *Pushover* Pada Bangunan Gedung Telkomsel Di Kota Pematang Siantar (*Studi Kasus*)” 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 Tondi Amirsyah Putera ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal selaku Dosen Pembimbing I sekaligus Wakil Dekan I yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Bambang Hadibroto ST, MT selaku Dosen Pembimbing II sekaligus Dosen Fakultas Teknik yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Munawar Al Fansury Siregar ST, MT selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipil kepada penulis.
7. Orang tua penulis: Sugito, dan Elmila Sari Nasution Spd, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Kepada Pacar penulis Ayu Kharisma, yang telah setia membantu, dan memberi semangat selama proses pembuatan Tugas Akhir ini.

10. Sahabat-sahabat penulis: Nizar Fuadi ST, Ahmad Ramadhan Sidabutar ST, Rigo Ikhwansyah ST, Andi Syaputera, M.Syahputra Batu-bara ST, Jefri Rahmad Fadil Gultom ST, Supto Prabowo ST, M.Yudistira, Yuwinda Artkhika Sari ST.

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, 26 September 2019

Irham Habibi

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xvi
DAFTAR NOTASI	xix
DAFTAR SINGKATAN	xxiv
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	3
1.3. Ruang Lingkup Penelitian	3
1.4. Tujuan Penelitian	3
1.5. Manfaat Penelitian	4
1.6. Sistematika Penulisan	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Defenisi dan Deskripsi Gempa Bumi	5
2.2. Proses Terjadinya Gempa	5
2.3. Teori Lempeng Tektonik	6
2.4. Fenomena Gempa Bumi Indonesia	9
2.5. Konsep Bangunan Tahan Gempa	11
2.5.1. Perilaku Sistem Struktur Yang Diharapkan	13
2.6. Tata Cara Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	14
2.6.1. Gempa Rencana	14
2.6.2. Peta Wilayah Gempa	14
2.6.3. Arah Pembebanan Gempa	16
2.6.4. Prosedur Analisis Struktur	16
2.6.5. Struktur Penahan Gaya Seismik	22
2.6.6. Kekakuan Struktur	23

2.6.7.	Respons Spectrum Desain	24
2.7.	Analisis Gaya Lateral Ekuivalen	28
2.7.1.	Geser Dasar Seismik	28
2.7.2.	Periode Alami Struktur	29
2.7.3.	Distribusi Vertikal Gaya Gempa	31
2.7.4.	Distribusi Horizontal Gaya Gempa	32
2.7.5.	Penentuan Simpangan Antar Lantai	32
2.7.6.	Analisis Ragam Spectrum Respons	34
2.7.7.	Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan	35
2.8.	Dinding Geser	44
2.9.	Pushover Analysis Dengan Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356)	45
2.9.1.	Kinerja Struktur Metode FEMA 356	46
2.9.2.	Titik Kinerja Struktur FEMA 356	47
2.9.3.	Kinerja Struktur Metode FEMA 440	50
2.10.	Analisis Pushover	52
BAB 3	METODOLOGI PENELITIAN	
3.1.	Umum	53
3.2.	Faktor Respon Gempa (C)	54
3.3.	Pemodelan Struktur	57
3.3.1.	Data Perencanaan Struktur	57
3.3.2.	Konfigurasi Bangunan	58
3.3.3.	Faktor Reduksi Gempa	59
3.3.4.	Plat Lantai	60
3.3.5.	Analisis Pembebanan	60
3.3.5.1.	Beban Mati (<i>Dead Load</i>)	60
3.3.5.2.	Beban Hidup	61
3.4.	Dimensi Balok dan Kolom	64
3.4.1.	Kombinasi Pembebanan	64
3.4.2.	Analisis Respon Spectrum Ragam	65
3.5.	Pemodelan Struktur Dengan Metode Analisis <i>Pushover</i>	70
BAB 4	HASIL DAN PEMBAHASAN	
4.1.	Tinjauan Umum	71

4.2.	Analisi Respons Spectrum Ragam	71
4.3.	Beban Gempa Yang Bekerja	73
4.3.1.	Gaya Geser Dasar Nominal	73
4.4.	Perpindahan Struktur	
4.4.1.	Koreksi Faktor Redundansi	75
4.4.2.	Gaya Geser Lantai	76
4.4.3.	Simpangan Antar Lantai (<i>Story Drift</i>)	77
4.4.4.	Ketidakteraturan Torsi	79
4.4.6.	Ketidakteraturan Berat (Massa)	80
4.5.	Pengaruh Efek P-Delta	81
4.6.	Kapasitas Nominal Elemen Struktural	85
4.7.	Target Perpindahan (ASCE 41-13 NSP)	87

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

5.1.	Kesimpulan	88
5.2.	Saran	89

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR RIWAYAT HIDUP

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Daftar gempa bumi besar di atas skala Richter 5 di Indonesia	10
Tabel 2.2	Ketidakteraturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726;2012	18
Tabel 2.3	Ketidakteraturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726;2012	19
Tabel 2.4	Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726;2012	20
Tabel 2.5	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726;2012	20
Tabel 2.6	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726;2012	20
Tabel 2.7	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726;2012	21
Tabel 2.8	Prosedur analisis yang boleh digunakan berdasarkan SNI 1726;2012	22
Tabel 2.9	Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa berdasarkan SNI 1726;2012	23
Tabel 2.10	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726;2012	25
Tabel 2.11	Koefisien situs, F_a berdasarkan SNI 1726;2012	26
Tabel 2.12	Koefisien situs, F_v berdasarkan SNI 1726;2012	26
Tabel 2.13	Nilai parameter periode pendekatan C_i dan x berdasarkan SNI 1726;2012	30
Tabel 2.14	Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726;2012	31
Tabel 2.15	Simpangan antar lantai izin (Δ_o) berdasarkan SNI 1726;2012	34
Tabel 2.16	beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum	40
Tabel 2.17	Faktor elemen beban hidup, K_{LL}	41
Tabel 2.18	Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar	43

Tabel 2.19	Kondisi bangunan pasca gempa dan katagori bangunan pada tingkat kinerja struktur (FEMA 356)	47
Tabel 2.20	Faktor modifikasi C_o FEMA 356	49
Tabel 2.21	Faktor modifikasi C_2 FEMA 356	49
Tabel 2.22	Faktor modifikasi C_m FEMA 356	50
Tabel 3.1	Respon Spektrum SNI 1726:2012 Daerah, Kota Pematang Siantar dengan jenis tanah Sedang	57
Tabel 3.2	Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012	60
Tabel 3.3	Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987	61
Tabel 3.4	Beban hidup pada lantai struktur berdasarkan SNI 1727;2013	61
Tabel 3.5	Beban tangga akibat reaksi perletakan di balok intel dan induk	62
Tabel 3.6	Ukuran penampang balok dan kolom di lapangan	64
Tabel 3.7	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1,3, Sds=0,464$	65
Tabel 4.1	Data hasil analisis ragam getar qutput program analisis struktur	72
Tabel 4.2	Data hasil selisih persentase analisis ragam getar	72
Tabel 4.3	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spectrum <i>output</i> program analisis struktur.	73
Tabel 4.4	Rekapitulasi faktor skala hasil respon spectrum dengan statik ekivalen masing-masing arah	74
Tabel 4.5	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> redundansi (ρ) 1,0. Terhadap gempa x	75
Tabel 4.6	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> redundansi (ρ) 1,0. Terhadap gempa y	75
Tabel 4.7	Gaya geser hasil output analisis spectrum gempa x	76
Tabel 4.8	Gaya geser hasil output analisis respon spectrum gempa y	77
Tabel 4.9	Nilai simpangan antar lantai di lapangan akibat gempa x berdasarkan SNI 1726:2012	78
Tabel 4.10	Nilai simpangan antar lantai di lapangan akibat gempa y berdasarkan SNI 1726:2012	78
Tabel 4.11	Ketidakteraturan torsi terhadap gempa arah x	80
Tabel 4.12	Ketidakteraturan torsi terhadap gempa arah y	80
Tabel 4.13	Ketidakteraturan berat (massa)	81
Tabel 4.14	Kontrol P-delta pada arah x untuk model di lapangan	81
Tabel 4.15	Kontrol P-delta pada arah y untuk model di lapangan	82

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Struktur Bumi (rekayasa gempa)	6
Gambar 2.2	Peta Pelat Tektonik Dunia (rekayasa gempa)	7
Gambar 2.3	<i>Divergent Plate Bondaries</i> (Rekayasa Gempa)	8
Gambar 2.4	<i>Convergent Plate Bondaries</i> (Rekayasa Gempa)	8
Gambar 2.5	<i>Tranform Plate Bondaries</i> (Rekayasa Gempa)	9
Gambar 2.6	Macam-macam Respon Akibat Beban Siklik	13
Gambar 2.7	Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G), kelas situs S_B (SNI 1726;2012).	15
Gambar 2.8	Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726;2012).	16
Gambar 2.9	Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726;2012).	16
Gambar 2.10	Spektrum respons desain.	28
Gambar 2.11	Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726;2012	34
Gambar 2.12	Dinding Geser Beton Bertulang	45
Gambar 2.13	Pola lendutan portal penahan momen dan dinding geser	46
Gambar 2.14	Tingkat Kinerja Struktur (FEMA 356)	47
Gambar 2.15	Titik Performa	52
Gambar 3.1	Diagram Alir Penelitian.	53
Gambar 3.2	Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Pematang Siantar dengan klasifikasi tanah Sedang	57
Gambar 3.3	Denah Gedung Telkomsel dengan menggunakan Etabsv15	58
Gambar 3.4	Tampak Belakang Bangunan Arah X dan Y dengan aplikasi Etabsv15	59
Gambar 3.5	3 dimensi perencanaan gedung menggunakan aplikasi Etabs v.15	59
Gambar 3.6	Denah Lift	63
Gambar 3.7	Potongan melintang Lift	63
Gambar 3.8	Menentukan titik tinjau	66
Gambar 3.9	Static nonlinear case	67
Gambar 3.10	Input static nonlinear case gravity	67

Gambar 3.11	Input static nonlinear pushover case (Pushover x)	68
Gambar 3.12	Input static nonlinear pushover case (Pushover y)	68
Gambar 3.13	Input <i>hinge</i> pada balok	69
Gambar 3.14	Input <i>hinge</i> pada kolom	70
Gambar 4.1	Diagram gaya geser respon spectrum sumbu x	76
Gambar 4.2	Diagram gaya geser respon spectrum sumbu y	77
Gambar 4.3	Perbandingan simpangan respons spectrum sumbu x	78
Gambar 4.4	Perbandingan simpangan respons spectrum sumbu y	79
Gambar 4.5	Push x-x Step 20	83
Gambar 4.6	Kurva kapasitas system rangka arah x-x	84
Gambar 4.7	Push arah y-y step 32	84
Gambar 4.8	Kurva kapasitas system arah y-y	85
Gambar 4.9	Kurva bilinear pushover arah x-x	86
Gambar 4.10	Kurva bilinear pushover arah y-y	87

DAFTAR NOTASI

α	=	Konstanta nilai
A_s	=	Luas Penampang Tulangan
T	=	Periode struktur
b	=	Lebar Balok
C_d	=	Faktor kuat lebih system
CE	=	Faktor Pengurangan Lingkungan
DL	=	Beban mati, termasuk SIDL
d	=	Jarak Serat Tekan terluar terhadap Tulangan
df_v	=	Jarak Serat Tekan terluar terhadap FRP
E	=	Modulus elastisitas
T_1	=	Waktu getar elastik
E_x	=	Beban gempa arah x
E_y	=	Beban gempa arah y
F	=	Frekuensi Struktur
F_a	=	Koefisien Perioda pendek
F_c'	=	Kuat Tekan Beton
F_v	=	Koefisien Perioda 1,0 detik
F_y	=	Kuat Leleh Baja
F_{PGA}	=	Nilai koefisien situs untuk PGA
f_{fe}	=	Tegangan tarik efektif FRP
E	=	Pengaruh beban seismik
h_n	=	Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)
I	=	Momen Inersia Kolom/Balok
I_e	=	Faktor keutamaan gempa
ω	=	Kecepatan sudut
k	=	Kekakuan struktur
k_1	=	Faktor kuat tekan Beton untuk FRP
C_s	=	Koefisien respon seismik yang ditentukan

W_t	=	Berat total gedung
l	=	Panjang Kolom/Balok
Le	=	Panjang lekatan aktif
LL	=	Beban hidup
Q	=	Pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p
T_e	=	Waktu getar efektif
E_h	=	Pengaruh beban seismic horizontal
E_v	=	Pengaruh beban seismic vertikal
M_u	=	Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat- i
M_y	=	Momen leleh
n	=	Jumlah lekatan untuk FRP
PGA	=	Nilai PGA dibatuan dasar (S_B) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012
PGA_M	=	Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs
Q_E	=	Pengaruh gaya seismik horizontal dari V , yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain
R	=	Faktor koefisien modifikasi respon
I	=	Faktor keutamaan hunian
S_S	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa Periode pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_I	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa Periode 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_{DS}	=	Respon spektrum percepatan respon desain untuk Periode pendek
S_{DI}	=	Respon spektrum percepatan desain untuk Periode 1,0 detik
$T_{a \text{ minimum}}$	=	Nilai batas bawah Periode bangunan
K_i	=	Kekakuan lateral elastik
K_e	=	Kekakuan lateral efektif

V_y	=	Gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinear
V_t	=	Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon yang telah dilakukan
V_1	=	Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen
Ω_0^g	=	Faktor pembesaran defleksi
δ_T	=	Target perpindahan
Δ_y	=	Jarak penggeseran dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinear
L	=	Beban hidup desain tereduksi
L_0	=	Beban hidup desain tanpa reduksi
K_{LL}	=	Faktoe elemen beban hidup
A_T	=	Luas tributari
C_1	=	Faktor modifikasi nilai inelastic maksimum
C_o	=	Faktor modifikasi untuk perpindahan spektral
θ_u	=	Rotasi pada batas ultimit
C_3	=	Koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat efek p-delta
w_{px}	=	Triburati berat sampai diafragma ditingkat x
w_i	=	Triburati berat sampai tingkat i
F_i	=	Gaya desain yang diterapkan ditingkat i
F_{px}	=	Gaya desain diafragma
ΔVu	=	Delta Geser Ultimit
Ω_0	=	Faktor pembesaran defleksi
ρ	=	Faktor redudansi
Ψf	=	Faktor reduksi tambahan
T	=	Perioda getar fundamental struktur
V	=	Gaya geser atau lateral desain total
G	=	Percepatan grafitasi 9,81 m/detik

DAFTAR SINGKATAN

ACI	= <i>American Concrete Institute</i>
CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
PPPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung
PPIUG	= Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung
SNI	= Standar Nasional Indonesia
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>
SRPM	= Sistem Rangka Pemikul Momen
SRPMB	= Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SDOF	= <i>Single Degree of Freedom</i>
DCM	= <i>Displacement Coefficient Method</i>

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Indonesia merupakan wilayah yang berada di daerah pertemuan empat lempeng tektonik utama yaitu lempeng Eurasia, Indo – Australia, pasifik, dan Filipina, yang sering disebut juga *Ring of Fire*. Hal ini menyebabkan Indonesia sering mengalami gempa bumi. Gempa bumi yang diakibatkan oleh pergerakan lempeng bumi merupakan penyebab terbesar dari gempa yang akan menimbulkan kerusakan pada struktur gedung. Gempa bumi didefinisikan sebagai getaran yang bersifat alamiah, yang terjadi pada lokasi tertentu, dan sifatnya tidak berkelanjutan. gempa bumi biasa disebabkan oleh pergerakan kerak bumi (lempeng bumi) secara tiba-tiba (*sudden slip*). Pergeseran secara tiba-tiba terjadi karena adanya sumber gaya (force) sebagai penyebabnya, baik bersumber dari alam maupun dari bantuan manusia (artificial earthquakes). Selain disebabkan oleh *sudden slip*, getaran pada bumi juga bias di sebabkan oleh gejala lain yang sifatnya lebih halus atau berupa getaran kecil-kecil yang sulit dirasakan manusia. Gempa bumi yang terjadi di Indonesia sering kali memakan korban jiwa. Namun, dapat dipastikan bahwa penyebab adanya korban jiwa bukan diakibatkan secara langsung oleh gempa, tetapi diakibatkan oleh rusaknya bangunan yang menyebabkan keruntuhan pada bangunan tersebut dan berakibat adanya korban jiwa

Dalam petaturan standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung (SNI 1726-2012),disebutkan bahwa Indonesia adalah salah satu Negara yang sebagian besar wilayahnya berada pada zona 4,5 dan 6 yang merupakan wilayah dengan resiko gempa tinggi.

Berkaca pada efek gempa bumi yang terjadi di Indonesia yang mengakibatkan kerusakan sarana dan prasarana penting, bahkan menimbulkan banyak korban jiwa serta kerugian materi yang tidak sedikit. Maka dalam perencanaan suatu bangunan konstruksi sebaiknya tidak hanya mementingkan aspek keindahan arsitektur, tetapi harus juga memperhatikan juga aspek

keselamatan para penghuni didalamnya. Salah satu aturan perencanaan untuk mendirikan bangunan adalah bangunan tersebut harus mampu menahan beban gempa yang ada, tidak terjadi kerusakan beraat pada struktur jika terkena beban gempa, karena pada dasarnya prinsip bangunan tahan gempa adalah boleh terjadi kerusakan pada bangunan tersebut, tetapi tidak pada elemen struktur.

Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh gempa rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelepasan baja dan peretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Untuk menentukan kapasitas yang melewati batas elastis diperlukan analisis non-linier. Analisis statik nonlinier *pushover* merupakan prosedur analisis untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa.

Tujuan analisis *pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya.

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian pada latar belakang masalah, maka dalam penelitian ini pokok permasalahannya yang ada dirumuskan sebagai berikut :

1. Bagaimana pengaruh perencanaan dengan SNI 1726-2012 dan peta gempa 2017 terhadap bangunan gedung di kota Pematang Siantar?
2. Bagaimana hasil output analisis *pushover* pada bangunan gedung Telkomsel di Kota Pematang Siantar ?
3. Bagaimana pola keruntuhan gedung setelah dianalisis dengan *Pushover* pada penggunaan ETABS v.15 ?

1.3. Ruang Lingkup

Ruang lingkup penelitian ini adalah sebagai berikut ;

1. Jenis pemanfaatan struktur gedung sebagai gedung perkantoran yang terdiri dari 6 lantai. dan tinggi 24,5 meter.

2. Struktur yang digunakan adalah struktur beton bertulang. terletak di kota Pematang Siantar dengan katagori rediko gempa 2, tanah sedang.
3. Pembebanan gedung meliputi :
 - a. Beban mati (berupa berat sendiri struktur)
 - b. Beban hidup (berupa beban akibat fungsi bangunan sesuai dengan SNI 1726-2012).
 - c. Beban lateral (berupa beban gempa sesuai dengan SNI 1726;2012 Tata cara perancangan gempa untuk gedung,tanpa memperhitungkan beban angin).
 - d. Peraturan pembebanan berdasarkan peraturan pembebanan Indonesia untuk rumah dan gedung SNI 1727:2013.
4. Peta gempa yang digunakan adalah peta gempa 2017.
5. Analisa perencanaan ketahanan gempa mengacu pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012.
6. Perilaku struktur dianalisis dengan menggunakan metode *pushover* dengan bantuan program ETABS v.15.

1.4.Tujuan

Tujuan penyusunan tugas akhir ini adalah:

1. Untuk mengetahui kekuatan bangunan gedung Telkomsel yang berada di Kota Pematang Siantar terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012.
2. Mengetahui pola keruntuhan bangunan gedung sehingga dapat diketahui joint-joint yang mengalami kerusakan dan mengalami kehancuran.
3. Membandingkan hasil dari simpangan Linear dengan analisis *pushover*.

1.5. Manfaat Penelitian

Manfaat yang ini dicapai dalam penulisan tugas akhir ini adalah untuk mengetahui bagaimana cara merencanakan dan membangun suatu struktur bangunan tahan gempa baik bangunan itu simetris atau tidak simetris.

1.6. Sistematika Penulisan

Penelitian ini disusun menggunakan sistematika penulisan yang baku agar memudahkan proses penyusunan. adapun rincian sistematika penulisan tugas akhir ini terdiri dari :

BAB 1 PENDAHULUAN

Terdiri dari latar belakang masalah, rumusan masalah, tujuan penelitian, batasan masalah, manfaat penelitian, dan sistematika penulisan tugas akhir dari penelitian yang dilakukan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Membahas teori yang berhubungan dengan penelitian ini. Teori yang digunakan adalah teori tentang konsep dasar mekanisme gempa, pembebanan, kriteria struktur tahan gempa dan metode analisis *pushover*.

BAB III METODOLOGI PENELITIAN DAN PEMODELAN

Membahas mengenai data struktur mengenai penelitian, metode penelitian, teknik pengumpulan data, metode pengolahan data dan sistematika penelitian, serta uraian tentang modelisasi struktur, beban-beban yang bekerja pada struktur, dan kombinasi pembebanan yang digunakan.

BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN

Menyajikan hasil perhitungan dan analisa struktur pemodelan serta analisa keruntuhan akibat gempa dengan metode analisis *pushover*.

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini berisi kesimpulan dan saran secara menyeluruh dari hasil analisa berdasarkan batasan-batasan yang ada dalam Tugas Akhir.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Definisi dan Deskripsi Gempa Bumi

Gempa bumi dapat didefinisikan sebagai getaran yang bersifat alamiah, yang terjadi pada lokasi tertentu, dan sifatnya tidak berkelanjutan. Gempa bumi biasa disebabkan oleh pergerakan kerak bumi (lempeng bumi) secara tiba-tiba (*sudden slip*). Pergeseran secara tiba-tiba terjadi karena adanya sumber gaya (*force*) sebagai penyebabnya, baik bersumber dari alam maupun dari bantuan manusia (*artificial earthquakes*). Selain disebabkan oleh *sudden slip*, getaran pada bumi juga bisa disebabkan oleh gejala lain yang sifatnya lebih halus atau berupa getaran kecil-kecil yang sulit dirasakan manusia. Contoh getaran kecil adalah getaran yang disebabkan oleh lalu lintas, mobil, kereta api, tiupan angin pada pohon dan lain-lain. Getaran seperti ini dikelompokkan sebagai *mikroseismisilas* (getaran sangat kecil).

Indonesia termasuk negara yang sering tertimpa bencana gempa bumi. Gempa bumi baik yang sekala kecil maupun sekala besar pernah terjadi di Indonesia. Letak geografis Indonesia yang berada di pertemuan perbatasan 3 lempeng tektonik, yaitu lempeng Australia, lempeng Pasifik dan lempeng Euroasia mengakibatkan Indonesia menjadi daerah yang rawan gempa. (Sipil, 2005)

2.2. Proses Terjadinya Gempa Bumi

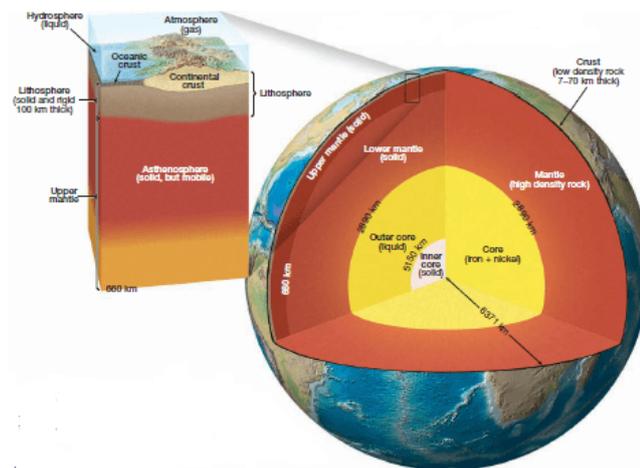
Kebanyakan gempa bumi disebabkan dari pelepasan energi yang dihasilkan oleh tekanan yang dilakukan oleh lempengan yang bergerak. Semakin lama tekanan itu kian membesar dan akhirnya mencapai pada keadaan dimana tekanan tersebut tidak dapat ditahan lagi oleh pinggiran lempengan. Pada saat itulah gempa bumi akan terjadi. Gempa bumi biasanya terjadi di perbatasan lempengan-lempengan tersebut, gempa bumi yang paling parah biasanya terjadi di perbatasan lempengan kompresional dan translasional. Gempa bumi kemungkinan besar

terjadi karena materi lapisan litosfer yang terjepit kedalam mengalami transisi fase pada kedalaman lebih dari 600 km. Beberapa gempa bumi yang lain juga dapat terjadi karena pergerakan magma di dalam gunung berapi, gempa bumi seperti itu dapat menjadi gejala akan terjadinya letusan gunung berapi, jika gunung tersebut mulai aktif maka akan terjadi getaran di permukaan bumi dan itu termasuk gempa vulkanik. (Sembiring, Wibowo, & Susanti, n.d.)

Beberapa gempa bumi (namun jarang terjadi) juga terjadi karena menumpuknya massa air yang sangat besar dibalik dam, seperti Dam Karibia di Zambia, Afrika. Sebagian lagi juga dapat terjadi karena injeksi atau ekstraksi cairan dari dalam bumi seperti pada beberapa pembangkit listrik tenaga panas bumi dan di Rocky Mountain Arsenal.

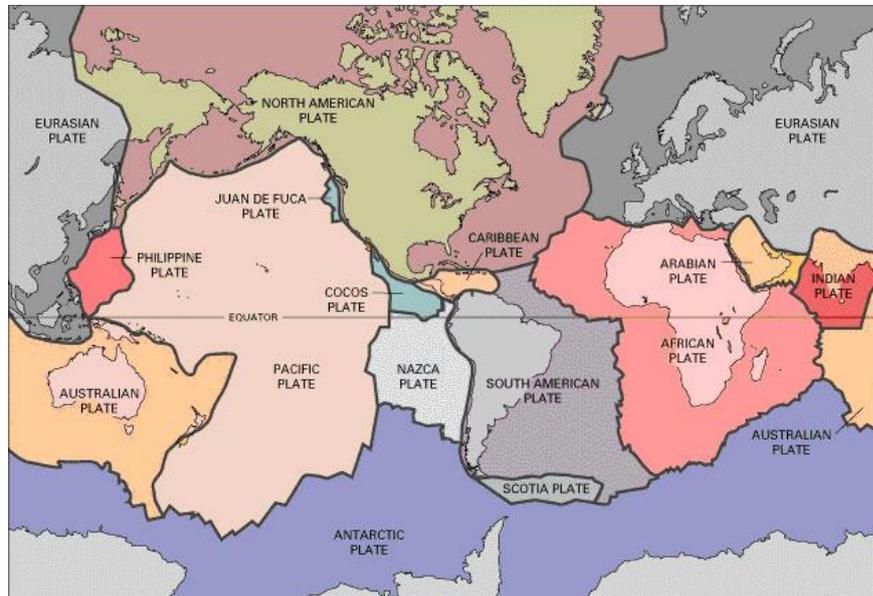
2.3. Teori Lempeng Tektonik

Bumi terdiri dari banyaknya lapisan. Lapisan terluar bumi adalah *litosfer*, dibawah permukaan litosfer terdapat lapisan yang menyerupai kerang yang terdiri dari tujuh batu piringan tebal, seperti terlihat pada gambar 2.1. Batu tersebut tebalnya sekitar 100 km yang bisa bergerak sepanjang 10 cm tiap tahunnya. Gempa bumi sering terjadi karena adanya pergerakan di antara dua lapisan batu tebal. Gerakan batu itu juga bisa terjadi karena ada tekanan dari permukaan bumi selama bertahun-tahun, pergeseran itulah yang membuat gempa bumi terjadi dan sering disebut sebagai gempa tektonik.



Gambar 2.1: Struktur bumi (rekayasa gempa).

Lapisan kulit bumi terbagi dalam beberapa pelat atau lempeng tektonik seperti terlihat pada Gambar 2.2. Pelat tektonik yang satu dengan yang lainnya cenderung untuk bergerak.



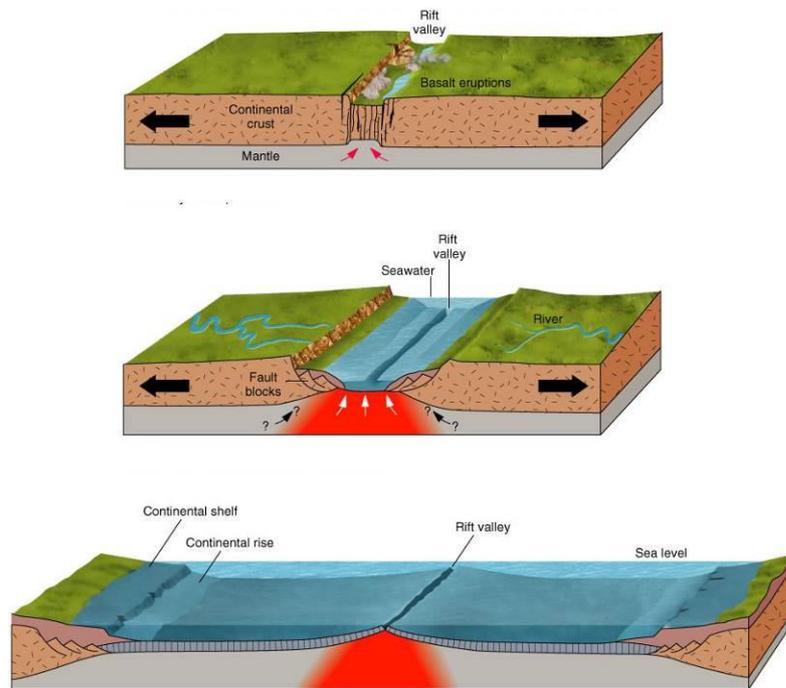
Gambar 2.2: Peta pelat tektonik Dunia (rekayasa gempa).

Potensi gempa di Indonesia memang terbilang besar, sebab berada dalam pertemuan sejumlah lempeng tektonik besar yang aktif bergerak. Kemudian interaksi lempeng India-Australia, Eurasia dan Pasifik yang bertemu di Banda serta pertemuan lempeng Pasifik-Asia di Sulawesi dan Halmahera.

Maka dapat disimpulkan bahwa penyebab utama terjadinya gempa bumi berawal dari adanya gaya pergerakan didalam interior bumi (gaya konveksi material) yang menekan kerak bumi (*outer layer*) yang bersifat rapuh, sehingga ketika kerak bumi tidak lagi kuat dalam merespon gaya gerak dari dalam bumi tersebut maka akan membuat sesar dan menghasilkan gempa bumi. Akibat gaya gerak dari dalam bumi ini maka kerak bumi telah terbagi-bagi menjadi beberapa fragmen yang disebut lempeng (*plate*). Gaya gerak penyebab gempa bumi ini selanjutnya disebut gaya sumber tektonik (*tectonic source*). Bentuk pergerakan pada batas pelat (*plate boundary*) yang satu dengan pelat yang lain secara garis besar dikelompokkan atas tiga pergerakan sebagai berikut :

1. *Divergent plate boundaries* (saling menjauh)

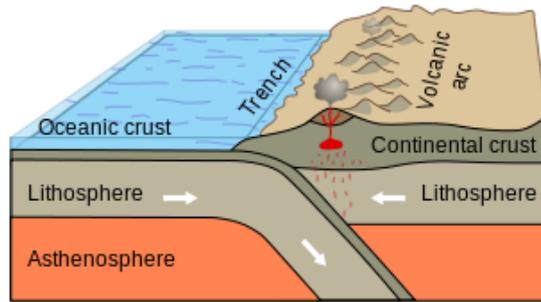
Pada Gambar 2.3, terlihat proses pergerakan pelat tektonik yang saling menjauh, sehingga terbentuk lembah pada boundary (*Rift valley*), yang memungkinkan terbukanya mantle dan magma di dalamnya terdorong keluar.



Gambar 2.3: *Divergent plate boundaries* (Rekayasa Gempa).

2. *Convergent plate boundaries* (saling mendekat)

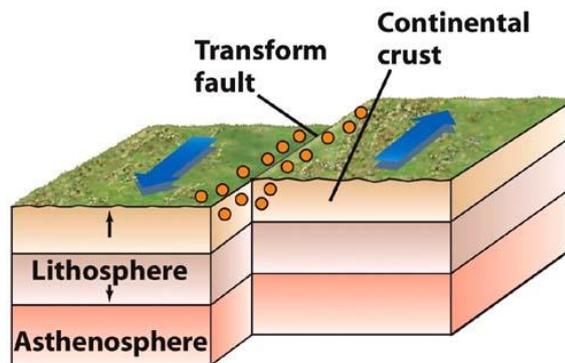
Pada Gambar 2.4, terlihat proses pergerakan pelat tektonik yang saling mendekat, pelat tektonik yang satu akan menelusup dibawah pelat tektonik yang lainnya, yang memungkinkan terbentuknya gelombang tsunami.



Gambar 2.4: *Convergent plate boundaries* (Rekayasa Gempa).

3. *Transform plate boundaries* (bergeser)

Pada Gambar 2.5, terlihat proses pergerakan pelat tektonik yang saling bergeser, pelat tektonik yang satu akan saling bergeser dalam arah samping atau bawah pelat tektonik yang lainnya, yang memungkinkan terbentuknya gelombang tsunami.



Gambar 2.5: *Transform plate boundaries* (Rekayasa Gempa).

Terjadi pada tanggal 27 mei 2006. Gempa Yogyakarta yang terjadi selama 57 detik dengan kekuatan 5,9 skala richter, lebih dari 6000 jiwa meninggal. Titik pusat gempa pada kordinat 8.24°LS dan 110.43°BT pada kedalaman laut 33.000 meter.

2.4. Fenomena Gempa Bumi di Indonesia

Sejumlah wilayah di Indonesia berulang kali dilanda gempa bumi. Dalam rentang waktu yang terbilang singkat gempa mengguncang Tasikmalaya,

Yogyakarta, Aceh, Nusa Tenggara Barat, Toli-Toli, Sulawesi Tengah. Akibat gempa tidak hanya merusak bangunan, namun banyak menelan korban jiwa.

Selama ada dinamika di lapisan bumi, maka akan tetap terjadi potensi gempa. Menurut Badan Geologi Departemen ESDM, setiap hari kita mencatat ada gempa, cuma skalanya beragam. Lempeng-lempeng yang bergerak menjadikan potensi gempa. Daerah rawan gempa tersebut membentang disepanjang batas lempeng tektonik Australia dengan Asia, lempeng Asia dengan Pasifik dari timur hingga barat Sumatera sampai selatan Jawa, Nusa Tenggara, serta Banda. (Penelitian et al., n.d.)

Berikut ini daftar gempa bumi besar yang terjadi di Indonesia, di atas skala richter 5 di Indonesia:

Tabel 2.1: Daftar gempa bumi besar di atas skala Richter 5 di Indonesia.

Tanggal	Skala	Episentrum	Area	Tewas	Keterangan
20 September 1899	7,8		Kota Ambon	3.280	
25 November 1833	8,8-9,2	2,5° LU 100,5° BT	Sumatera		Gempa disebabkan pecahnya segmen palung Sumatera sepanjang 1000 km ditenggara area yang mengalami hal yang sama pada gempa 26 Desember 2004, Gempa kemudian memicu terjadinya tsunami yang menerjang pesisir barat sumatera dengan wilayah terdekat
Tanggal	Skala	Episentrum	Area	Tewas	Keterangan
04-Jan-09	7,2		Manokwari	2	
02-Sep-09	7,3	8,24°LS 107,32°BT	Tasikmalaya dan Cianjur	>87	
30-Sep-09	7,6 Mw	0,725°LS 99,856°BT	Padang Pariaman dan Agam	1.115	135.299 rumah rusak berat, 65.306 rumah rusak sedang, 78.591 rusak ringan

01-Okt-09	6,6 Mw	2,44°LS 101,59°BT	Kerinci	2	
09-Nov-09	6,7	8,24°LS 118,65°BT	Pulau Sumbawa	1	80 orang luka & 282 rumah rusak parah
25-Okt-10	7,7	3,61°LS 99,93°BT	Sumatera Barat	408	

2.5 Konsep Bangunan Tahan Gempa

Seperti yang kita bahas sebelumnya bahwa bencana alam gempa bumi sering terjadi di Indonesia. Gempa-gempa tersebut mulai dari skala richter yang relatif kecil (*small*), sedang (*moderate*), kuat (*strong*) dan gempa besar (*great*). Gempa-gempa kecil umumnya sering terjadi, dapat dirasakan orang secara jelas dan tidak menimbulkan kerusakan ($I_{mm} < V$). Gempa sedang umumnya terjadi hanya kadang-kadang, dan gempa ini kemungkinan menimbulkan kerusakan ringan. Gempa kuat umumnya relatif jarang terjadi, tetapi kalau terjadi dapat mengakibatkan kerusakan minor maupun kerusakan major.

Bangunan-bangunan gedung memang mempunyai faktor keutamaan yang bergantung pada penting/ tidaknya suatu bangunan. Bangunan yang sangat penting, diharapkan dapat bertahan/ mempunyai umur yang lebih lama dibanding dengan bangunan biasa.

Dengan banyaknya hal yang dapat berkaitan tersebut maka diantaranya dapat dikelompokkan menurut kekuatan gempa (berkaitan dengan periode ulang dan tingkat pentingnya bangunan) dan performa bangunan dalam rangka melindungi manusia, tetapi masih memperhitungkan tingkat ekonomisnya pembangunan. Pengelompokkan itu dituangkan didalam desain filosofi (*earthquake design philosophy*) suatu bangunan akibat beban gempa. Desain filosofi yang dimaksud adalah sebagai berikut:

1. Pada gempa kecil (*light*, atau *minor earthquake*) yang sering terjadi, maka struktur utama bangunan harus tidak rusak dan berfungsi dengan baik. Kerusakan kecil yang masih dapat ditoleransi pada elemen non-struktur masih dibolehkan.
2. Pada gempa menengah (*moderate earthquake*) yang relatif jarang terjadi, maka struktur utama bangunan boleh rusak/ retak ringan tetapi masih dapat/

ekonomis untuk diperbaiki. Elemen non-struktur dapat saja rusak tetapi masih dapat diganti dengan yang baru.

3. Pada gempa kuat (*strong earthquake*) yang jarang terjadi, maka struktur bangunan boleh rusak tetapi tidak boleh runtuh total (*totally collapse*). Kondisi seperti ini juga diharapkan pada gempa besar (*great earthquake*), yang tujuannya adalah melindungi manusia/ penghuni bangunan secara maksimum.

Desain filosofi seperti yang disampaikan di atas masih sangat deskriptif kualitatif. Untuk dapat mengimplementasikan filosofi tersebut diperlukan banyak komponen-komponen pengetahuan mulai dari beban gempa, analisis struktur, perilaku bahan, perilaku struktur, kategorisasi jenis kerusakan struktur dan konsep bangunan tahan gempa. Oleh karena itu implementasikan atas desain filosofi tersebut diperlukan waktu yang relatif lama, walaupun beberapa pengetahuan telah berkembang sebelumnya.

Perkembangan metode ataupun *software* untuk analisis struktur yang juga sangat mendukung konsep desain bangunan tahan gempa. Konsep-konsep dasar analisis struktur sudah berkembang sejak pengetahuan abad ke-19 misalnya metode *unit load*, *flexibility method*, *stiffness method*, *slope deflection*, sampai abad ke-20. Perkembangan metode analisis terus berkembang misalnya metode Muto (1993), metode distribusi/ *cross method* (1939), metode kani (1949) dan metode takabeya (1965). Untuk analisis yang rumit maka berkembanglah metode matriks yang operasionalisasinya memerlukan alat penghitung yaitu komputer.

Menurut riset tentang perilaku bahan, elemen struktur maupun struktur juga yang mendukung pengembangan konsep bangunan tahan gempa. Perilaku bahan akibat beban dapat berupa linier dan non-linier, sedangkan intensitas beban dapat mengakibatkan respons elastik maupun inelastik. Dengan demikian, akan terdapat 4 kombinasi yaitu antara lain sebagai berikut:

1. Linier elastik

Adalah suatu respons bahan/ elemen struktur yang mana hubungan antara beban-simpangan bersifat lurus, proporsional/ linier dan apabila beban dihilangkan maka deformasi bahan akan sama dengan nol (kembali ke posisi semula). Bahan metal khususnya baja mempunyai sifat/ respons linier apabila intensitas bebannya masih kecil.

2. Non-linier elastik

Adalah apabila hubungan antara beban-simpangan dari awal sudah tidak lurus/linier tetapi non-linier walaupun intensitas bebannya masih relatif kecil. Apabila beban diiadakan maka deformasi bahan akan sama dengan nol (kembali ke posisi semula, tidak ada deformasi permanen). Tanah dan beton pada umumnya mempunyai sifat non-linier sejak intensitas beban masih kecil.

3. Linier inelastik

Adalah suatu kondisi yang mana intensitas beban sudah besar, tegangan yang terjadi sudah tidak lagi tegangan elastik tetapi sudah inelastik. Apabila beban diiadakan maka benda tidak dapat lagi kembali ke posisi semula tetapi kembali secara linier/ lurus ditempat yang lain (ada deformasi permanen). Walaupun beban sudah besar tetapi perilaku bahan dimodel secara linier. Struktur beton yang dibebani dengan beban siklik dengan intensitas yang besar pada hakekatnya akan berperilaku non-linier inelastik, tetapi pada umumnya dimodel sebagai linier-inelastik.

4. Non-linier inelastik

Adalah suatu kondisi pembebanan siklik yang intensitasnya besar yang diterapkan pada struktur tanah maupun beton. Hubungan antara beban dan deformasi tidak lagi bersifat lurus/ linier dan apabila beban siklik diiadakan maka akan terdapat deformasi permanen.

2.5.1. Perilaku Sistem Struktur Yang Diharapkan

Untuk pembebanan gravitasi, beban angin dan beban gempa maka diharapkan struktur dapat berperilaku elastis. Tetapi pada gempa besar, yaitu kondisi gempa sedemikian sehingga jika struktur didesain secara elastis akan tidak praktis dan mahal, maka diijinkan mengalami kondisi inelastis.

Oleh karena itu, tidak adanya jaminan bahwa gempa yang akan terjadi pasti selalu di bawah gempa rencana yang ditetapkan *code*, maka cara perencanaan

struktur tahan gempa adalah didasarkan pada metodologi *capacity design*. Dengan cara tersebut, struktur direncanakan sedemikian sehingga bila terjadi kondisi inelastis, hanya terjadi pada tempat yang ditentukan, yang memang telah terencana. Kondisi inelastis yang terjadi juga terkontrol, sebagai tempat disipasi energi. Sedangkan bagian struktur yang lainnya tetap diusahakan berperilaku elastis, yang cara kerjanya seperti alat sekering (*fuse*) pada peralatan listrik di saat menerima *overload*. Jika rusak, bagian tersebut diperbaiki.

Adanya bagian yang terpisah-pisah, ada yang bekerja elastis dan bagian lain ada yang sampai inelastis, dapat dengan mudah diterapkan pada konstruksi baja, yang memang dari awalnya bersifat modul atau segmen terpisah yang tidak monolit. Coba bandingkan dengan konstruksi beton, yang secara alami bersifat monolit, khususnya untuk beton *cast-in-situ*.

Dari ketiga konfigurasi rangka sistem EBF di atas, maka jenis *split-K-braced* merupakan konfigurasi EBF yang terbaik karena momen terbesar yang menyebabkan kondisi plastis tidak terjadi di dekat kolom. Jadi dipastikan tidak akan terjadi kegagalan kolom akibat kondisi inelastis yang terjadi.

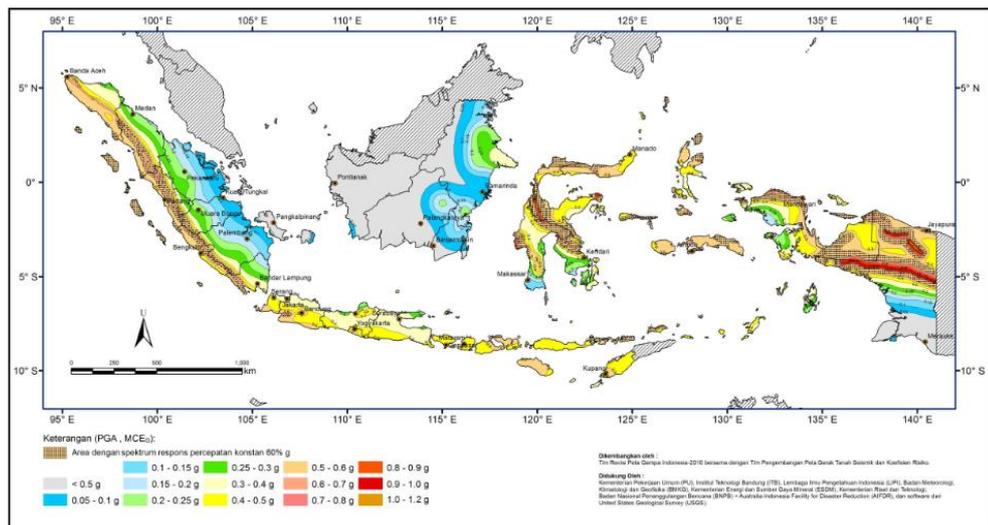
2.6. Tata Cara Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

2.6.1. Gempa Rencana

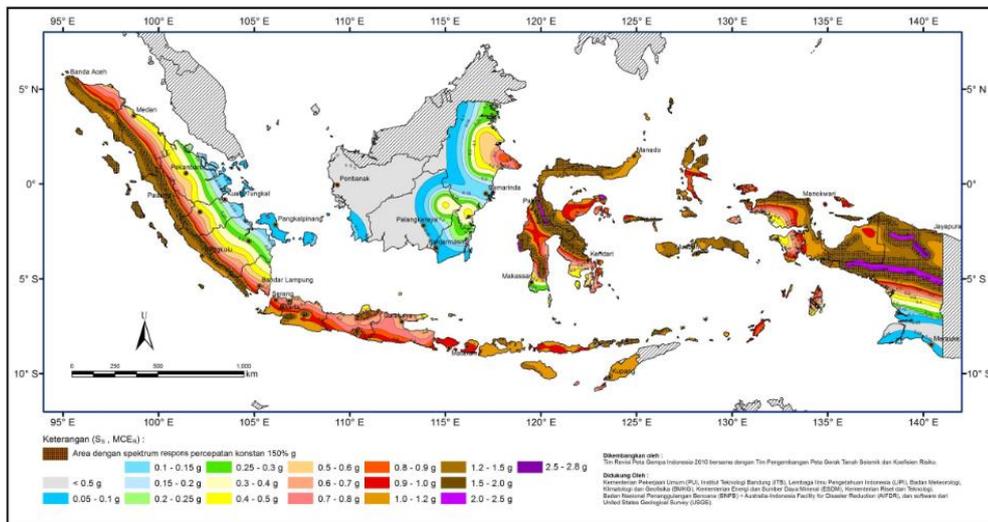
Menurut peta Hazard gempa Indonesia 2010 wilayah Indonesia meliputi peta percepatan puncak (PGA) dan respons spektra percepatan di batuan dasar (SB) untuk periode pendek 0,2 detik (S_s) dan untuk periode 1,0 detik (S_1) dengan redaman 5% mewakili tiga level hazard gempa yaitu 500, 1000 dan 2500 tahun atau memiliki kemungkinan terlampaui 10% dalam 50 tahun dan 10% dalam 100 tahun, dan 2% dalam 50 tahun. Definisi batuan dasar (SB) adalah lapisan batuan dibawah permukaan tanah yang memiliki kecepatan rambat gelombang geser (V_s) mencapai 750 m/detik dan tidak ada lapisan batuan lain dibawahnya yang memiliki nilai kecepatan rambat gelombang geser yang kurang dari itu.

2.6.2. Peta Wilayah Gempa

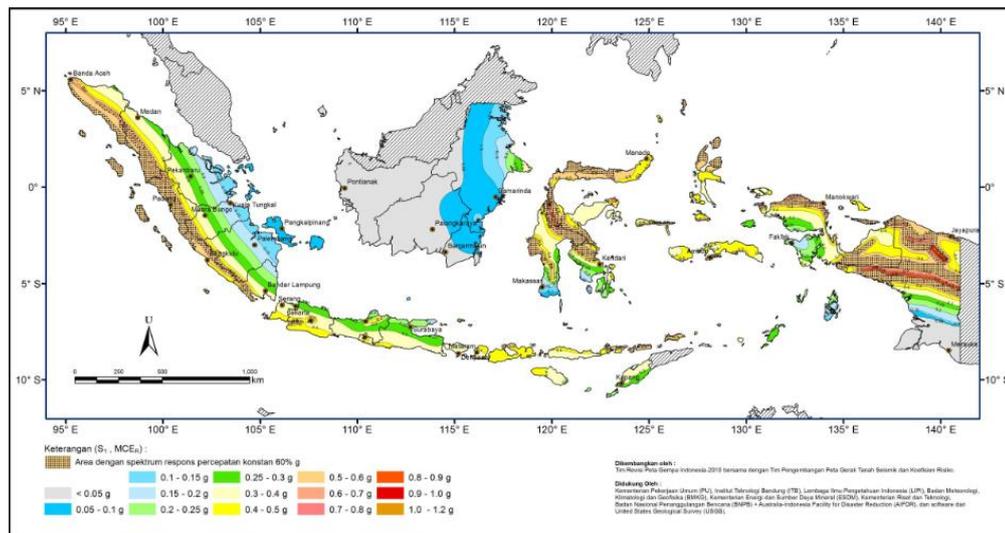
Berdasarkan SNI 1726;2012 pasal 14, ditetapkan berdasarkan parameter S_0 (Percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) dan S_1 (Percepatan batuan dasar pada periode 1 detik). Hal ini dapat dilihat pada Gambar 2.10-2.12.(Pustlitbang PUPR, 2017)



Gambar 2.7: PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G), kelas situs SB.



Gambar 2.8: S_0 , Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5%.



Gambar 2.9: S_1 , Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5%.

2.6.3. Arah Pembebanan Gempa

Dalam perencanaan gedung, arah utamapengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektivitas 30%.

2.6.4. Prosedur Analisis Struktur

Berdasarkan SNI 1726;2012 pasal 7.3.2.1 dan pasal 7.3.2.2 ketidakberaturan struktur bangunan dapat dibedakan menjadi ketidakbertaturan horizontal dan vertikal. Ketidakberaturan horizontal dan vertikal dapat dilihat pada Tabel 2.2 dan 2.3.

Tabel 2.2: Ketidakberaturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726;2012.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakteraturan torsi di definisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E dan F C, D, E dan F C, D, E dan F D, E, dan F
1b.	Ketidakteraturan torsi berlebihan di definisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	E dan F D B,C dan D C dan D C dan D D B,C dan D
2.	Ketidakteraturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel 13	D,E dan F D,E dan F
3.	Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 13	D,E dan F D,E dan F

Tabel 2.2: Lanjutan

4.	Ketidakteraturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	B,C,D,E dan F D,E dan F B,C,D,E dan F D,E dan F B,C,D,E dan F
5.	Ketidakteraturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu Ortogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3 7.5.3 Tabel 13 12.2.2	C,D,E dan F B,C,D,E dan F D,E dan F B,C,D,E dan F

Tabel 2.3: Ketidakteraturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726;2012.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan leteral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 13	D, E, dan F
1b	ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D, E dan F
2.	Ketidakteraturan berat (massa) didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu di tinjau.	Tabel 13	D, E, dan F
3.	Ketidakteraturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horisontal sistem penahan gaya seismikdi semua tingkat lebih dari 130 persen dimensi horisontal sistem penahanan gaya seismik tingkat di dekatnya.	Tabel 13	D, E dan F

Tabel 2.3: *Lanjutan*

4.	Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13	B, C, D, E dan F D, E dan F D, E dan F
5a	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateralnya tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.		E dan F D, E dan F
5b.	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 13	D, E dan F B dan C D, E dan F

Berdasarkan SNI 1726;2012 pasal 7.6, prosedur analisis yang dapat digunakan seperti pada Tabel 2.8. Prosedur analisis yang digunakan terkait erat dengan berbagai parameter struktur bangunan tersebut, yaitu:

- Parameter keutamaan bangunan berdasarkan pasal 4.1.2 SNI 1726;2012 dan dapat dilihat pada Tabel 2.4.
- Parameter faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726;2012 dapat dilihat Tabel 2.5
- Kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan respons spektra pada periode 1 detik (S_1) dan parameter percepatan respons spektra pada periode pendek (S_s) berdasarkan pasal 6.5 SNI 1726;2012 dapat dilihat pada Tabel 2.6 dan 2.7.

Oleh karena itu, prosedur analisis struktur harus terdiri dari salah satu tipe struktur yang diizinkan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.8, yaitu berdasarkan kategori desain seismik struktur, sistem struktur, properti dinamis dan keteraturan. Dari berbagai parameter yang dimiliki oleh struktur gedung tersebut,

dapat ditetapkan prosedur analisis yang dapat digunakan seperti yang dijabarkan pada Tabel 2.4.(Madra, 2003).

Tabel 2.4: Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726;2012.

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/Rumah susun - Pusat perbelanjaan/Mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

Tabel 2.5: Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726;2012.

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Tabel 2.6: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726;2012.

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 2.7: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726;2012.

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

Tabel 2.8: Prosedur analisis yang boleh digunakan berdasarkan SNI 1726;2012.

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I

Tabel 2.8: *Lanjutan*

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
D,E,F	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_S$ dan mempunyai hanya ketidakberaturan horizontal Tipe 2,3,4 atau 5 dari Tabel 2.1 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4,5a atau 5b dari Tabel 2.2	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Catatan, I : Diizinkan, TI : Tidak Dizinkan

2.6.5. Struktur Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memnuhi salah satu tipe yang telah ditetapkan pada SNI 1726;2012 pasal 7.2. Setiap tipe dibagi-bagi berdasarkan tipe elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismik lateral. Setiap sistem penahan gaya seismik yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang telah ditetapkan.

Di dalam SNI 1726;2012 pasal 7.2, sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut ini:

- Faktor koefisien modifikasi respons (R)
- Faktor kuat lebih sistem (C_d)
- Faktor pembesaran defleksi (Ω_0^S)
- Faktor batasan tinggi sistem struktur

Hal ini dapat dilihat pada Tabel 2.9.

Tabel 2.9: Faktor R, C_d, dan Ω₀ untuk sistem penahan gaya gempa berdasarkan SNI 1726;2012.

Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan	Koefisien modifikasi respons, R ^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω ₀ ^g	Faktor pembesaran defleksi, C _d ^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h _n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Dinding geser beton bertulang khusus	6,5	2,5	5	TB	TB	48	30	30

2.6.6. Kekakuan Struktur

Kekakuan struktur adalah gaya yang diperlukan struktur bila mengalami deformasi sebesar satu satuan. Nilai kekakuan struktur ini tergantung dari material yang digunakan, dimensi elemen struktur, penulangan, modulus elastisitas, modulus elastisitas geser dan momen inersia polar. Selain itu, kekakuan struktur juga terkait dengan nilai dari periode struktur tersebut. Dapat dilihat dari Pers. 2.1-2.3.

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.1)$$

$$\text{Di mana, } \omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.2)$$

$$\text{Dengan demikian, } T = \frac{1}{\sqrt{k}} \quad (2.3)$$

Di mana :

T = Periode struktur

f = Frekuensi struktur

ω = Kecepatan sudut

k = Kekakuan struktur

2.6.7. Respons Spektrum Desain

Respons spektrum merupakan konsep pendekatan yang digunakan untuk keperluan perencanaan bangunan. Definisi respons spektra adalah respon maksimum dari suatu sistem struktur *Single Degree of Freedom* (SDOF) baik percepatan (a), kecepatan (v) dan perpindahan (d) dengan struktur tersebut dibebani oleh gaya luar tertentu. Absis dari respons spectra adalah periode alami sistem struktur dan ordinat dari respons spektra adalah respons maksimum. Kurva respons spektra akan memperlihatkan simpangan relatif maksimum (S_d), kecepatan relatif maksimum (S_v) dan percepatan relatif maksimum (S_a).

Berdasarkan SNI 1726;2012 pasal 6.3, respons spektra desain harus ditentukan dan dimuat terlebih dahulu berdasarkan data-data yang ada. Data-data yang dibutuhkan dan prosedur untuk pembuatan respons spektra berdasarkan SNI 1726;2012 pasal 6.3 adalah:

a. Parameter percepatan batuan dasar

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_a (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik seperti yang ada pada Gambar 2.16 dan Gambar 2.17 dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

b. Parameter kelas situs

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai situs SA, SB, SC, SD, SE, dan SF berdasarkan SNI 1726;2012 pasal 5.3 dapat dilihat pada Tabel 2.10.

Kelas situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100

Tabel 2.10: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726;2012.

SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa 		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> • Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah • Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) 		

Tabel 2.10: *Lanjutan*

CATATAN, N/A = tidak dapat dipakai

c. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektra percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R).

Untuk penentuan respons spektra percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Berdasarkan SNI 1726;2012, faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek S_{MS} dan periode 1 detik S_{M1} yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan Pers. 2.4 dan 2.5 berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (2.4)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_I \quad (2.5)$$

Dimana:

S_S = Nilai parameter respon spektra percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726;2012 (Gambar 2.16)

S_I = Nilai parameter respon spektra percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726;2012 (Gambar 2.17)

F_a = Koefisien perioda pendek

F_v = Koefisien perioda 1,0 detik

Koefisien situs F_a dan F_v ditentukan berdasarkan Tabel 2.11 dan 2.12.

Tabel 2.11: Koefisien situs, F_a berdasarkan SNI 1726;2012.

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_S				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 0,4$	$S_S \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

Tabel 2.12: Koefisien situs, F_v berdasarkan SNI 1726;2012.

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 1$ detik, S_I				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^b				

Keterangan :

- Nilai-nilai F_a maupun F_v yang tidak terdapat pada Tabel 2.11 dan 2.12 dapat dilakukan proses interpolasi linier.

- SS merupakan situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon situs spesifik.

d. Parameter percepatan spektra desain

Parameter-percepatan spektra desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) harus ditentukan melalui Pers. 2.6 dan 2.7 berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.6)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.7)$$

Dimana:

S_{DS} = Respon spektra percepatan desain untuk perioda pendek

S_{D1} = Respon spektra percepatan desain untuk perioda 1,0 detik

e. Prosedur pembuatan respons spektra desain berdasarkan SNI 1726;2012

Selanjutnya, untuk mendapatkan kurva spektrum desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 2.18 dan mengikuti ketentuan di bawah ini:

- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari Pers. 2.8.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.8)$$

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS} .
- Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan Pers. 2.9.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.9)$$

Dimana:

T = Periode getar fundamental struktur

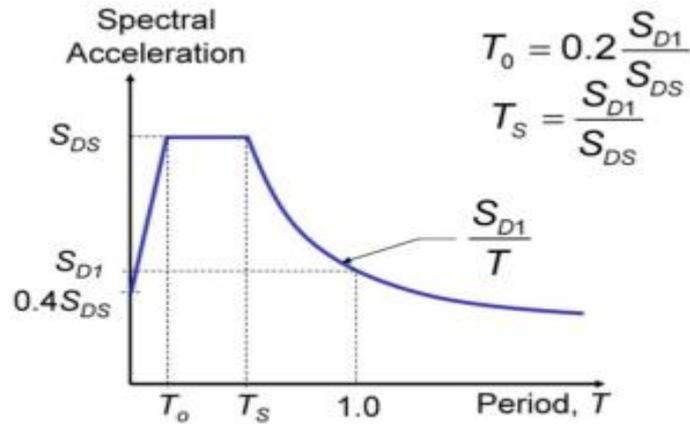
S_{DS} = Parameter respons spektra percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = Parameter respons spektra percepatan desain pada periode 1 detik

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat ditentukan dengan Pers. 2.10 dan 2.11.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.10)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.11)$$



Gambar 2.10: Spektrum respons desain.

2.7. Analisis Gaya Lateral Ekuivalen

2.7.1. Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726;2012, Geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.12.

$$V = C_s \cdot W_t \quad (2.12)$$

dimana:

C_s = Koefisien respon seismik yang ditentukan

W_t = Berat total gedung

Berdasarkan SNI 1726;2012 pasal 7.8.1.1 persamaan-persamaan yang digunakan untuk menentukan koefisien C_s adalah:

1. C_s maksimum

Untuk C_s maksimum ditentukan dengan Pers. 2.13.

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.13)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang perioda pendek

R = Faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.9

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

Nilai C_s maksimum di atas tidak perlu melebihi C_s hitungan pada Pers. 2.14.

2. C_s hasil hitungan

$$C_s \text{ hasil hitungan} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I} \right)} \quad (2.14)$$

dimana:

S_{D1} = Parameter percepatan respon spektrum desain pada perioda 1 detik

R = Faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.9

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

T = Perioda struktur dasar (detik)

Nilai C_s hitungan di atas tidak perlu kurang dari nilai C_s minimum pada Pers. 2.15.

3. C_s minimum

$$C_s \text{ minimum} = 0,044 S_{DS} \quad I \geq 0,01 \quad (2.15)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang perioda pendek

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

Sedangkan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 jika lebih besar dari 0,6 g maka C_s harus tidak kurang dari Pers. 2.16.

4. C_s minimum tambahan

$$C_s \text{ minimum tambahan} = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I} \right)} \quad (2.16)$$

dimana:

S_1 = Parameter percepatan respon spektrum desain yang dipetakan

R = Faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.9

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

2.7.2. Periode Alami Struktur

Periode adalah besarnya waktu yang dibutuhkan untuk mencapai satu getaran. Hubungan periode dengan kekakuan, frekuensi dan kecepatan sudut struktur telah dijelaskan sebelumnya pada sub Bab 2.7.6. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan di mana frekuensi alami pada struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan struktur.

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

- 1) Periode fundamental pendekatan minimum ($T_{a \text{ minimum}}$) ditentukan dari Pers. 2.17.

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t h_n^x \quad (2.17)$$

dimana :

$T_{a \text{ minimum}}$ = Nilai batas bawah periode bangunan

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

C_t = Ditentukan dari Tabel 2.13

x = Ditentukan dari Tabel 2.13

Tabel 2.13: Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726;2012.

Tipe Struktur	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8

Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

2) Periode fundamental pendekatan maksimum ($T_{a \text{ maksimum}}$) ditentukan dari Pers.

2.18.

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.18)$$

dimana :

$T_{a \text{ maksimum}}$ = Nilai batas atas periode bangunan

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.14

Tabel 2.14: Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726;2012.

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

2.7.3. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726;2012 pasal 7.8.3, gaya gempa Lateral (F_i) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari Pers. 2.19 dan 2.20.

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (2.19)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.20)$$

dimana:

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya geser atau laeral desain total

w_i = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat-i

- h_i = Tinggi (meter) dari dasar sampai tingkat ke-i
 K = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.
- Untuk struktur yang memiliki $T \leq 0,5$ detik; $k = 1$
 - Untuk struktur yang memiliki $T \geq 2,5$ detik; $k = 2$
 - Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah hasil interpolasi

2.7.4. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726;2012 pasal 7.8.4, geser tingkat di semua (V_x) harus ditentukan dari Pers. 2.21.

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.21)$$

Dimana:

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

2.7.5. Penentuan Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726;2012 pasal 7.8.6, simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja, yaitu pada kinerja batas ultimit. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya.

Bagi struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E atau F yang memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a atau 1b pada Tabel 2.1, simpangan antar lantai desain (Δ) harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik di atas dan di bawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris secara vertikal di sepanjang salah satu bagian tepi struktur.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) dalam mm harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.22.

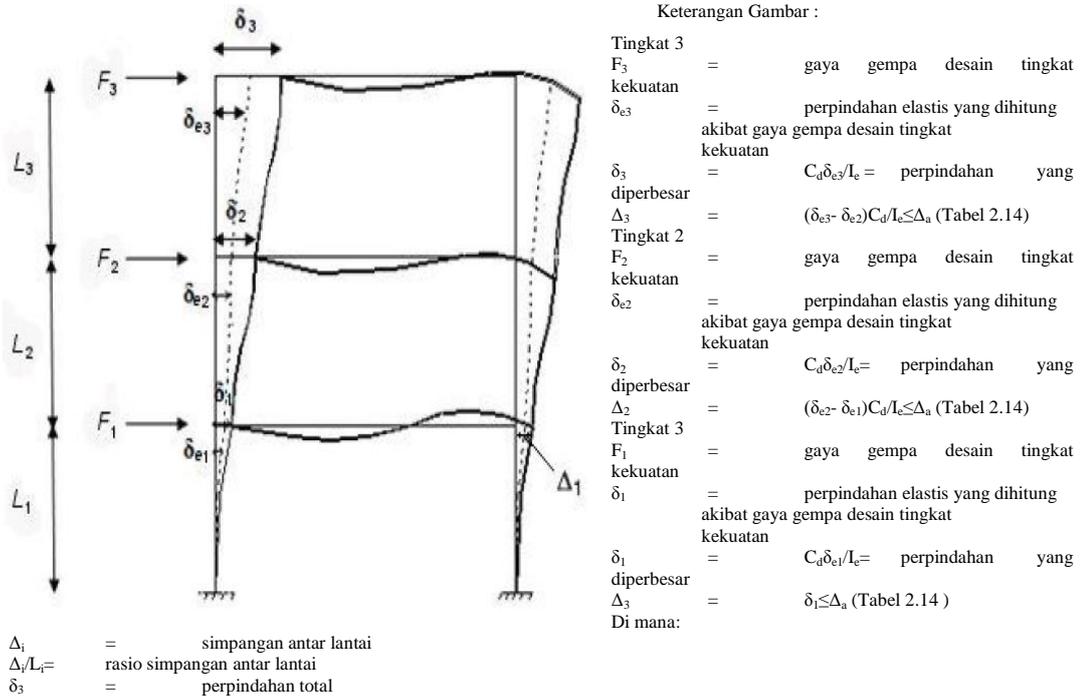
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.22)$$

dimana:

C_d = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.9

δ_{xe} = Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis

I_e = Faktor keutamaan yang ditentukan sesuai dengan Tabel 2.5
 Penentuan simpangan antar lantai dapat dilihat pada Gambar 2.19.



Gambar 2.11: Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726;2012.

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15: Simpangan antar lantai izin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726;2012.

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Tabel 2.15: *Lanjutan*

Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007h _{sx}	0,007h _{sx}	0,007h _{sx}
Semua struktur lainnya	0,020h _{sx}	0,015h _{sx}	0,010h _{sx}

2.7.6. Analisis Ragam Spektrum Respons

Metode analisis ragam spektrum respons mendefinisikan bahwa simpangan struktur yang terjadi merupakan penjumlahan dari simpangan masing-masing ragam getarnya.

Menurut parameter respons terkombinasi respons masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respons rencana gempa merupakan respons maksimum. Pada umumnya, respons 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*) dan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination*).

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 Lengkap Kuadratik (*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 respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*square Root of the Sum of Squares/ SRSS*).

Berdasarkan SNI 1726;2012 pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil dari kurang 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dengan Pers. 2.23.

$$V_t \geq 0,85 V_I \quad (2.23)$$

dimana:

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

Maka, apabila nilai akhir respons dinamik lebih kecil dari nilai respons ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis spektrum respons ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.24.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 V_1}{V_t} \geq 1 \quad (2.24)$$

Dimana:

V_t = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan

V_I = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen

2.7.7. Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan

Pembebanan struktur berdasarkan SNI 1727;2013, beban yang bekerja pada struktur berupa beban mati, beban hidup dan beban gempa selain itu ada pula beban dari lift dan tangga.

1. Beban Mati

Beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, kalsing gedung dan komponen arsitektural dan struktural lain serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Beban mati terdiri dari :

- Berat bahan konstruksi :
 - Berat sesungguhnya bahan
 - Data berat jenis dan berat bahan pada standar sebelumnya bisa digunakan
- Berat peralatan layan tetap :
 - Peralatan/ mesin yang menyatu dan selalu ada selama masa layan bangunan seperti : peralatan plambing, M/E, alat pemanas, ventilasi, sistem pengkondisian udara dll

2. Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk bahan konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir atau beban mati.

Beban hidup atap merupakan beban pada atap yang diakibatkan pelaksanaan pemeliharaan oleh pekerja, peralatan dan material dan selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghunian. (SNI, 2013).

- Beban merata :
 - Minimum sesuai Tabel 2.16
- Beban terpusat :
 - Untuk lantai, atap dan sejenisnya
 - Bekerja merata di area 762 mm x 762 mm
 - Minimum sesuai Tabel 2.16
 - Penempatan pada lokasi yang menghasilkan efek beban maksimum
- Beban partisi :
 - Minimal 0,72 kN/m²
- Beban dampak :
 - Tangga berjalan : mengacu pada ASME A17.1
 - Mesin :
 - Mesin ringan : berat ditingkatkan 20%
 - Mesin bergerak maju mundur : berat ditingkatkan 50%

Tabel 2.16: beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum.

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2000 (8,9)
Ruang komputer	100 (4,79)	2000 (8,9)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18) ^a	

Tabel 2.16 : Lanjutan

Ruang pertemuan Kursi tetap (terikat di lantai) Lobi Kursi dapat dipindahkan Panggung pertemuan Lantai podium	100 (4,79) ^a 100 (4,79) ^a 100 (4,79) ^a 100 (4,79) ^a 150 (7,18) ^a	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 KN/m ²)	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor Lantai pertama Lantai lain	100 (4,79) sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79) ^a	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator (pada daerah 2 in.x 2 in. [50 mmx50mm])		300 (1,33)
Konstruksi pelat lantai finishing ringan (pada area 1 in.x 1 in.[25 mm x 25 mm])		200 (0,89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran Hunian satu keluarga saja	100 (4,79) 40 (1,92)	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5	
Garasi/Parkir Mobil penumpang saja Truk dan bus	40 (1,92) ^{abc}	
Susunan tangga, rel pengaman dan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	
Helipad	60 (2,87) ^{de} tidak boleh direduksi	
Rumah sakit Ruang operasi, laboratorium Ruang pasien Koridor diatas lantai pertama	60 (2,87) 40 (1,92) 80 (3,83)	1000 (4,45) 1000 (4,45) 1000 (4,45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan Ruang baca	60 (2,87)	1000

Ruang penyimpanan	150 (7,18) ^a	(4,45)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1000 (4,45) 1000 (4,45)

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

Pabrik	125 (6,00) ^a	2000
Ringan	250 (11,97) ^a	(8,90)
Berat		3000 (13,4)
Gedung perkantoran:		
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian	100 (4,79)	2000
Lobi dan koridor lantai pertama	50 (2,40)	(8,90)
Kantor	80 (3,83)	2000
Koridor di atas lantai pertama		(8,90) 2000 (8,90)
Lembaga hukum		
Blok sel	40 (1,92)	
Koridor	100 (4,79)	
Tempat rekreasi		
Tempat bowling, kolam renang, dan penggunaan yang sama	75 (3,59) ^a	
Bangsal dansa dan Ruang dansa	100 (4,79) ^a	
Gimnasium	100 (4,79) ^a	
Tempat menonton baik terbuka atau tertutup	100 (4,79) ^{ak}	
Stadium dan tribun/arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	60 (2,87) ^{ak}	
Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Rumah tinggal		
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)		
Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang	10 (0,48) ^r	
Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang	20 (0,96) ^m	
Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	30 (1,44)	
Semua ruang kecuali tangga dan balkon	40 (1,92)	

Semua hunian rumah tinggal lainnya Rumah pribadi dan koridor yang melayani mereka	40 (1,92)	
Ruang publik ^a dan koridor yang melayani mereka	100 (4,79)	

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

Atap Atap datar, berbubung, dan lengkung Atap digunakan untuk taman atap Atap yang digunakan untuk tujuan lain	20 (0,96) ^b 100 (4,79) Sama seperti hunian dilayani ^a	
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya Awning dan kanopi Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	5 (0,24) tidak boleh direduksi	
Rangka tumpu layar penuh	5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka	
Semua konstruksi lainnya Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai Titik panel tunggal dari batang bawah ranga atap atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap diatas pabrik, gudang, dan perbaikan garasi Semua komponen struktur atap utama lainnya Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan	20 (0,96)	200 (0,89) 2000 (8,9) 300 (1,33) 300 (1,33)
Sekolah Ruang kelas Koridor diatas lantai pertama Koridor lantai pertama	40 (1,92) 80 (3,83) 100 (4,79)	1000 (4,5) 1000 (4,5) 1000 (4,5)
Bak-bak/scuttles, rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		200 (0,89)
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalan untuk truk-truk	250 (11,97) ^{ap}	8000 (35,6)
Tangga dan jalan keluar	100 (4,79)	300 ^f

Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	40 (1,92)	300 ^r

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

Gudang diatas langit-langit Gudang penyimpanan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat)	20 (0,96)	
Ringan	125 (6,00) ^a	
Berat	250 (11,97) ^a	
Toko Eceran		
Lantai pertama	100 (4,79)	1000
Lantai diatasnya	75 (3,59)	(4,45)
Grosir, di semua lantai	125 (6,00) ^a	1000
		(4,45)
		1000
		(4,45)
Penghalang kendaraan	Lihat pasal 4,5	
Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2,87)	
Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki	100 (4,79) ^a	

- Reduksi beban hidup merata
 - Untuk struktur dengan $K_{LL}A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$
 - $L \geq 4,79 \text{ kN/m}^2$, garasi mobil penumpang dan tempat pertemuan tidak boleh direduksi
 - Beban hidup tereduksi dihitung dengan Pers. 2.12.

$$L = L_0 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \right) \quad (2.25)$$

$L \geq 0,50 L_0$ - Komponen struktur penyangga 1 lantai

$L \geq 0,40 L_0$ - Komponen struktur penyangga ≥ 2 lantai

dimana:

L = Beban hidup desain tereduksi

L_0	=	Beban hidup desain tanpa reduksi
K_{LL}	=	Faktor elemen beban hidup berdasarkan Tabel 2.17
A_T	=	Luas tributari

Tabel 2.17: Faktor elemen beban hidup, K_{LL} .

Elemen	K_{LL}^a
Kolom-kolom interior	4
Kolom-kolom eksterior tanpa pelat kantilever	4
Kolom-kolom tepi dengan pelat kantilever	3
Kolom-kolom sudut dengan pelat kantilever	2
Balok-balok tepi tanpa pelat-pelat kantilever	2
Balok-balok interior	2
Semua komponen struktur yang tidak disebut di atas: Balok-balok tepi dengan pelat-pelat kantilever Balok-balok kantilever Pelat-pelat satu arah	1
Pelat-pelat satu arah Komponen struktur tanpa ketentuan-ketentuan untuk penyaluran Geser menerus tegak lurus terhadap bentangnya	1

3. Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban yang timbul akibat pergerakan tanah dimana struktur tersebut berdiri. Pembebanan struktur beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis beban gempa terdapat 3 cara analisis, yaitu analisis gaya lateral ekuivalen, analisis spektrum respons ragam dan prosedur riwayat respons seismik.

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

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

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

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

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (3) dan (4), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.26.

$$E = E_h + E_v \quad (2.26)$$

- Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.27.

$$E = E_h - E_v \quad (2.27)$$

dimana:

E = Pengaruh beban seismik

E_h = Pengaruh beban seismik horizontal yang akan didefinisikan selanjutnya

E_v = Pengaruh beban seismik vertikal yang akan didefinisikan selanjutnya

- Untuk pengaruh beban seismik E_h harus ditentukan dengan Pers. 2.28.

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.28)$$

dimana:

Q = pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p

ρ = Faktor redundansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

- Sedangkan pengaruh beban seismik E_v harus ditentukan dengan Pers. 2.29.

$$E_v = 0,2 S_{DS} DL \quad (2.29)$$

Faktor redundansi (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik masing-masing dalam kedua arah ortogonal untuk semua struktur.

Kondisi dimana nilai ρ diizinkan 1 sebagai berikut:

- Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
- Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural.
- Desain struktural nongedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
- Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3 pada SNI 1726:2012 yang digunakan

- Desain elemen struktur atausambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.
- Beban diafragma ditentukan dengan menggunakan Pers. 2.30 yaitu:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px} \quad (2.30)$$

dimana:

F_{px} = Gaya desain diafragma

F_i = Gaya desain yang diterapkan di tingkat i

w_i = Tributari berat sampai tingkat i

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

dimana F_{px} tidak boleh kurang dari Pers. 2.30.

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.30)$$

dan F_{px} tidak boleh melebihi dari Pers. 2.31.

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.31)$$

- Struktur bagian sistem peredaman
- Desain dinding geser struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

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

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.18.

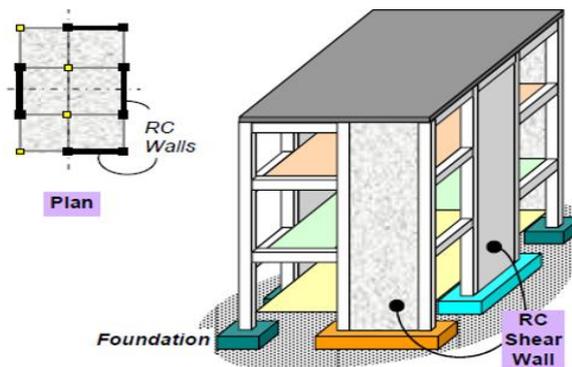
Tabel 2.18: Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar.

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 torsi yang berlebihan (ketidakteraturan struktur horisontal Tipe 1b).

- Struktur dengan denah beraturan disemua tingkat dengan sistem penahan gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya seismik yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal disetiap tingkat yang menahan lebih dari 35% 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 untuk konstruksi rangka ringan.

2.8. Dinding Geser (*Sheer Wall*)

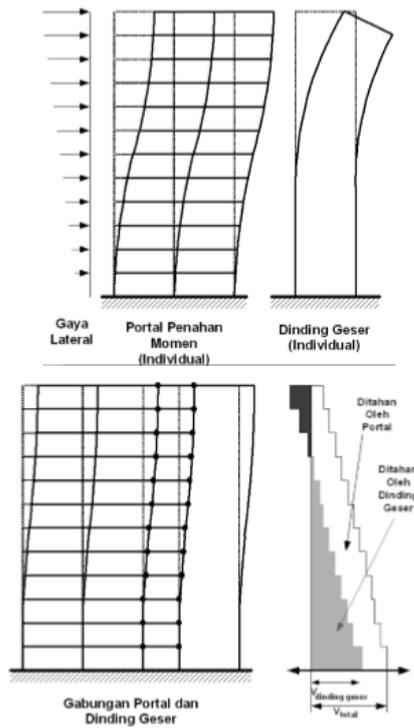
Bangunan beton bertulang, didalam perilaku strukturnya sangat didominasi oleh pelat, balok dan kolom, namun sering kali dilakukan satu tipe elemen yang lain yang serupa dengan pelat arah vertical, dan elemen ini dinamakan dinding geser. Desain dan detailing yang cocok dari bangunan yang menggunakan dinding geser selama ini telah memperlihatkan kinerja yang sangat baik pada saat mengalami goyangan akibat gempa.



Gambar 2.12. Dinding Geser Beton Bertulang

Dinding geser membentang pada seluruh jarak vertical antar lantai. Jika dinding ditempatkan secara hati-hati dan simetris dalam perancangannya, dinding geser sangat efisien dalam menahan beban vertical maupun lateral. Pada bangunan

tinggi sering digunakan antara portal penahan momen dengan dinding geser, terutama pada bangunan tinggi yang dibangun di daerah yang terkena pengaruh gempa bumi. Dalam penggabungan keduanya dapat memberikan hasil daktilitas dan kekakuan struktur yang baik. (Manalip, 2015)



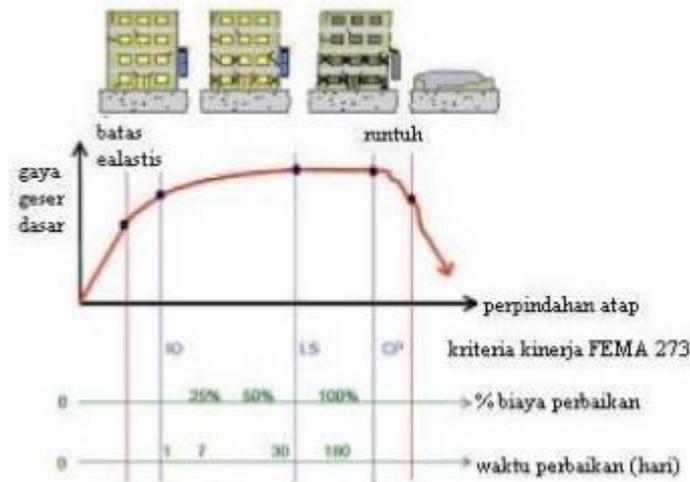
Gambar 2.13: Pola lendutan portal penahan momen dan dinding geser.

2.9. Pushover Analysis Dengan Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356)

Displacement Coefficient Method (DCM) merupakan salah satu cara untuk mengetahui kinerja suatu struktur. Konsep dasar dari analisis statis *pushover* nonlinier adalah memberikan pola pembebanan statis tertentu dalam arah lateral yang ditingkatkan secara bertahap (*incremental*). Penambahan beban statis ini dihentikan sampai struktur tersebut mencapai sampai target atau beban tertentu. Dari analisis statis *pushover* nonlinier ini didapatkan kurva kapasitas yang kemudian diolah lebih lanjut dengan metode tertentu, salah satunya adalah *Displacement Coefficient Method (DCM)* [FEMA 356].

2.9.1. Kinerja Struktur Metode FEMA 356

Berdasarkan FEMA 356 maka kinerja struktur bangunan saat terjadi gempa dibagi menjadi beberapa kategori dan dapat dilihat pada Gambar 2.14.



Gambar 2.14: Tingkat Kinerja Struktur (FEMA 356).

Sedangkan kondisi bangunan pasca gempa dan katagori bangunan pada tingkat kinerja struktur sesuai FEMA 356 dapat dilihat pada Tabel 2.20.

Tabel 2.19: Kondisi bangunan pasca gempa dan katagori bangunan pada tingkat kinerja struktur (FEMA 356).

Tingkat Kinerja	Kondisi Bangunan Pasca Gempa	Katagori Bangunan
Operational	Bangunan tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural maupun non struktural. Secara spesifik hal ini ditandai dengan tidak ada pergeseran permanen pada bangunan, sebagian besar struktur dapat mempertahankan kekuatan dan kekakuannya, sedikit retak dan semua sistem penting pada gedung dapat beroperasi dengan normal.	-

Tabel 2.19 : *Lanjutan*

Tingkat Kinerja	Kondisi Bangunan Pasca Gempa	Kategori Bangunan
Life Safety	Dalam katagori ini berarti bangunan pasca gempa terjadi beberapa kerusakan komponen struktur dan kekuatan serta kekakuannya berkurang. Struktur masih mempunyai kekuatan yang cukup untuk memikul beban-beban yang terjadi pada ambang keruntuhan. Komponen non structural masih ada tetapi tidak dapat berfungsi dan dapat digunakan kembali apabila telah dilakukan perbaikan.	Fasilitas-fasilitas umum, Gedung perkantoran, Perumahan, Gedung dll.
Immediate Occupancy	Bangunan tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural. Kekuatan dan kekakuan gedung masih hampir sama dengan kondisi sebelum struktur dilanda gempa. Pada komponen non struktural, peralatan, dan isi gedung umumnya masih aman, tetapi secara operasional tidak dapat bekerja karena kegagalan mekanik atau kurangnya utilitas.	Rumah sakit, Gudang bahan bakar/bahan berbahaya dll.

2.9.2. Titik Kinerja Struktur Metode FEMA 356

Metode koefisien perpindahan FEMA 356 adalah suatu metode pendekatan yang menyediakan perhitungan numerik langsung dari perpindahan global maksimum pada struktur. Penyelesaian dilakukan dengan memodifikasi respon elastis dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien C_0 , C_1 , C_2 , dan C_3 sehingga diperoleh perpindahan global maksimum (elastis dan inelastis) yang disebut target perpindahan.

Prosedur dimana dengan menetapkan waktu getar efektif (T_e) yang memperhitungkan kondisi elastis bangunan. Waktu getar efektif didapat dengan Pers.2.44.

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.44)$$

Dimana

T_e = waktu getar efektif

T_1 = waktu getar elastik

K_i = kekakuan lateral elastik

K_e = kekakuan lateral efektif

Kekakuan lateral efektif ditentukan tergantung dari perilaku struktur. Kekakuan lateral efektif ini sangat tergantung dari penggambaran kurva bilinear dari kurva kapasitasnya. Kekakuan lateral efektif dihitung dengan Pers.2.45.

$$K_e = \frac{0,6 \times V_y}{0,6 \times \Delta_y} \quad (2.45)$$

Dimana :

V_y = gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinear

Δ_y = jarak penggeseran dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinear

Selanjutnya target perpindahan didapat dari modifikasi respon elastik linier dari sistem SDOF ekuivalrn dengan beberapa faktor koefisien perpindahan dan dihitung dengan Pers.2.46.

$$\delta_T = C_o C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.46)$$

Dimana :

T_e = waktu getar efektif

δ_T = target perpindahan

C_o = faktor modifikasi untuk perpindahan spektral menjadi perpindahan atap/puncak (lantai teratas yang tidak dihuni). Umumnya menggunakan faktor partisipasi ragam pertama atau berdasarkan Tabel 2.21

C_1 = faktor modifikasi untuk menghubungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier

$$C_1 = 1,0 \text{ untuk } T_e \geq T_s \quad (2.47)$$

$$C_1 = [1,0 + (R-1) T_s/T_e] / R, \text{ untuk } T_e < T_s \quad (2.48)$$

C_2 = faktor modifikasi yang mewakili efek dari bentuk histerestis pada perpindahan maksimum, diambil berdasarkan Tabel 2.22

C_3 = koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat efek P-Delta. Jika gedung pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif (kurva meningkat) maka $C_3 = 1$, sedangkan jika perilaku pasca lelehnya negatif (kurva menurun) maka,

$$C_3 = 1,0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.49)$$

S_a = akselerasi respon spektrum yang berhubungan dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau

R = rasio kuat elastik perlu terhadap kuat leleh terhitung

$$R = \frac{S_a}{v_y/W} C_m \quad (2.50)$$

G = percepatan gravitasi 9,81 m/detik²

C_m = rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif, diambil berdasarkan Tabel 2.23

Tabel 2.20: Faktor modifikasi C_o FEMA 356.

Values for Modification Factor C_o ¹			
Number of Stories	Shear Buildings ²		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1,1. 1,2. 1,3)	Uniform Load Pattern	Any Load Pattern
1	1,0	1,0	1,0
2	1,2	1,15	1,2
3	1,2	1,2	1,3
5	1,3	1,2	1,4

10+	1,3	1,2	1,5
-----	-----	-----	-----

Tabel 2.21: Faktor modifikasi C_2 FEMA 356.

Values for Modification Factor C_2				
Structural Performance Level	$T \leq 0,1 \text{ second}^3$		$T \geq T_s \text{ second}^3$	
	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²
Immediate Occupancy	1,0	1,0	1,0	1,0
Life Safety	1,3	1,0	1,1	1,0
Collapse Prevention	1,5	1,0	1,2	1,0

Tabel 2.22: Faktor modifikasi C_m FEMA 356.

No. Of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1,0	1,0	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0
3 or more	0,9	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	1,0

Catatan : C_m akan diambil sebagai 1,0 jika periode fundamental (T) > 1,0 detik.

2.9.3. Kinerja Struktur Metode FEMA 440

Metode FEMA 440 merupakan metode pengembangan dari metode koefisien perpindahan FEMA 356 atau juga biasa disebut metode koefisien perpindahan yang diperbaiki. Secara garis besar dalam perhitungan metode FEMA 440 ini sama dengan FEMA 356, yaitu dengan hasil akhir menentukan nilai target perpindahan ($\delta\tau$). Perbaikan atau modifikasinya diberikan untuk menentukan parameter C_1 dan C_2 . perhitungan parameter C_1 dan C_2 ditentukan dengan persamaan 2.51 dan 2.52.

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2} \text{ dan} \quad (2.51)$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left[\frac{R-1^2}{T_e} \right] \quad (2.52)$$

Dimana :

α = Konstanta (nilainya) = 130,90 dan 60 untuk site katagori B,C dan D)

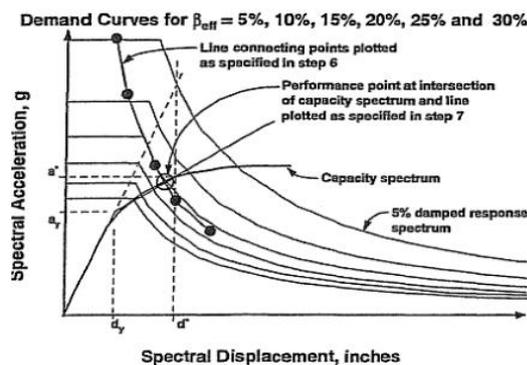
Catatan :

- a) Untuk waktu getar kurang dari 0.2 detik maka nilai C1 pada 0.2 detik dapat dipakai. Untuk waktu getar lebih dari 1.0 detik maka C1 dapat dianggap sama dengan 1.
- b) Untuk waktu getar kurang dari 0.2 detik maka nilai C2 pada 0.2 detik dapat dipakai. Untuk waktu getar lebih dari 0.7 detik maka C2 dapat dianggap sama dengan 1.

2.10. Analisis *Pushover*

Analisis statik non-linier *pushover* merupakan salah satu analisis yang termasuk kedalam konsep perencanaan berbasis kinerja. Analisis ini dilakukan dengan memberikan pembebanan static arah lateral yang nilainya ditingkatkan secara bertahap dan proporsional hingga mencapai nilai simpangan yang diinginkan atau mencapai keruntuhan.

Hasil akhirnya adalah gaya geser dasar (*base shear*) dan simpangan (*displacement*) dari struktur tersebut. Nilai-nilai tersebut digambarkan dalam kurva kapasitas yang menjadi gambaran perilaku struktur. Analisis ini dapat dilakukan untuk menentukan level kinerja struktur berdasarkan titik performa yang didapat dari perpotongan antara kurva *spectrum capacity* dan *reduce demand*. Selain itu, analisis *pushover* dapat menampilkan elemen-elemen struktur mana saja yang mengalami kegagalan.



Gambar 2.15: Titik performa

Untuk menentukan demand berdasarkan ATC 40 dan dua metode, yaitu *capacity spectrum method*. Pada *capacity spectrum method* terdapat 3 prosedur, yaitu A,B, dan C. Prosedur yang akan digunakan adalah A dan B.

1. Prosedur A

Prosedur A digunakan oleh pemula karena paling mudah dipahami. Pada prosedur ini, dilakukan prosedur trial and error untuk penentuan luasan damping pada perpotongan antara kurva spectrum capacity dan reduce demand.

2. Prosedur B

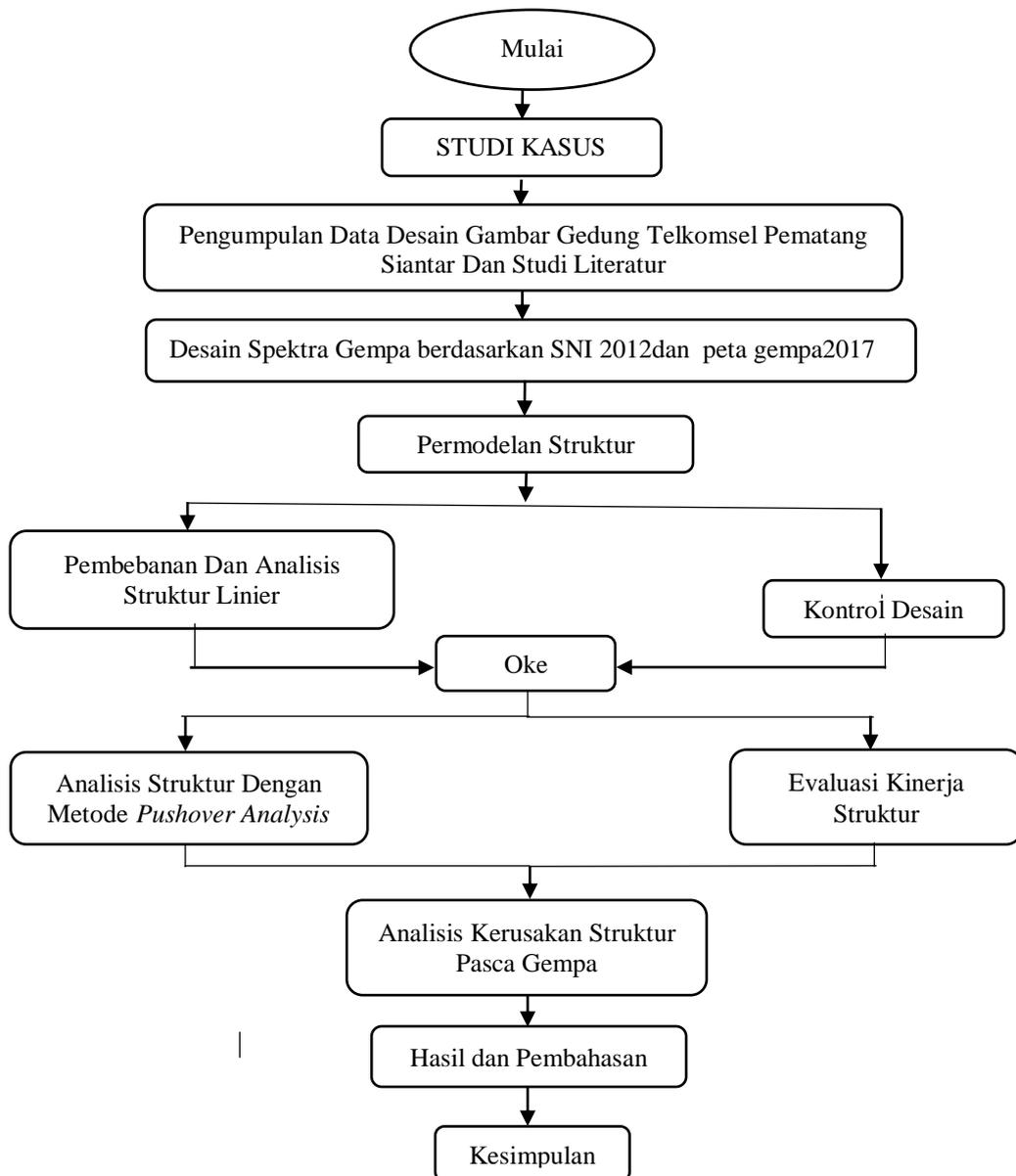
Pada prosedur ini dilakukan penyerderhanaan bilinier pada kurva kapasitas sehingga cara ini menggunakan literasi yang lebih sedikit.

BAB 3

METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Umum

Pada bab ini berisi tentang tahapan pemodelan struktur dan struktur dianalisis menggunakan bantuan program analisis struktur. Adapun tahapan tersebut dapat dilihat dibagan alir pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Diagram Alir Penelitian

Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam tugas akhir ini analisis Gedung Telkomsel menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus. Dengan menggunakan Metode Analisis Respon Spektrum (*Response Spectrum Analysis*) dengan menggunakan *software* ETABS versi 15.

3.2. Faktor Respon Gempa (C)

Rencananya berdirinya bangunan dalam pemodelan struktur gedung ini di kota Pematang Siantar yang dinilai salah satu sebagai daerah rawan gempa di Indonesia dengan data PGA (*Peak Ground Acceleration*) $S_s = 0,6$ g dan $S_1 = 0,3$ g pada klasifikasi tanah sedang.

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa rencana harus dianalisis terlebih dahulu. Pada peta gempa *Hazard* SNI 1726:2012 atau dapat dilihat pada Gambar 2.4 dan 2.5. Adapun tahapan yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respon gempa desain dapat dilakukan sebagai berikut.

a. Penentuan koefisien F_a dan F_v

1. Koefisien F_a

Koefisien F_a ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_s yang terdapat pada Tabel 2.6 dan berdasarkan jenis tanah sedang. Maka diperoleh nilai F_a di bawah ini:

$$F_a = 1,16$$

2. Koefisien F_v

Koefisien F_v ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_1 yang terdapat pada Tabel 2.7 dan berdasarkan jenis tanah sedang. Maka diperoleh nilai F_v di bawah ini.

$$F_v = 1,8$$

3. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{MI}

$$\begin{aligned} 4. S_{MS} &= F_a \cdot S_s \\ &= 1,16 \cdot 0,6 \\ &= 0,696 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
5. S_{MI} &= F_v \cdot S_I \\
&= 1,8 \cdot 0,3 \\
&= 0,54
\end{aligned}$$

6. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{DI}

$$\text{Nilai } \mu = 2/3$$

$$\begin{aligned}
7. S_{DS} &= \mu \cdot S_{MS} \\
&= (2/3) \cdot 0,70 \\
&= 0,466
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
8. S_{DI} &= \mu \cdot S_{MI} \\
&= (2/3) \cdot 0,54 \\
&= 0,36
\end{aligned}$$

9. Penentuan nilai T_s dan T_0

$$10. T_s = \frac{S_{d1}}{S_{ds}}$$

$$11. T_s = \frac{0,360}{0,464} = 0,77586$$

$$\begin{aligned}
12. T_0 &= 0,2 \cdot T_s \\
&= 0,2 \cdot 0,77586 = 0,155172
\end{aligned}$$

13. Penentuan nilai S_a

14. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan desain (S_a) harus diambil dari persamaan:

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

15. Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respon desain S_a sama dengan S_{DS} .

16. Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{ds}}{T}$$

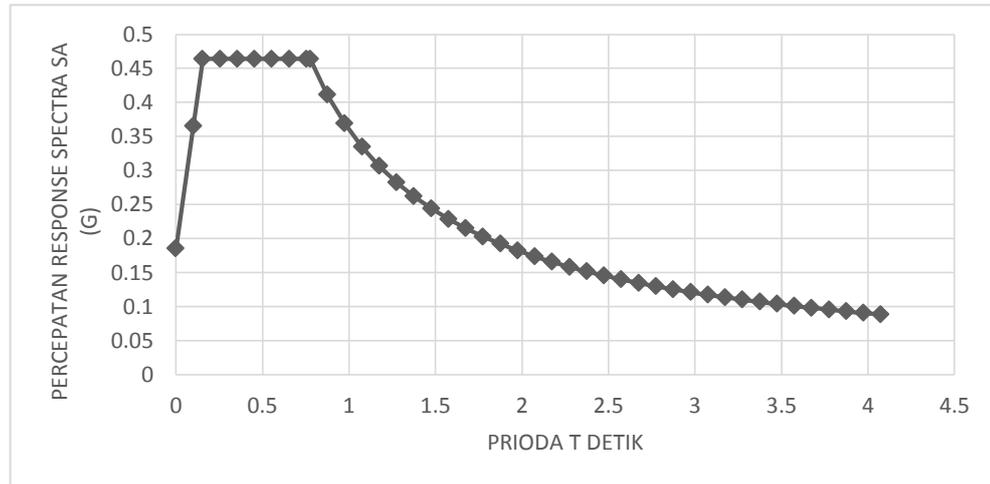
Spektrum respon percepatan disajikan dalam Tabel 3.1 dan grafik spektrum respon pada Gambar 3.2:

Tabel 3.1: Respon Spektrum SNI 1726:2012 Daerah, Kota Pematang Siantar dengan jenis tanah Sedang

Respon Spektrum Tanah Sedang Data yang di peroleh	
T(Detik)	Sa(g)
0	0,186
0,1	0,365
0,155	0,464
0,255	0,464
0,355	0,464
0,455	0,464
0,555	0,464
0,655	0,464
0,755	0,464
0,776	0,464
0,876	0,411
0,976	0,369
1,076	0,335
1,176	0,306
1,276	0,282
1,376	0,262
1,476	0,244
1,576	0,228
1,676	0,215
1,776	0,203
1,876	0,192
1,976	0,182
2,076	0,173
2,176	0,165
2,276	0,158
2,376	0,152
2,476	0,145
2,576	0,14
2,676	0,135
2,776	0,13
2,876	0,125
2,976	0,121
3,076	0,117
3,176	0,113
3,276	0,11
3,376	0,107
3,476	0,104
3,576	0,101

Tabel 3.1: *Lanjutan*

Respon Spektrum Tanah Sedang Data yang di peroleh	
T(Detik)	Sa(g)
3,676	0,098
3,776	0,095
3,876	0,093
3,976	0,091
4,076	0,088



Gambar 3.2: Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Pematang Siantar dengan klasifikasi tanah Sedang.

Dapat dilihat pada Tabel 3.1, bahwa respons spektrum gempa rencana yang dihasilkan berdasarkan standar kegunaan SNI 1726:2012 mempunyai nilai 0,5867 untuk percepatan respons spektrum desain pada periode pendek (S_{DS}), dan 0,532 untuk parameter percepatan desain pada periode 1 detik (S_{D1}).

3.3. Pemodelan Struktur

3.3.1. Data Perencanaan Struktur

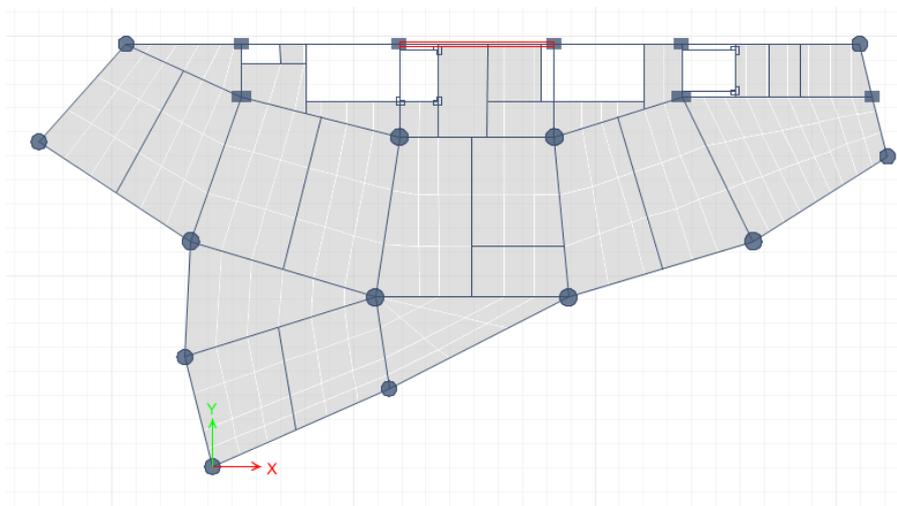
Adapun data perencanaan struktur yang digunakan pada pemodelan tersebut yaitu :

1. Gedung difungsikan sebagai Perkantoran
2. Gedung terletak di Kota Pematang Siantar

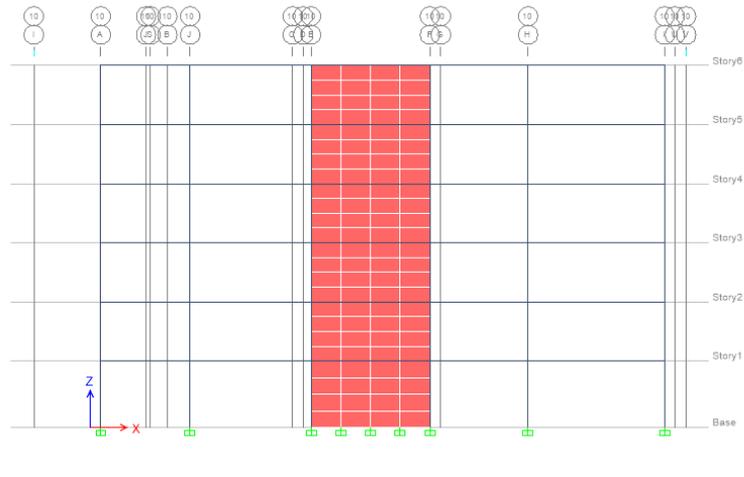
3. Klasifikasi Tanah Sedang (SD)
4. Gedung Dikategorikan Desain Seismik (KDS) D
5. Struktur utama bangunan adalah struktur beton bertulang
6. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
7. Kuat tekan beton (f_c), yaitu:
 - Balok Induk dan Balok Anak : 30 Mpa
 - Kolom : 35 Mpa
 - Shear Wall : 35 Mpa
 - Slab : 30 Mpa
8. Mutu baja tulangan yang didapatkan dari penelitian ini, yaitu :
 - Kuat leleh minimum (f_y) : 392 MPa
 - Kuat tarik minimum (f_u) : 559 Mpa

3.3.2. Konfigurasi Bangunan

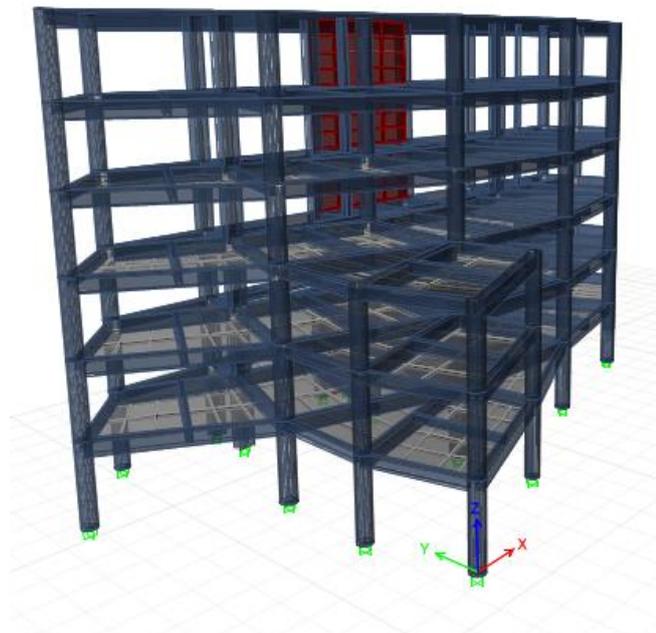
Dalam Tugas Akhir ini, struktur bangunan yang direncanakan adalah struktur beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus. Bangunan berbentuk tidak simetri. dengan memakai struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus seperti yang terlihat pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3: Denah Gedung Telkomsel dengan menggunakan Etabsv15



Gambar 3.4: Tampak Belakang Bangunan Arah X dan Y dengan aplikasi Etabsv15



Gambar 3.5: 3 dimensi perencanaan gedung menggunakan aplikasi Etabs v.15

3.3.3. Faktor Reduksi Gempa

Desain bangunan direncanakan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), dimana untuk nilai faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2012 dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Sistem penahan gaya seismic	R
X dan Y	Dinding Geser Beton Bertulang Khusus	6,5

3.3.4. Pelat Lantai

Pada tugas akhir ini, pelat lantai yang digunakan dalam pemodelan struktur menggunakan pelat rusuk (*deck*). Konstruksi pelat rusuk terdiri dari kombinasi monolit sejumlah rusuk dengan jarak beraturan dan pelat atas yang membentang dalam satu arah atau dua arah. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Beban mati (berat sendiri *floor deck* dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Beton menggunakan mutu $f_c' = 30$ Mpa
- Adapun beberapa plat lantai yang di pakai,yaitu :
 - Slab 1 ($t = 120$), Slab 2 ($t = 140$), Slab 3 ($t = 150$), Slab 4 ($t = 200$)

3.3.5. Analisis Pembebanan

Perencanaan pembebanan pada struktur yang dihitung berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPURG 1987) dan SNI 1727;2013. Pembebanan yang digunakan antara lain:

3.3.5.1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah beban-beban yang bekerja secara vertikal yang mengikuti arah gravitasi pada struktur bangunan. Adapun berat komponen material bangunan dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu SNI 1727:2013 Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain dan juga menggunakan PPUG 1983 untuk berat satuan material disajikan pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Beban Mati	Besarnya Beban
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²
Dinding batako	300 kg/m ²
M&E	40 kg/m ²
Dinding Kaca	2579 kg/m ²
Plesteran	42 g/m ²
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Adukan /cm dari semen	21 kg/m ²
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m ²

3.3.5.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang disebabkan oleh penggunaan maupun hunian dan beban ini bisa ada atau tidak ada pada struktur pada waktu tertentu. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi terkadang dapat juga berarah horizontal. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat bergerak atau berpindah. Berat beban hidup berdasarkan disajikan dalam Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Beban hidup pada lantai struktur berdasarkan SNI 1727:2013

Beban Hidup	Besarnya Beban
Beban Lantai Pertama	4,79 Kn/m ²
Beban Lantai Kedua, Ketiga, Keempat, Kelima dan Keenam	3,58 Kn/m ²
Ruang kantor	2,40 Kn/m ²
Ruang Komputer	4,79 Kn/m ²
Gudang penyimpanan	6,00 Kn/m ²
Taman Atap Lanantai 3 Balkon	4,79 Kn/m ²

Selanjutnya beban yang diperoleh dari perhitungan dimasukkan sebagai beban area (*assign-shell load-uniform*) dalam program ETABS Ver 15, dan nilai-nilai tersebut dihitung dan diakumulasikan sesuai dengan luas bangunan pada masing-masing tingkat/lantai yang kemudian digunakan sebagai *input* dalam pemodelan Program Analisa Struktur.

- **Pembebanan Pada Tangga**

Untuk beban tangga sendiri dilakukan analisis struktur dengan bantuan program *software* SAP 2000 v.16 dan hasil reaksi perletakan dari hasil analisis struktur tersebut akan dijadikan beban terpusat yang diletakan di balok lintel dan balok induk, maka nilai beban tangga disajikan dalam Tabel 3.3.

Tabel 3.5: Beban tangga akibat reaksi perletakan di balok lintel dan balok induk.

1. Untuk Lt 1 ke Lt 6	Z	Satuan
Reaksi di balok Anak A2 20x40	33,44	kN
2. Untuk Lt 1 ke Lt 6	Z	Satuan
Reaksi di balok Anak A2 20x40	31,94	kN

- **Pembebanan Pada Lift**

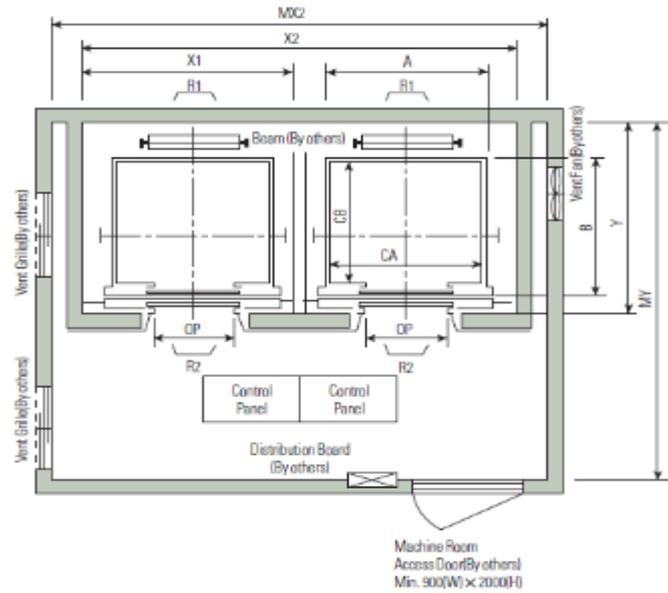
Pada perencanaan balok lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift yang terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung. Pada bangunan ini menggunakan lift penumpang dengan data-data sesuai brosur sebagai berikut :

- *Type Lift* : *Passenger Elevators*
- Merek : Hyundai
- Kapasitas : 8 Orang/ 550 kg
- Lebar pintu (*Opening width*) : 800 mm
- Dimensi ruang luncur
(*Hoistway inside*) 2 Car : 4000 x 1600 mm²
- Dimensi sangkar (*Car size*)
 - Internal : 1460 x 1005 mm²
 - External : 1900x 1670 mm²
- Dimensi ruang mesin (2 Car) : 4000 x 3400 x 2200 mm²

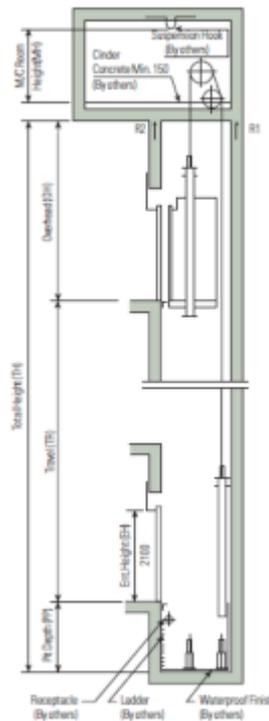
o Beban reaksi ruang mesin :

$$R_1 = 4050 \text{ kg}$$

$$R_2 = 2250 \text{ kg}$$



Gambar 3.6: Denah lift.



Gambar 3.7: Potongan melintang *lift*

3.4. Dimensi Balok dan Kolom

Berikut adalah dimensi profil pada Model 1 rangka beton momen khusus dapat dilihat pada Tabel 3.6.

Struktur	Lantai 1 s/d 4	Lantai 5	Lantai 6
Ukuran Balok (mm)	A1 200 x 350	A1 200 x 350	A1 200 x 350
	A2 200 x 400	A2 200 x 400	A2 200 x 400
	A3 200 x 250	A3 200 x 250	A3 200 x 250
	A4 200 x 400	A4 200 x 400	A4 200 x 400
	A5 300 x 700	A5 300 x 700	A5 300 x 700
	A6 350x 800	A6 350x 800	A6 350x 800
	B1 300 x 600	B1 300 x 600	B1 300 x 600
	B2 300 x 700	B2 300 x 700	B2 300 x 700
	B3 350 x 800	B3 350 x 800	B3 350 x 800
	B4 400 x 800	B4 400 x 800	B4 400 x 800
Ukuran balok (mm)	B9 300 x 750	B9 300 x 750	B9 300 x 750
	B10 250 x 500	B10 250 x 500	B10 250 x 500
	B11 500 x 900	B11 500 x 900	B11 500 x 900

Ukuran Kolom (mm)	K1 900	K1 900	K1 900
	K2 800	K2 800	K2 800
	K3 600 x 1000	K3 600 x 1000	K3 600 x 1000
	K4 600 x 800	K4 600 x 800	K4 600 x 800
	K5 800	K5 800	K5 800
	K6 600 x 600	K6 600 x 600	K6 600 x 600
	K Lift 400 x 400 x 200	K Lift 400 x 400 x 200	K Lift 400 x 400 x 200

Tabel 3.6: Ukuran Penampang bBalok dan Kolom di lapangan

3.4.1. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2012 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa. Berdasarkan sub Bab 7.2.2, maka didapatkan untuk Faktor $R = 6,5$ nilai $\rho = 1.3$ yang diperoleh dari kategori desain seismik D dan nilai $SDS = 0,464$

Tabel 3.7: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1.3$, $S_{DS} = 0.464$.

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (EX)	Koefisien (EY)
Kombinasi 1	1,4	0	0	0
Kombinasi 2	1,2	1,6	0	0
Kombinasi 3	1,29	1	0,39	1,3
Kombinasi 4	1,29	1	-0,39	-1,3

Tabel 3.7: Lanjutan

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (EX)	Koefisien (EY)
Kombinasi 5	1,29	1	0,39	-1,3
Kombinasi 6	1,29	1	-0,39	1,3
Kombinasi 7	1,29	1	1,3	0,39
Kombinasi 8	1,29	1	-1,3	-0,39
Kombinasi 9	1,29	1	1,3	-0,39
Kombinasi 10	1,29	1	-1,3	0,39
Kombinasi 11	0,81	0	0,39	1,3
Kombinasi 12	0,81	0	-0,39	-1,3
Kombinasi 13	0,81	0	0,39	-1,3
Kombinasi 14	0,81	0	-0,39	1,3
Kombinasi 15	0,81	0	1,3	0,39
Kombinasi 16	0,81	0	-1,3	-0,39
Kombinasi 17	0,81	0	1,3	-0,39
Kombinasi 18	0,81	0	-1,3	0,39

Kombinasi Maximum memiliki tipe kombinasi yang lain dari Kombinasi 1 sampai 18 yaitu kombinasi dengan tipe *linear add*, sementara Kombinasi Maximum adalah kombinasi dengan tipe *envelope*. Tipe kombinasi ini tidak bersifat menjumlahkan beban seperti halnya tipe kombinasi *linear add*, namun tipe ini berfungsi untuk mencari nilai gaya maksimum dan minimum dari beban yang bergerak (dimana pada beban bergerak, beban maksimum dan minimum pada suatu batang maupun *joint* tergantung dari posisi bebannya).

3.4.2. Analisis Respon Spektrum Ragam

Analisis ini merupakan tahap desain yang harus memenuhi syarat-syarat batas berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis telah memenuhi syarat jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi yaitu sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Nilai untuk masing-masing parameter terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar lantai tingkat, gaya dukung, dan gaya elemen struktur individu untuk masing-masing respon ragam telah dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan respon spektrum dibagi dengan kuantitas (R/I_e). Nilai untuk perpindahan dan kuantitas simpangan antar lantai harus dikalikan dengan kuantitas (C_d/I_e) yang nilainya telah tertera pada Tabel 2 untuk nilai I_e dan Tabel 9 untuk nilai R dan C_d .

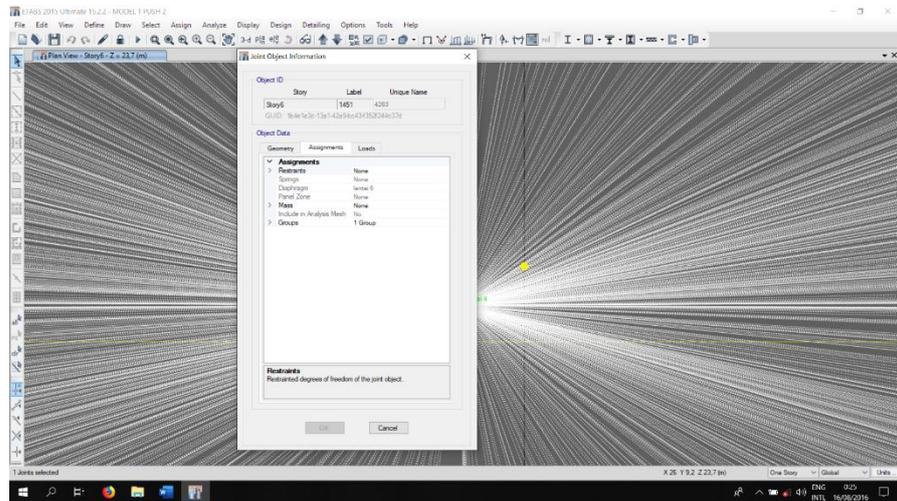
Nilai untuk masing-masing parameter yang ditinjau, yang dihitung untuk berbagai ragam, telah dikombinasikan menggunakan metode akar kuadrat jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) atau metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Metode akar kuadrat jumlah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

3.5. Pemodelan Struktur Dengan Metode Analisis *Pushover*

Adapun langkah-langkah nya sebagai berikut:

1. Menentukan titik yang akan ditinjau

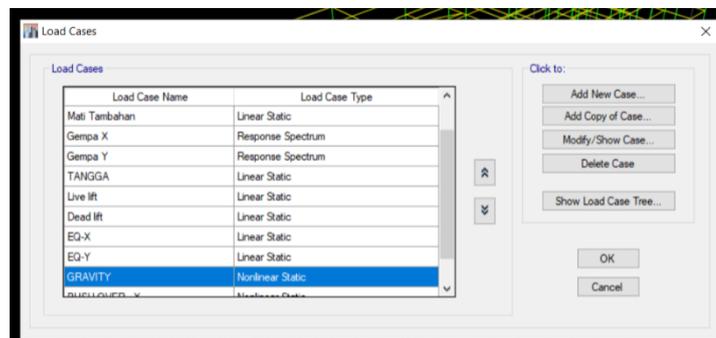
Titik yang ditinjau adalah titik yang akan ditetapkan sebagai dasar program untuk menghitung deformasi yang terjadi pada puncak bangunan. Titik ini akan ditetapkan pada posisi pusat kuat massa bangunan. Dapat dilihat pada gambar 3.8.



Gambar 3.8 Menentukan titik tinjau

2. Menentukan *Gravity Nonlinier Case*

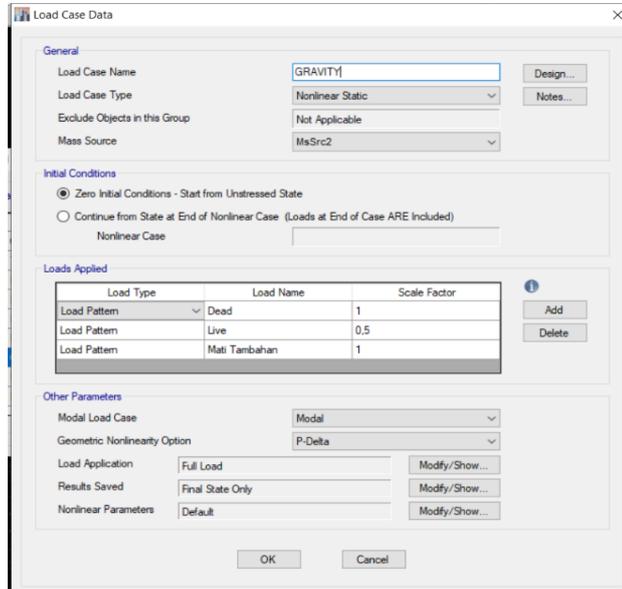
Dapat dilihat pada gambar 3.9



Gambar 3.9 *Static Nonlinear Case*

Dalam hal ini persentase beban yang digunakan dalam analisa *pushover* yaitu 100% beban mati (beban mati dan beban mati tambahan) dan 50% beban hidup. Selain itu efek *P-Delta* harus ditambahkan karena pada analisa *pushover displacement* yang terjadi akan terus bertambah seiring dengan penambahan

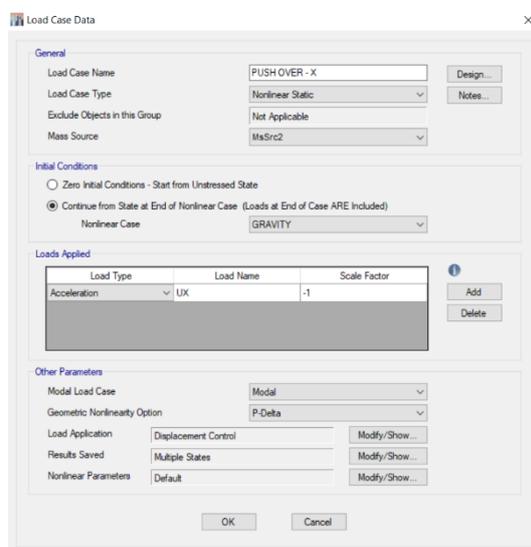
beban dorong statik yang diberikan pada bangunan. Nilai beban tersebut dapat dilihat pada gambar 3.10



Gambar 3.10 *Input Static Nonlinier Case Gravity*

3. Menentukan *nonlinier pushover case* arah x-x

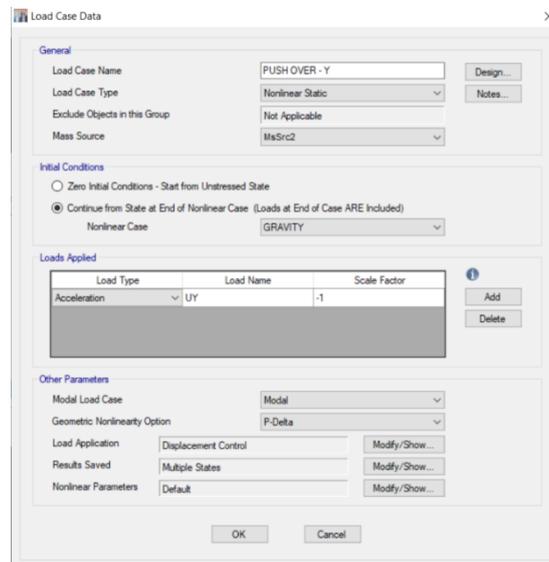
Nilai yang akan di input kedalam program analisi struktur dapat dilihat pada gambar 3.11



Gambar 3.11 *Input Static Nonlinear Pushover Case (Pushover-x)*

4. Menentukan *nonlinear pushover case* arah y-y

Sama seperti membuat nonlinear pada x, nilai yg akan diinput dapat dilihat pada gambar 3.12



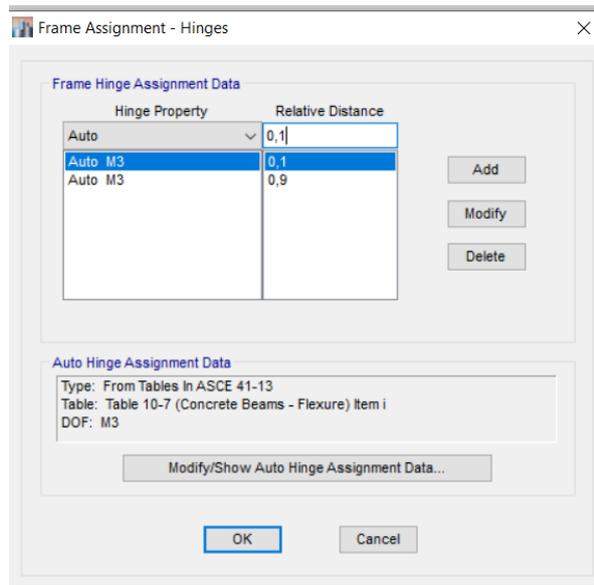
Gambar 3.12 *Input Static Nonlinear Pushover Case (PUSHOVER -Y)*

5. Memodelkan sendi plastis

Dalam analisis *pushover* hal lain yang perlu diperhatikan adalah pemodelan atau pendefinisian sendi plastis (*plastic hinges*) pada elemen struktur yang dibuat. Pendefinisian sendi plastis ini didasarkan pada perilaku struktur yang didesain. Perilaku struktur akan sangat berpengaruh pada jenis struktur yang dimodelkan. Dalam hal ini struktur akan berperilaku sebagai *beam sawy mechanism*, yang artinya ketika struktur terkena beban lateral maka balok akan terlebih dahulu mengalami kelelahan pada ujung-ujung balok tersebut kemudian dilanjutkan dengan kelelahan pada kolom pada pangkal kolom dan dinding geser pada pangkalnya.

6. Mendefinisikan Sendi Plastis Pada Balok

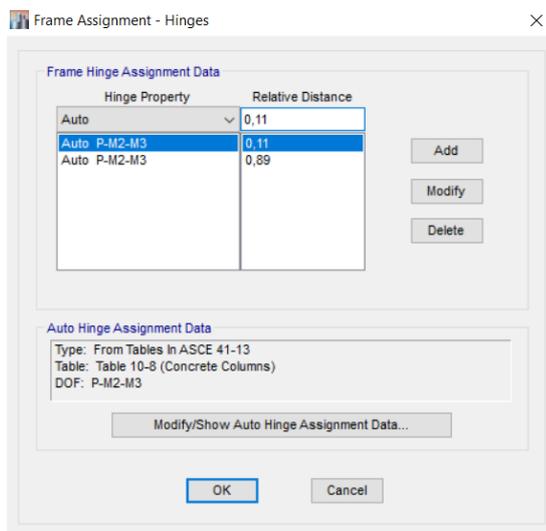
Pilih semua balok induk yang ada pada setiap lantai kemudian satu persatu masukkan nilai hinges nya, seperti terlihat pada gambar 3.13.



Gambar 3.13 *input hinge* pada balok

7. Mendefinisikan Sendi Plastis Pada Kolom

Seperti pada balok, pilih semua kolom yang dianggap sebagai kolom struktur atau kolom yang menahan beban gempa, kecuali kolom praktis. Maka dapat dilihat pada gambar 3.14



Gambar 3.14 *input hinge* pada kolom

8. *Running* program

Program akan menjalankan proses analisisnya, proses ini akan memakan waktu ± 1 jam hingga proses *running* nya selesai.

9. Menampilkan *static nonlinier curve*

Dapat menampilkan kurva pushover pada arah x dan y,

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas beberapa nilai perbedaan hasil analisis oleh ETABS (*Extended Analysis Building Software*) Versi 2015 pada bangunan gedung telkomsel di kota Pematang Siantar. Diantaranya adalah nilai simpangan, gaya-gaya dalam struktur gedung, kekakuan gedung dan tahanan gempa. Berdasarkan empat jenis pemodelan struktur, yaitu struktur gedung yang dimodelkan dengan SRPMK. Pada studi kasus ini bangunan yang ditinjau menggunakan rangka beton pemikul momen khusus. Semua bentuk *input* beban, klasifikasi zona gempa dan jumlah tingkat adalah sama.

4.2. Analisis Respons Spectrum Ragam

Pada pemodelan ini struktur bangunan yang ditinjau memakai analisis respon spectrum dengan menggunakan kombinasi jumlah kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Sesuai SNI 1726;2012, analisis yang dilakukan untuk menentukan ragam alami struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa actual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau. Pada pemodelan ini, kombinasi ragam model partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum UX* dan *Sum UY*) pada *mode* 8, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada tabel 4.1.

Tabel 4.1: Data hasil analisis ragam getar *output* program analisis struktur.

<i>Modal Participating Mass Ratio</i>					
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i> sec	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum UZ</i>
Modal	1	1,044	0,1782	0,0152	0
Modal	2	0,936	0,1826	0,7493	0
Modal	3	0,386	0,7739	0,7493	0
Modal	4	0,347	0,8484	0,7576	0

Tabel 4.1: *Lanjutan*

<i>Modal Participating Mass Ratio</i>					
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i> sec	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum UZ</i>
Modal	5	0,268	0,8505	0,9286	0
Modal	6	0,168	0,8616	0,9299	0
Modal	7	0,132	0,8631	0,9738	0
Modal	8	0,126	0,9569	0,9744	0
Modal	9	0,112	0,9615	0,9746	0
Modal	10	0,089	0,9617	0,991	0
Modal	11	0,078	0,9656	0,991	0
Modal	12	0,071	0,9862	0,911	0

Dapat dilihat pada Tabel 4.1 persentase nilai periode yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.2: Data hasil selisih persentase analisis ragam getar.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	10,34%	OKE	TIDAK OKE
T2-T3	58,76%	TIDAK OKE	OKE
T3-T4	10,10%	OKE	TIDAK OKE
T4-T5	22,77%	TIDAK OKE	OKE
T5-T6	37,31%	TIDAK OKE	OKE
T6-T7	21,43%	TIDAK OKE	OKE
T7-T8	4,55%	OKE	TIDAK OKE
T8-T9	11,11%	OKE	TIDAK OKE
T9-T10	20,54%	TIDAK OKE	OKE
T10-T11	12,36%	OKE	TIDAK OKE
T1-T2	10,34%	OKE	TIDAK OKE

Berdasarkan pada Tabel 4.2, analisis CQC tersebut didapat nilai perioda rata-rata yang didapat memiliki waktu getar yang berdekatan yaitu selisih lebih kecil dari 15%.

4.3. Beban Gempa Yang Bekerja

4.3.1. Gaya Geser Dasar Nominal

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

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} \geq 1$$

Pada perencanaan ini bangunan yang tinjau tidak simetris, maka tidak memakai nilai analisis static ekuivalen. Untuk itu nilai gaya geser nominal respon spectrum tertera pada Tabel 4.3

Tabel 4.3: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum *output* program analisis struktur..

TABEL: <i>Base Reactions</i>		
<i>Output Case</i>	FX (Kgf)	FY (Kgf)
Gempa X	272,48	19,53
Gempa Y	19,35	363,89

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85 % nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut.

Syarat : $V_t \geq 0,85 V_1$

Dari perhitungan diatas bahwa nilai gaya geser ragam (V_t) lebih kecil dari 85 % gaya geser dasar static ekuivalen (V_1), maka kordinat respon spectrum harus dikalikan dengan factorskala. Syarat : $0,85 \frac{V_1}{V_t} \geq 1$, Berikut perhitungan koreksi nilai akhir respon spectrum terhadap respon ragam pertama.

- Gempa Arah X

$$\begin{aligned} V_{Ix} &= C_s \times W_t \\ &= 0.0382 \times 110821.51 \\ &= 432351882 \text{ Kgf (Gaya geser statik ekuivalen arah X)} \end{aligned}$$

- Gempa Arah Y

$$\begin{aligned}
 V_{Iy} &= C_s \times W_t \\
 &= 0.0382 \times 110821.51 \\
 &= 432351882 \text{ Kgf (Gaya geser statik ekivalen arah Y)}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1726-2012 kontrol faktor skala:

- Arah X

$$\begin{aligned}
 V_x &= 272.48 \text{ Kgf} \\
 V_{Ix} &= 432351882 \text{ Kgf}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat } V_x &\leq 0,85 V_{Ix} \\
 272.48 &\leq 0,85 \times 432351882 \\
 272.48 &\leq 367499099,7
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{Ix}}{V_x} \geq 1 \\
 &= \frac{0,85 \times 432351882}{272.48} = 1,50 \geq 1 \dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

- Arah Y

$$\begin{aligned}
 V_y &= 363,89 \text{ Kgf} \\
 V_{Iy} &= 432351882 \text{ Kgf}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat } V_y &\leq 0,85 V_{Iy} \\
 363.89 &\leq 0,85 \times 432351882 \\
 363.89 &\leq 367499099,7
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{Iy}}{V_y} \geq 1 \\
 &= \frac{0,85 \times 432351882}{363.89} = 2,1 \geq 1 \dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.4: Rekapitulasi faktor skala hasil respon spektrum dengan statik ekivalen masing-masing arah.

V1 ELF		Vt CQC		Faktor Skala	
Arah x Kgf	Arah y Kgf	Arah x Kgf	Arah y Kgf	Arah x	Arah y
432351882	432351882	272,48	363,89	1,127	1,127

4.4. Perpindahan Struktur

4.4.1. Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan sub Bab 2.7.8 (3), untuk struktur yang dirancang katagori desain seismic D, redundansi (ρ) harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana redundansi (ρ) diijinkan diambil 1,0. Salah satu kondisi untuk menentukan yaitu masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi (ρ) diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi tersebut tidak terpenuhi, maka redundansi (ρ) 1,0 harus diganti dengan redundansi (ρ) 1,3. Sebagaimana tertera pada Tabel 4,5.

Tabel 4.5: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redundansi (ρ) 1,0. Check pemodelan dilapangan terhadap sumbu x.

Lantai	V_x (kgf)	V_y (kgf)	35 % V_x <i>Base Shear</i>	35 % V_y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
Lt 6	58,39	6,67	20,4365	2,3345	OK	OK
Lt 5	125,430	11,69	43,9005	4,0915	OK	OK
Lt 4	180,590	15,30	63,2065	5,3550	OK	OK
Lt 3	228,610	17,25	80,0135	6,0375	OK	OK
Lt 2	259,790	18,84	90,9265	6,5940	OK	OK
Lt 1	272,480	19,53	95,3680	6,8355	OK	OK

Tabel 4.6: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Model 1 dilapangan terhadap gempa y.

Lantai	V_x (kgf)	V_y (kgf)	35 % V_x <i>Base Shear</i>	35 % V_y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
Lt 6	4,30	73,470	1,5050	25,7145	OK	OK
Lt 5	8,860	161,100	3,1010	56,3850	OK	OK
Lt 4	12,150	233,540	4,2525	81,7390	OK	OK
Lt 3	15,790	298,240	5,5265	104,3840	OK	OK
Lt 2	18,290	343,710	6,4015	120,2085	OK	OK
Lt 1	19,350	363,890	6,7725	127,3615	OK	OK

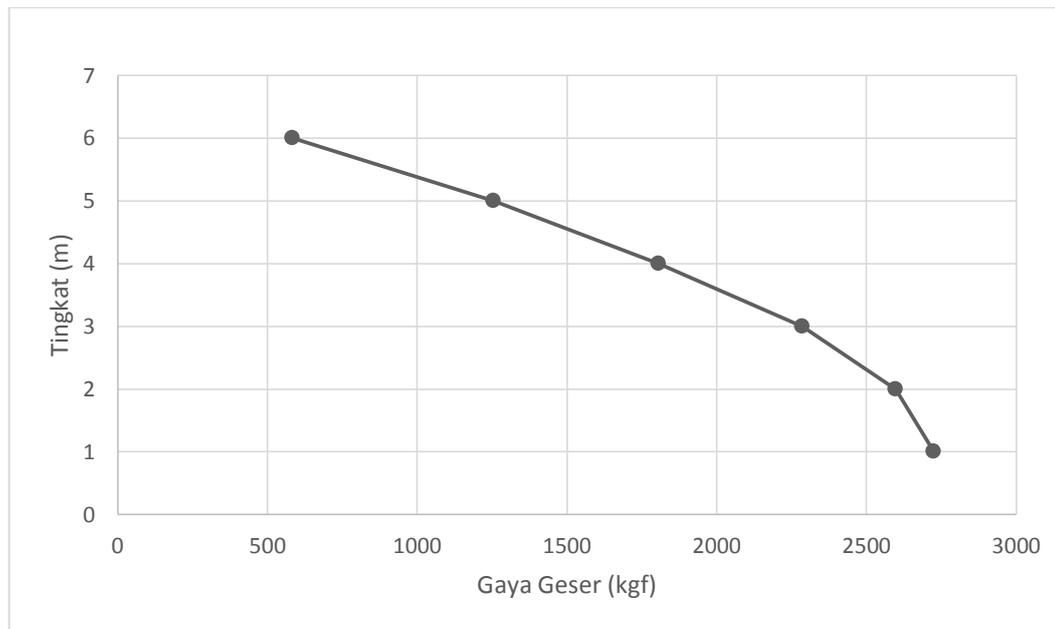
Dari Tabel 4.5 dan 4.6 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 1 sampai 6 dengan redundansi 1,0 memenuhi syarat lebih kecil dari 35 persen gaya geser dasar sehingga nilai factor redundansi yng digunakan pemodelan struktur yang menggunakan program Analisis Struktur ialah 1,0.

4.4.2. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser setiap lantai didapat dari hasil pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur yang dapat disajikan pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7: Gaya geser hasil *output* analisis respon spectrum gempa x .

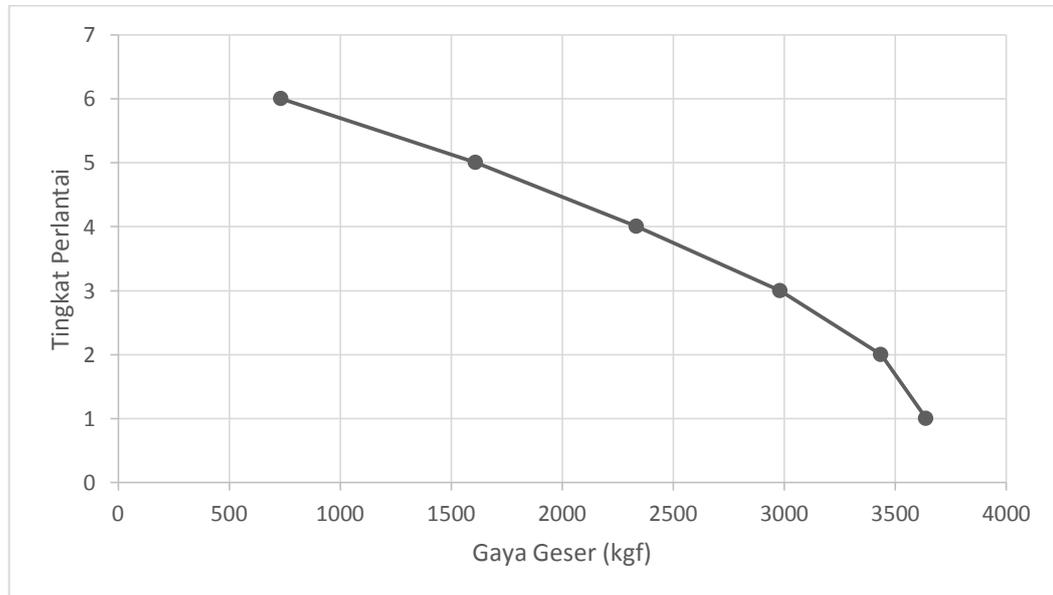
Story	Elevation (M)	Location	X-Dir (Kgf)	Y-Dir (Kgf)
Lantai 6	24,5	Top	583,9	6,67
		Bottom	584,1	6,67
Lantai 5	20,5	Top	1254,30	11,68
		Bottom	1254,50	11,69
Lantai 4	16,5	Top	1805,70	15,30
		Bottom	1805,90	15,30
Lantai 3	12,5	Top	2286	17,25
		Bottom	2286,10	17,25
Lantai 2	8,5	Top	2597,80	18,84
		Bottom	2597,90	18,84
Lantai 1	4,5	Top	2724,80	19,53
		Bottom	2724,80	19,53



Gambar 4.1: Diagram gaya geser respon spectrum sumbu x.

Tabel 4.8: Gaya geser hasil *output* analisis respon spectrum gempa y.

	<i>Elevation (M)</i>	<i>Location</i>	<i>X-Dir (Kgf)</i>	<i>Y-Dir (Kgf)</i>
Lantai 6	24,5	<i>Top</i>	4,30	734,4
		<i>Bottom</i>	4,31	734,7
Lantai 5	20,5	<i>Top</i>	8,86	1610,70
		<i>Bottom</i>	8,86	1611
Lantai 4	16,5	<i>Top</i>	12,14	2335,10
		<i>Bottom</i>	12,15	2335,40
Lantai 3	12,5	<i>Top</i>	15,78	2982,20
		<i>Bottom</i>	15,79	2982,40
Lantai 2	8,5	<i>Top</i>	18,29	3436,90
		<i>Bottom</i>	18,29	3437,10
Lantai 1	4,5	<i>Top</i>	19,35	3638,90
		<i>Bottom</i>	19,35	3638,90



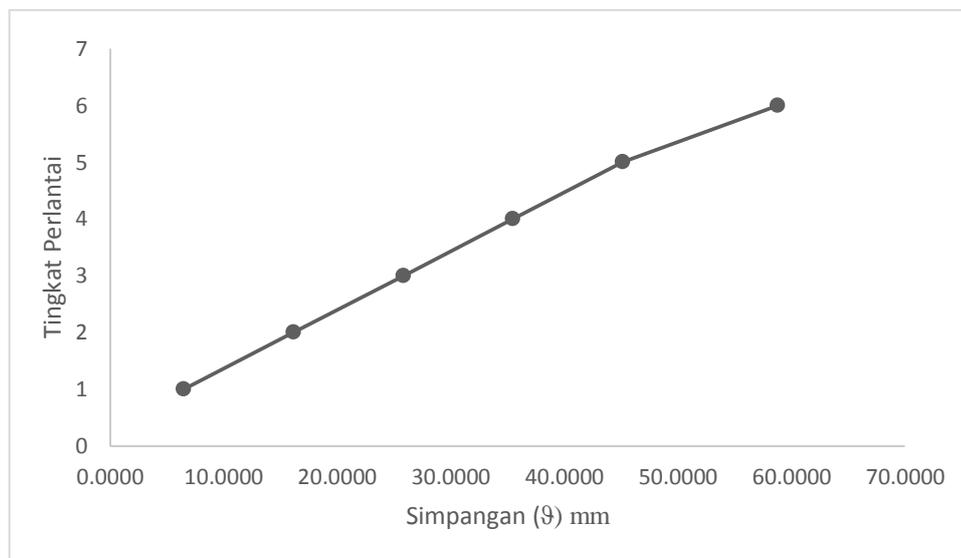
Gambar 4.2: Diagram gaya geser respon spectrum sumbu y.

4.4.3. Simpangan Antar Lantai (*Story Drift*)

Simpangan antar lantai merupakan selisih nilai defleksi pada pusat massa gedung antar lantai teratas dan lantai dibawahnya. Berdasarkan SNI 1726:2012, simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a). Pada tabel 4.9 dan 4.10 menunjukkan hasil nilai perpindahan dan simpangan antar lantai pada setiap lantai.

Tabel 4.9: Nilai simpangan antar lantai dilapangan akibat Gempa X berdasarkan SNI 1726:2012.

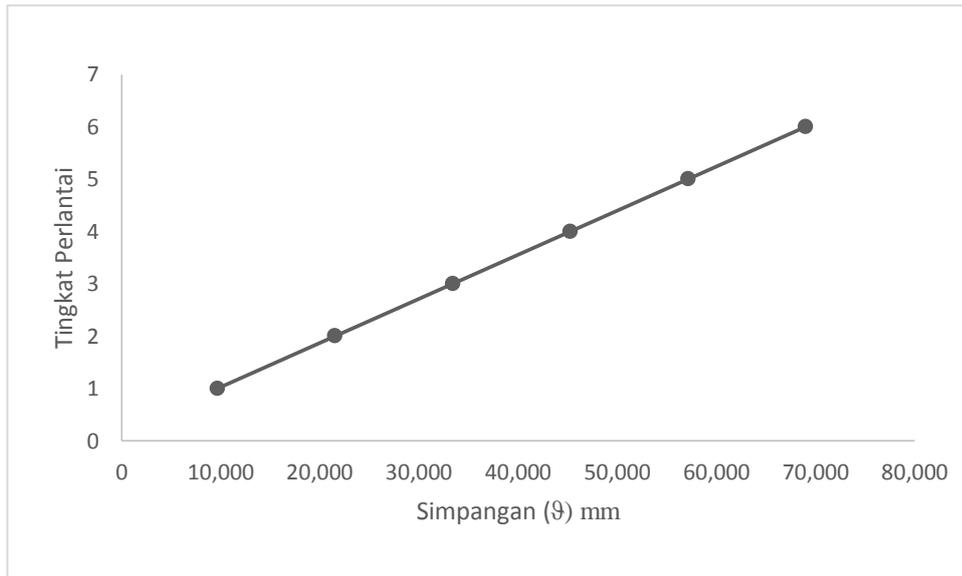
Lt	h	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Ce k
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
	(m)							$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
6	24,5	54,8012	0,017	301,328	0,081	63,8976	0,0040	70,0	OK	OK
5	20,5	45,1412	0,016	248,182	0,072	60,9871	0,0040	80,0	OK	OK
4	16,5	35,4812	0,013	195,035	0,059	51,3451	0,0040	80,0	OK	OK
3	12,5	25,8212	0,01	141,889	0,044	45,7652	0,0040	80,0	OK	OK
2	8,5	16,1612	0,006	88,7465	0,027	53,1466	0,0040	80,0	OK	OK
1	4,5	6,5012	0,003	35,6000	0,011	35,6000	0,0040	80,0	OK	OK



Gambar 4.3: Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu x

Tabel 4.10: Nilai simpangan gedung di lapangan akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726-2012.

Lt	h	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Ce k
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
	(m)							$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
6	24,5	0,0017	69,036	0,0055	169,715	0,0038	30,1298	70,0	OK	OK
5	20,5	0,0003	57,167	0,0017	158,492	0,0110	30,7645	80,0	OK	OK
4	16,5	0,0016	45,295	0,0055	147,789	0,0055	30,7692	80,0	OK	OK
3	12,5	0,0013	33,423	0,0027	118,716	0,0040	30,7692	80,0	OK	OK
2	8,5	0,0006	21,552	0,0044	78,7623	0,0027	34,6158	70,0	OK	OK
1	4,5	0,0010	9,681	0,0055	53,2050	0,0044	24,6153	80,0	OK	OK



Gambar 4.4: Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu y.

Pada Tabel 4.9 dan 4.10 diatas dapat dilihat besarnya simpangan yang terjadi akibat gempa arah x maupun y. Besarnya simpangan arah sumbu x dan y berbeda. Hal ini terjadi akibat system penahan gaya lateral yang terpasang hanya pada arah tertentu.pengaruh pembebanan gempa dalam system dan arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus bersamaan terjadi dengan pembebanan yang sudah diberikan, tetapi dengan efektifitas 30%.

4.4.4. Ketidakberaturan Torsi

Berdasarkan SNI 1726:2012, jika ada rasio antara simpangan antar lantai tingkat maksimum terhadap simpangan antar lantai tingkat rata-rata yang lebih dari 1,2 sehingga struktur gedung memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan arah y. Perhitungan ketidakberaturan torsi pada arah x dan y dapat dilihat pada Tabel 4.11 dan 4.12.

Tabel 4.11: Ketidakberaturan torsi biasa dan torsi berlebihan pada gempa arah x.

Lantai	Rigid diafragma (y/t)	Arah X					
		$\delta_{x_{min}}$	$\delta_{x_{max}}$	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio	A_x
		m	m	m	m		
Lantai 6	<i>rigid</i>	0,0007	0,0021	0,0002	0,0002	1,0000	0,694
Lantai 5	<i>rigid</i>	0,0005	0,0019	0,0001	0,0003	1,5000	1,563

Tabel 4.11: Lanjutan

Lantai	Rigid diafragma (y/t)	Arah X					
		δx_{\min}	δx_{\max}	Δx_{\min}	Δx_{\max}	Ratio	A_x
		m	m	m	m		
Lantai 4	<i>rigid</i>	0,0004	0,0016	0,0002	-0,0003	6,0000	25,000
Lantai 3	<i>rigid</i>	0,0002	0,0019	0,0001	0,0007	1,7500	2,127
Lantai 2	<i>rigid</i>	0,0001	0,0012	0,0001	0,0007	1,7707	2,177
Lantai 1	<i>rigid</i>	0,0000	0,0005	0,0000	0,0005	1,9633	2,677

Tabel 4.12: Ketidakberaturan torsi biasa dan torsi berlebihan pada gempa arah y.

Lantai	Rigid diafragma (y/t)	Arah Y					
		δY_{\min}	δY_{\max}	ΔY_{\min}	ΔY_{\max}	Ratio	AY
		m	m	m	m		
Lantai 6	<i>rigid</i>	0,0063	0,0101	0,0006	0,0012	1,3333	1,235
Lantai 5	<i>rigid</i>	0,0057	0,0089	0,0011	0,0017	1,2143	1,024
Lantai 4	<i>rigid</i>	0,0046	0,0072	0,0016	0,0000	0,0000	0,000
Lantai 3	<i>rigid</i>	0,0030	0,0072	0,0016	0,0040	1,4286	1,417
Lantai 2	<i>rigid</i>	0,0014	0,0032	0,0013	0,0019	1,1875	0,979
Lantai 1	<i>rigid</i>	0,0001	0,0013	0,0001	0,0013	1,8571	2,395

Dari Tabel 4.11 dan 4.12 dapat dilihat bahwa rasio antara lantai keseluruhan simpangan antar tingkat maksimum terhadap simpangan lantai tingkat rata-rata melebihi dari batas dari 1,2 dan 1,4. Maka struktur tidak memiliki ketidakberaturan torsi biasa akibat gempa arah x maupun arah y.

4.4.5. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Berdasarkan SNI 1726;2012 ketidakberaturan berat massa didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat didekatnya. Pemeriksaan ketidakberaturan berat massa dilakukan dengan cara menghitung berat gedung per lantai dan pemeriksaan gedung dengan ketidakberaturan massa dapat dilihat pada Tabel 4.13.

Tabel 4.13: Ketidakberaturan berat (massa).

Lantai	W_x (Kg)	W_y (Kg)	% $W_{x \pm 1}$	% $W_{y \pm 1}$	Cek	Cek
					% $W_{x \pm 1} > 150\%$	% $W_{y \pm 1} > 150\%$
Lantai 6	530,4556	530,4556	52,55%	52,55%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 5	685,4571	685,4571	67,70%	67,70%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 4	691,605	691,605	68,82%	68,82%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 3	807,1841	807,1841	80,22%	80,22%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 2	808,3399	808,3399	81,29%	81,29%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 1	771,3258	771,3258	67,24%	67,24%	Tidak Ada	Tidak Ada

Pada Tabel 4.13 didapat nilai % $W_{\pm 1}$ lebih kecil dari 150%. Sesuai SNI 1726;2012 gedung didefinisikan sebagai tanpa ketidakberaturan berat (massa).

4.5. Pengaruh Efek *P-Delta*

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek *P-delta* harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek *P-delta* dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh *P-delta* untuk arah x dan y dapat dilihat pada Tabel 4.14 dan 4.15.

Tabel 4.14: Kontrol *P-delta* pada arah x untuk Model di Lapangan.

Lantai	Tinggi (mm)	Story Drift (mm)	Gaya Geser Seismik, V_x (Kgf)	Beban Vertikal Total (kgf)	Beban Vertikal Kumulatif (kgf)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
6	24500	63,897	58,41	771,589	771,589	0,006	OK
5	20500	60,987	125,45	808,616	1580,205	0,006	OK
4	16500	51,345	180,59	807,460	2387,665	0,007	OK
3	12500	45,765	228,61	691,841	3079,506	0,008	OK
2	8500	53,146	259,79	685,691	3765,198	0,016	OK
1	4500	35,600	272,48	530,637	4295,834	0,022	OK

Tabel 4.15: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model di Lapangan.

Lantai	Tinggi (mm)	Story Drift (mm)	Gaya Geser Seismik, V_y (kgf)	Beban Vertikal Total (kgf)	Beban Vertikal Kumulatif (kgf)	Stability Ratio (θ_v)	Cek
6	24500	30,129	4,31	771,589	771,589	0,040	OK
5	20500	30,764	8,86	808,616	1580,205	0,048	OK
4	16500	30,769	12,15	807,460	2387,665	0,066	OK
3	12500	30,769	15,79	691,841	3079,506	0,087	OK
2	8500	11,234	18,29	685,691	3765,198	0,049	OK
1	4500	10,982	19,35	530,637	4295,834	0,098	OK

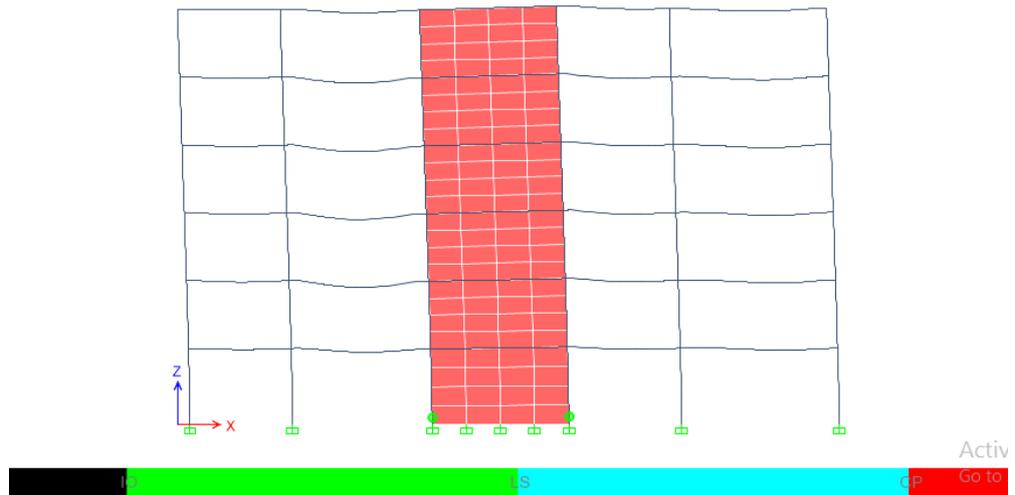
Dari Tabel 4.14 dan 4.15 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta dapat diabaikan.

4.6. Kapasitas Nominal Elemen Struktural

Dari output analisis *pushover* didapatkan kurva kapasitas dari struktur. Selanjutnya dari kurva kapasitas akan dievaluasi berdasarkan ASCE 41-13 NSP. Kurva kapasitas hasil analisa *pushover* untuk masing-masing adalah sebagai berikut:

a. Kapasitas Sistem Rangka (Arah x-x)

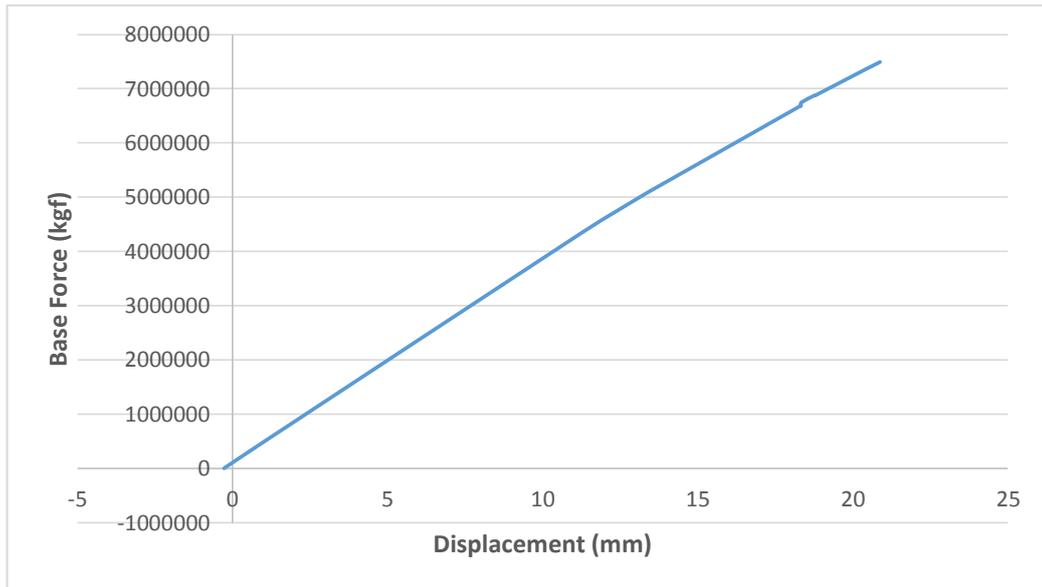
Dari hasil running pushover analysis dengan program analisis struktur untuk arah x-x didapatkan 20 Step pola beban dorong yang diberikan sehingga struktur mengalami keruntuhan. Dari 20 Step beban dorong tersebut dapat digambarkan grafik hubungan gaya dan perpindahan terhadap struktur. Step pola dorong hasil running dengan program analisis struktur dapat dilihat pada Lampiran B21 Tabel B9. Dari tabel tersebut dapat dilihat bahwa pada setiap kenaikan beban dorong yang diberikan maka kondisi plastifikasi pada elemen juga akan meningkat secara bertahap hingga mengalami keruntuhan. Pada Gambar 4.5 adalah lokasi terjadinya sendi plastis maksimum pada elemen struktur yang untuk beban dorong arah x-x sebagai berikut ;



Gambar 4.5.Push x-x Step 20

Pada step 20 program berhenti melakukan literasi. Sendi plastis muncul hamper diseluruh elemen balok dan kolom. Pada tahap ini nilai *Displacement* 30,751 mm dan $V = 1044183,26$ Kgf, serta terjadi penurunan besarnya gaya geser karena telah memasuki kondisi *limit nonlinear*. Terlihat pada Gambar 4.5 terjadi distribusi sendi plastis yang menentukan yaitu level IO yang berwarna hijau yang menunjukkan batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan oleh strutur gedung itu sendiri. Untuk melihat terjadinya sendi plastis maksimum dari awal sampai akhir dapat dilihat pada Gambar B11-B21 yang terdapat dilampiran B.

Dari Tabel B9 yang terdapat pada Lampiran B dapat dibuat grafik hubungan gaya vs perpindahan untuk setiap step beban dorong yang diberikan. Grafik tersebut merupakan kurva kapasitas struktur untuk arah x-x dan dapat dilihat pada Gambar 4.6.

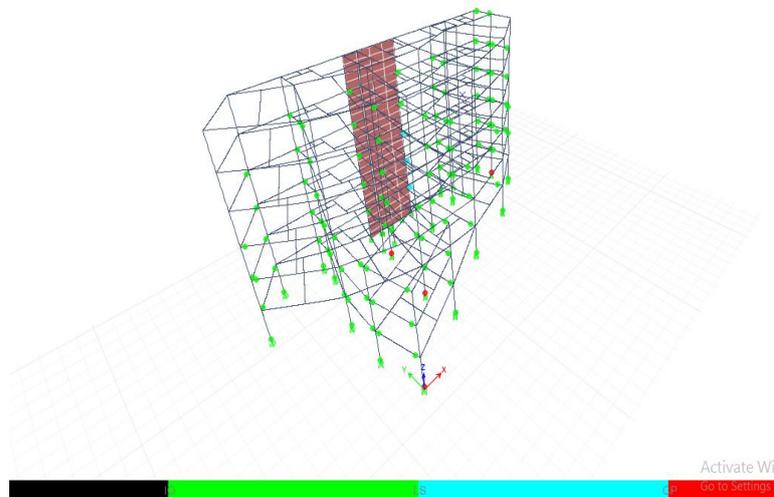


Gambar 4.6: Kurva Kapasitas system rangka arah x-x.

Grafik menunjukkan pada saat perpindahan 11,261 mm kondisi struktur masih bersifat elastis yang kemudian berperilaku in-elastis sampai perpindahan 30,751 mm.

b. Kapasitas Sistem Rangka (Arah y-y)

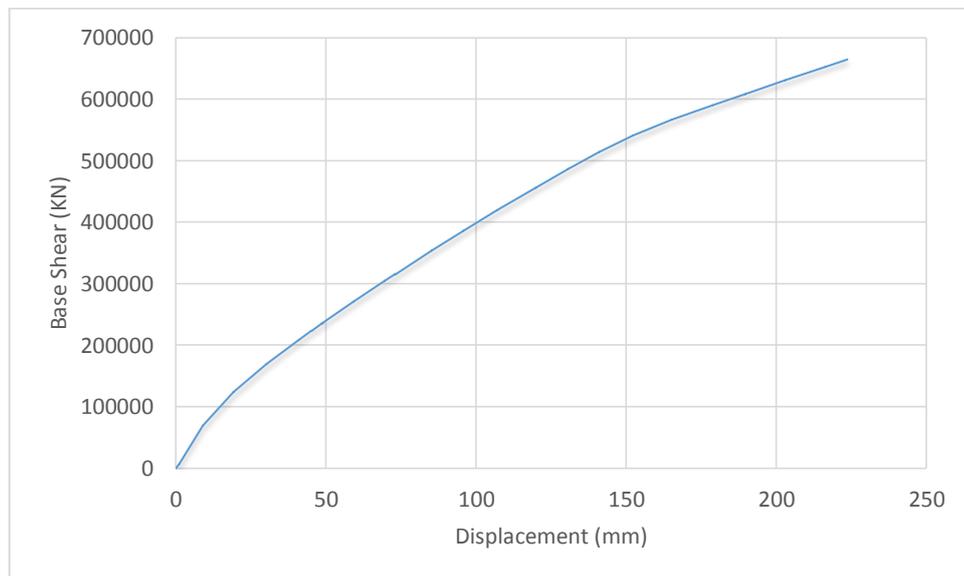
Pada system rangka arah y-y, terdapat 32 Step pola beban dorong yang diberikan pada struktur hingga mengalami keruntuhan seperti pada Lampiran B38 Tabel B10. Untuk arah y-y mekanisme terbentuknya sendi plastis maksimum dapat dilihat pada Gambar 4.7.



Gambar 4.7: Push arah y-y

Pada step 32 program berhenti melakukan iterasi. Sendi plastis muncul hampir diseluruh elemen balok dan kolom. Pada tahap ini *Displacement* 258,751 mm dan $V = 721742,51$ Kgf, serta terjadi penurunan besarnya gaya geser karena telah memasuki kondisi *limit nonlinear*. Terlihat pada Gambar 4.7 terjadi distribusi sendi plastis yang menentukan yaitu level CP yang berwarna merah yang menunjukkan batas maksimum gaya geser yang mengalami keruntuhan secara perlahan akibat beban dorong yang diberikan. Untuk melihat terjadinya sendi plastis maksimum dari awal sampai akhir dapat dilihat pada Gambar yang terdapat dilampiran.

Dari Tabel D2 yang terdapat pada Lampiran D dapat dibuat grafik hubungan gaya vs perpindahan untuk setiap step beban dorong yang diberikan. Grafik tersebut merupakan kurva kapasitas struktur untuk arah x-x dan dapat dilihat pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8: Kurva kapasitas system rangka arah y-y.

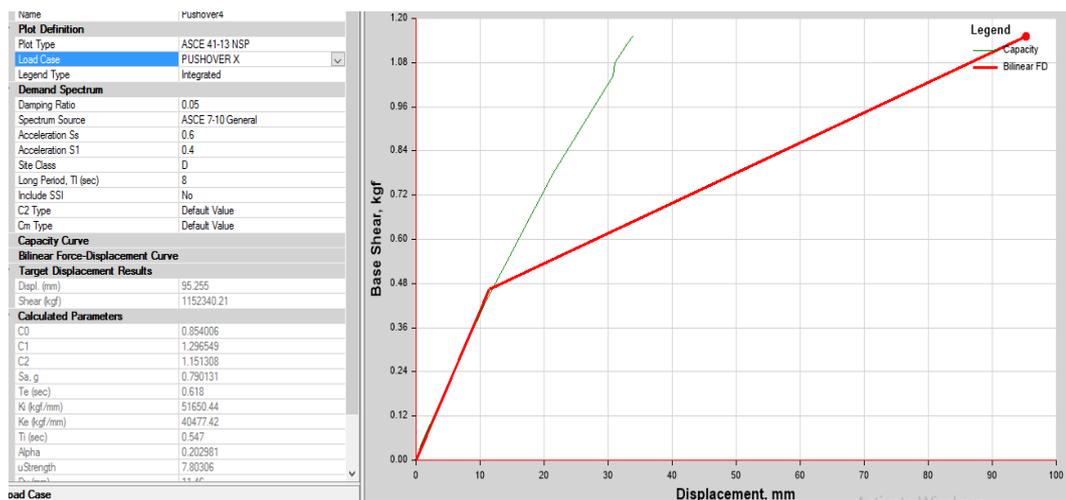
Grafik menunjukkan pada saat perpindahan 95,76 mm kondisi struktur masih bersifat elastis yang kemudian berperilaku in-elastis sampai perpindahan 258,751 mm. Selanjutnya struktur akan mengalami keruntuhan dengan ditandai penurunan kurva dengan tajam.

4.7. Target Perpindahan (ASCE 41-13 NSP)

Metode Koefisien Perpindahan atau *Displacement Coefficient Method* (ASCE 41-13 NSP) secara default sudah built-in terdapat pada program analisis struktur.

a. Target Perpindahan Arah x-x

Hasil dari kurva *bilinear pushover* arah x-x dapat dilihat pada gambar 4.9.



Gambar 4.9: Kurva *bilinear pushover* arah x-x.

Dari Gambar diatas dapat dilihat nilai-nilai yang diperlukan untuk menghitung target perpindahan dalam metode ASCE 41-13 NSP secara otomatis terprogram menghitung sendiri.

Untuk menentukan nilai target perpindahan maka terlebih dahulu menentukan nilai C_3 sebagai berikut. dalam hal ini, nilai perpindahan sudah direncanakan sebelumnya.

$C_3 = 1000$ (perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai negatif)

Maka dari nilai-nilai itu dapat dihitung nilai target perpindahan dengan Pers.2.35 seperti dibawah ini.

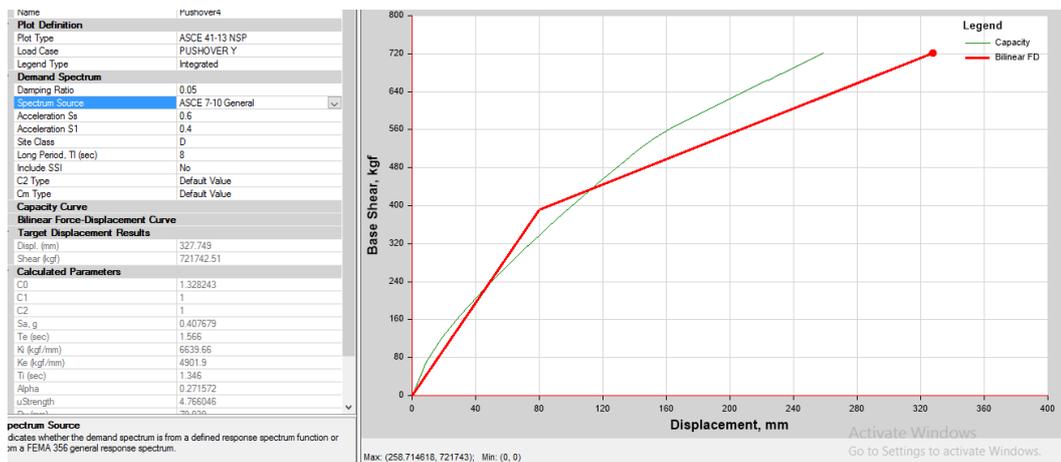
$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$= 0,8540 \times 1,2965 \times 1,1513 \times 1 \times 0,7901 \times \frac{0,618^2}{4\pi^2} \times 9,81$$

$$= 0,93013 \text{ m}$$

b. Target Perpindahan Arah x-x

Hasil dari kurva *bilinear pushover* arah x-x dapat dilihat pada gambar 4.10.



Gambar 4.10: Kurva *bilinear pushover* arah y-y.

Dari Gambar di atas dapat dilihat nilai-nilai yang diperlukan untuk menghitung target perpindahan dalam metode ASCE 41-13 NSP secara otomatis terprogram menghitung sendiri.

Untuk menentukan nilai target perpindahan maka terlebih dahulu menentukan nilai C_3 sebagai berikut. Dalam hal ini, nilai perpindahan sebelumnya sudah di rencanakan.

$$C_3 = 1000 \text{ (perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai negatif)}$$

Maka dari nilai-nilai itu dapat dihitung nilai target perpindahan dengan Pers.2.35 seperti dibawah ini.

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$= 1,3282 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0,4076 \times \frac{1,566^2}{4\pi^2} \times 9,81$$

$$= 0,33023 \text{ m}$$

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Sesuai hasil analisis dan pembahasan yang telah dilakukan dari Model tersebut yaitu struktur rangka beton pemikul momen khusus sehingga dapat diambil kesimpulan yaitu:

1. Nilai Gaya Geser dasar nominal yang dihasilkan adalah :
 - Gaya geser untuk pemodelan yaitu 432351882 Kgf untuk arah x dan 432351882 Kgf untuk arah y.
2. Pola keruntuhan yang terjadi pada struktur bangunan terletak pada kolom lantai 1 yang *collapse* yang tindaai sendi plastis yang mencapai level CP yang berwarna merah. Sedangkan pada balok, terjadi pola keruntuhan di balok lantai 1 dan 2 yang ditandai *collapse* nya balok yang mencapai level LS yang berwarna biru.
3. Dari perbandingan hasil simpangan linear dengan analisis *pushover* untuk arah x dan arah y didapatkan nilai *displacement* arah x sebesar 30,751 mm dan $V=1044183,26$ kgf. dalam hal ini, perpindahan yang terjadi pada saat struktur masih bersifat elastis sebesar 11,261, kemudian berperilaku in-elastis sampai perpindahan sebesar 30,751 mm. Sedangkan nilai *displacement* arah y yang didapat yaitu sebesar 258,751 mm dan $V=721742,51$ kgf, Perpindahan yang terjadi sebesar 95,76 mm dengan kondisi struktur masih bersifat elastis kemudian sampai perpindahan 258,751 mm struktur mengalami keruntuhan yang signifikan

5.2. Saran

1. Pada tugas akhir ini analisis yang digunakan adalah analisis respons spektrum ragam hingga batas elastik linier lalu dilanjutkan dengan batas plastis dengan menggunakan analisis statik non-linier (*pushover*) dengan Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356) saja, maka perlu peninjauan lanjut dengan dinamik non-linier yaitu NLTHA (*non-linier time history analysis*) yang berdasarkan

dengan konsep PBSB (*performance based seismic design*) yang dipadukan dengan teknik analisis yang lebih mutakhir.

2. Perlunya pemahaman lebih lanjut dalam penggunaan aplikasi program Etabsv15 untuk analisis struktur.
3. Perlunya peneliti untuk memahami tentang konsep analisis untuk *performance based design*.

DAFTAR PUSTAKA

- Madra, Y. M. (2003). Encircling the real. *Rethinking Marxism*, 15(3), 316–325.
<https://doi.org/10.1080/0893569032000131613>
- Manalip, H. (2015). Bertulang Dengan Analisa Pushover. *Jurnal Ilmiah Media Engineering*, 5(1), 283–293.
- Penelitian, P., Perumahan, P., Penelitian, P. B., Kementerian, P., Umum, P., & Rakyat, P. (n.d.). *PETA SUMBER DAN BAHAYA GEMPA INDONESIA TAHUN 2017*.
- Pustlitbang PUPR. (2017). *Buku Peta Gempa 2017*.
- Sembiring, A. E., Wibowo, A., & Susanti, L. (n.d.). *PENGARUH VARIASI LETAK TULANGAN HORIZONTAL TERHADAP DAKTILITAS DAN KEKAKUAN DINDING GESER DENGAN PEMBEBANAN SIKLIK (QUASI-STATIS)*.
- Sipil, T. (2005). *Analisa Inelastis Portal - Dinding Pengisi dengan*. 12(4), 229–240.
- SNI, 1727:2013. (2013). Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain. *Bandung: Badan Standardisasi Indonesia*, 196. Retrieved from www.bsn.go.id
- Sunarjo, Gunawan, M. T., & Pribadi, S. (2012). *Gempabumi Edisi Populer*.
- Teknik, F., Sipil, J. T., & Ratulangi, U. S. (2014). *ANALISIS PUSHOVER PADA BANGUNAN*. 2(4), 214–224.
- Tavio, & Wijaya, Usman.(2018). *DESAIN REKAYASA GEMPA BERBASIS KINERJA (PERFORMANCE BASED DESIGN)*.

LAMPIRAN

A. Perencanaan Struktur

A1. Perhitungan Beban Tambahan Beban Mati

A1.1. Beban Mati Tambahan Pelat Lantai

Berikut ini perhitungan beban mati tambahan pada lantai yang dibedakan atas tingkatannya.

- Beban Mati Tambahan Pada Pelat Lantai 1

- Plafon + penggantung = 18 Kg/m² = 0,18 KN/m²
- Keramik = 24 Kg/m² = 0,24 KN/m²
- Spesi = 21 Kg/m² = 0,21 KN/m²
- M & E = 40 Kg/m² = 0,4 KN/m²
- Total beban mati = 103 Kg/m² = 1,03 KN/m²

- Beban Mati Tambahan Pada Lantai 2-5

- Spesi lantai keramik (t = 2 cm) = 42 Kg/m² = 0,42 KN/m²
- Penutup lantai keramik = 24 Kg/m² = 0,24 KN/m²
- Plafon + penggantung = 18 Kg/m² = 0,18 KN/m²
- M & E = 40 Kg/m² = 0,4 KN/m²
- Total beban mati = 124 Kg/m² = 1,24 KN/m²

- Beban Mati Tambahan Pada Lantai 6 (Atap)

- Waterproof = 4 Kg/m² = 0,04 KN/m²

- Plester = 42 Kg/m²
= 0,42 KN/m²
- Plafon + penggantung = 18 Kg/m² = 0,18 KN/m²
- M & E = 40 Kg/m²
= 0,4 KN/m²
- Total beban mati = 104 Kg/m²
= 1,04 KN/m²

A1.2. Beban Dinding

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

Data : Bs. Dinding Batako 15 cm = 300 kg/m²
 ` Bs. Dinding Batako 15 cm = 2579 kg/m²
 Tinggi Lantai 1 = 4,5 m
 Tinggi Lantai 2-6 = 4 m

- Beban Mati Tambahan Pada Dinding Lantai 1

- Dinding batako (15 cm) = 3 KN/m²
- Beban garis = 0,5 x (4) x 3 = 6,75 KN/m²

- Beban Mati Tambahan Pada Dinding Lantai 2-5

- Dinding batako (15 cm) = 3 KN/m²
- Beban garis = 0,5 x (4+4) x 3 = 12 KN/m²

- Beban Mati Tambahan Pada Dinding Lantai 6

- Dinding batako (15 cm) = 3 KN/m²
- Beban garis = 3 x 0,5(4) = 6 KN/m²

- Beban Mati Tambahan Pada Dinding Kaca lantai 1

- Tebal Dinding Kaca = 0,019 m

- Beban garis $= 2579 \times 0,019 \times 0,5 \times 4,5$
 $= 1,10 \text{ KN/m}^2$
- Beban Mati Tambahan Pada Dinding Kaca lantai 2-5
 - Tebal Dinding Kaca $= 0,019 \text{ m}$
 - Beban garis $= 2579 \times 0,019 \times (0,5 \times 4,5 + 0,5 \times 4)$
 $= 2,08 \text{ KN/m}^2$
- Beban Mati Tambahan Pada Dinding Kaca lantai 6 atap
 - Tebal Dinding Kaca $= 0,019 \text{ m}$
 - Beban garis $= 2579 \times 0,019 \times (0,5 \times 4,5 + 0,5 \times 4)$
 $= 2,08 \text{ KN/m}^2$
- Beban Mati Tambahan Pada Dinding Kaca lantai 3 balkon
 - Tebal Dinding Kaca $= 0,019 \text{ m}$
 - Beban garis $= 2579 \times 0,019 \times (0,5 \times 4,5 + 0,5 \times 4)$
 $= 2,08 \text{ KN/m}^2$

A2.3. Beban Tangga

Berikut ini perhitungan beban tangga dimana beban tangga dari lantai base sampai ke lantai 6.

Tabel A1: Data perencanaan tangga dari base ke lantai 1.

Data Perencanaan	Panjang (m)	
Tinggi antar lantai ke bordes	1,87	m
Lebar tangga	1,5	m
Kemiringan (α)	25,0561	m
Panjang Bordes	1,5	m
Panjang Tangga	4	m
Optrade	0,2	m
Antrade	0,3	m

Tabel A2: Data perencanaan tangga dari lantai 2 ke lantai 6 (atap).

Data Perencanaan	Panjang (m)	
Tinggi antar lantai ke bordes	1,87	m
Lebar tangga	1,5	m
Kemiringan (α)	28,115	m
Panjang Bordes	1,5	m
Panjang Tangga	3,5	m
Optrade	0,2	m
Antrade	0,3	m

a. Perhitungan Struktur Tangga

- Tebal pelat tangga base ke lantai 1

$$H_{min} = \frac{\text{Tinggi antar lantai} / \sin \alpha}{27}$$

$$H_{min} = \frac{1,87 / \sin 25,0561}{27}$$

$$H_{min} = 0,163538126 \quad \text{m} \quad , \text{diambil } h = 0,16 \text{ m}$$

- Tebal pelat tangga lantai 2 ke lantai 6 (atap)

$$H_{min} = \frac{\text{Tinggi antar lantai} / \sin \alpha}{27}$$

$$H_{min} = \frac{1,87 / \sin 28,115}{27}$$

$$H_{min} = 0,146971718 \quad \text{m} \quad , \text{diambil } h = 0,15 \text{ m}$$

- Tebal pelat bordes diambil $h = 0,13 \text{ m}$ (diambil dari interval pelat lantai).

b. Perhitung beban tambahan tangga

Data perencanaan :

1. Berat jenis beton bertulang = 2400 kg/m³
2. Berat jenis tulangan = 7850 kg/m³
3. Adukan semen = 21 kg/m²
4. Penutup lantai keramik = 24 kg/m²
5. F'c = 37 Mpa
6. Fy = 240 Mpa
7. Stainless Grade 316 Railing = 50 kg/m³

- Beban tangga base ke lantai 1

$$\begin{aligned} \text{Berat anak tangga} &= 0,088 \times 2400 = 211,680938 \text{ kg/m}^2 \\ &= 2,117 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Adukan semen (t = 2cm)} &= 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Penutup lantai} &= 24 \text{ kg/m}^2 = 0,240 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Ralling Tangga} &= \underline{50 \text{ kg/m}^2 = 0,240 \text{ kN/m}^2} \\ &= \end{aligned}$$

$$286,100 \text{ kg/m}^2 = 2,861 \text{ kN/m}^2$$

- Beban tangga lantai 2 sampai lantai 6

$$\begin{aligned} \text{Berat anak tangga} &= 0,091 \times 2400 = 217,4144729 \text{ kg/m}^2 \\ &= 2,174 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Adukan semen (t = 2cm)} &= 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Penutup lantai} &= 24 \text{ kg/m}^2 = 0,240 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Ralling Tangga} &= \underline{50 \text{ kg/m}^2 = 0,240 \text{ kN/m}^2} \\ &= \end{aligned}$$

$$291,834 \text{ kg/m}^2 = 2,918 \text{ kN/m}^2$$

- Beban pelat bordes

$$\begin{aligned} \text{Adukan semen (t = 2cm)} &= 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Penutup lantai} &= \underline{24 \text{ kg/m}^2 = 0,240 \text{ kN/m}^2} \\ &= 24,42 \text{ kg/m}^2 = 0,244 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan di atas di ubah menjadi berat per satuan panjang.

- Beban tangga base ke lantai 5

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 286,100 = 429,15 \text{ kg/m} = 4,2915 \text{ kN/m}$$

- Beban tangga lantai 5 ke lantai 15

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 291,834 = 437,751 \text{ kg/m} = 4,3775 \text{ kN/m}$$

- Beban pelat bordes

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 24,42 = 36,63 \text{ kg/m} = 0,3663 \text{ kN/m}$$

A2.4. Beban Lift

Beban lift diperhitungkan dengan membuat seluruh beban yang bekerja menjadi beban mati terpusat dan diletakkan yang paling mempengaruhi struktur untuk mendapatkan beban maksimal. Terdapat 2 point yang harus dipenuhi:

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu:

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta + perlengkapan (R1) dan berat bandul pemberat + perlengkapan (R2).

2. Koefisien kejut oleh keran:

Koefisien kejut ditentukan oleh pasal 3.3.(3) PPIUG 1983.

$$\psi = (1+k_1 \cdot k_2 \cdot v) \geq 1,15$$

dimana:

ψ = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

v = Kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, tidak perlu diambil lebih dari 1,00m/det.

k_1 = Koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, keran induk dengan struktur rangka nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k_2 = Koefisien yang bergantung pada ifat mesin angkat dari keran angkatnya, diambil sebesar 1,3.

Tabel A3: Spesifikasi lift Hyundai Elevator.

KAPASITAS		OPENING		CAR SIZE	
PERSON	LOAD (Kg)	widht	height	widht	length
8	550	800		2100	1400
TYPE	HOISTWAY		REACTION		SPEED (m/s)
	widht	length	R1	R2	
2 Cars	4000	2200	4050	2250	1

Jadi, beban yang bekerja pada balok penumpu adalah:

$$\begin{aligned} P &= \sum R \cdot \Psi \\ &= (4000 + 2200) \times (1+0,6 \times 1,3 \times 1) \\ &= 11036 \text{ kg} \\ &= 108,26 \text{ KN} \end{aligned}$$

Beban P diletakkan di tengah bentang balok penumpu yang merupakan tempat yang paling mempengaruhi struktur untuk mendapatkan beban maksimal.

A3. Perhitungan Beban Hidup

Pada tugas akhir ini, beban hidup diperoleh dari SNI 1727;2013 tabel 4-1.

Tabel A4: Beban hidup merata berdasarkan SNI 1727;2013.

BEBAN HIDUP (Lo)					
1. PLAT LANTAI APARTEMEN	=	192	Kg/m ²	1,92	KN/m ²
2. PLAT ATAP	=	96	Kg/m ²	0,96	KN/m ²
3. PLAT TANGGA & BORDES	=	479	Kg/m ²	4,79	KN/m ²
4. PLAT LANTAI 1	=	479	Kg/m ²	4,79	KN/m ²
5. PLAT LANTAI DIATASNYA	=	359	Kg/m ²	3,59	KN/m ²

B. Perhitungan Analisa

B1. Perioda Alami Struktur

Penentuan perioda fundamental struktur akan diperlukan dalam analisa prosedur gaya lateral ekuivalen yang berdasarkan SNI 1726;2012.

Data struktur :

- Tinggi Lantai 1 = 4,5 m
- Tinggi Lantai 2-6 = 4 m
- h_n = 24,5m
- C_u = 1,4
- C_t = 0,280
- x = 0,75

Tabel B1: Penentuan perioda fundamental struktur Model berdasarkan SNI 1726;2012.

Syarat Perioda				
Arah	$T_{a \min}$ $C_t \times h_n^x$	$T_{a \max}$ $T_{a \min} \times C_u$	T_{etabs}	$T_{dipakai}$
X	0,805	1,127	1,044	1,127
Y	0,805	1,127	0,936	1,127

Berdasarkan Tabel B.1, perioda alami struktur yang digunakan adalah perioda dari hasil $T_{a \max}$ yaitu 1,127 untuk x dan 1,127 untuk arah y. Dikarenakan nilai periode dari hasil analisis ETABS v.16 melebihi periode maksimum yang berdasarkan SNI 1726;2012.

B2. Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen

Berikut ini adalah perhitungan gaya lateral statik ekuivalen dari pemodelan struktur tersebut.

Data-data:

- S_{DS} = 0,48
- S_{D1} = 0,280
- R = 8
- I_e = 1,0
- T_x = 1,127 detik
- T_y = 1,127 detik

Dengan menggunakan Pers 2.13 sampai dengan Pers. 2.16 didapatkan nilai C_s yang digunakan yang ditabulasikan pada Tabel B1

Tabel B2: Perhitungan nilai C_s .

Arah	C _S minimum	C _S hitungan	C _S maksimum	C _S yang digunakan
T1(Arah Y)	0,021	0,038	0,074	0,0382
T2 (Arah X)	0,021	0,038	0,074	0,0382

Nilai C_S yang digunakan adalah 0,038 karena nilai C_S hitungan terletak di interval C_S minimum dan C_S maksimum. Dengan menggunakan C_S yang digunakan, kemudian menghitung V₁ dengan menggunakan berat total struktur yang dapat dilihat pada Tabel 4.3.

$$\begin{aligned}
 - V_X &= C_S \times W_t \\
 &= 0,0382 \times 4294,3675 \\
 &= 1640,4483 \text{ kg} \\
 - V_Y &= C_S \times W_t \\
 &= 0,0382 \times 4294,3675 \\
 &= 1640,4483 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Distribusi gaya gempa lateral (*F*) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari Pers 2.19 dan 2.20. Dengan data-data sebagai berikut:

Data-data:

$$\begin{aligned}
 - V_X &= 1640,4483 \text{ kN} & T_X &= 1,127 \text{ detik} \\
 - V_Y &= 1640,4483 \text{ kN} & T_Y &= 1,127 \text{ detik} \\
 - W_i &= \text{Berat perlantai (Tabel 4.3)} \\
 - k_x \text{ dan } k_y &: \text{(interpolasi)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_y - 0,5) \\
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (1,127 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (1,127 - 0,5) \\
 &= 1,6897 & &= 1,6897
 \end{aligned}$$

Tabel B3: Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan distribusi horizontal gaya gempa arah x.

Lantai i	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
Lt 6	24,5	5,204	347,5206	0,252 3	0,8126	0,8126
Lt 5	20,5	6,724	355,3295	0,258 0	0,8308	1,6434
Lt 4	16,5	6,785	269,5790	0,195 7	0,6303	2,2738
Lt 3	12,5	7,918	218,4879	0,158 6	0,5109	2,7846
Lt 2	8,5	7,930	131,8409	0,095 7	0,3083	3,0929
Lt 1	4,5	7,567	54,5630	0,039 6	0,1276	3,2205
Total		42,128	1377,3209	1,000 0	3,2205	

Tabel B4: Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan distribusi horizontal gaya gempa arah y.

Lantai i	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vy}	F_y (kN)	V_y (kN)
Lt 6	24,5	5,204	347,5206	0,252 3	1,2189	1,2189
Lt 5	20,5	6,724	355,3295	0,258 0	1,2463	2,4651
Lt 4	16,5	6,785	269,5790	0,195 7	0,9455	3,4106
Lt 3	12,5	7,918	218,4879	0,158 6	0,7663	4,1770
Lt 2	8,5	7,930	131,8409	0,095 7	0,4624	4,6394
Lt 1	4,5	7,567	54,5630	0,039 6	0,1914	4,8307
Total		42,128	1377,3209	1,000 0	4,8307	

B3. Hasil Output Analisis

B3.1. Gaya Geser Dasar

Berikut ini adalah gaya geser lantai untuk setiap arah gempa.

Tabel B5: Nilai gaya geser pada setiap lantai akibat gempa x.

Tingkat	Tinggi (m)	Lokasi	Vx (kgf)	Vy (kgf)
6	24,5	Top	583,9	6,67
		Bottom	584,1	6,67
5	20,5	Top	1254,30	11,68
		Bottom	1254,50	11,69
4	16,5	Top	1805,70	15,30
		Bottom	1805,90	15,30
3	12,5	Top	2286	17,25
		Bottom	2286,10	17,25

Tabel

B5:Lanjutan

Tingkat	Tinggi (m)	Lokasi	Vx	Vy
2	8,5	Top	2597,80	18,84
		Bottom	2597,90	18,84
1	4,5	Top	2724,80	19,53
		Bottom	2724,80	19,53

Tabel B6: Nilai gaya geser pada setiap lantai akibat gempa y.

Tingkat	Tinggi (m)	Lokasi	Vx (kgf)	Vy (kgf)
6	24,5	Top	4,30	734,4
		Bottom	4,31	734,7
5	20,5	Top	8,86	1610,70
		Bottom	8,86	1611
4	16,5	Top	12,14	2335,10
		Bottom	12,15	2335,40
3	12,5	Top	15,78	2982,20
		Bottom	15,79	2982,40
2	8,5	Top	18,29	3436,90
		Bottom	18,29	3437,10
1	4,5	Top	19,35	3638,90
		Bottom	19,35	3638,90

B3.2. Simpangan Antar Lantai

Berikut ini adalah nilai perpindahan dan simpangan antar lantai untuk setiap arah gempa.

Tabel B7: Nilai simpangan antar lantai akibat gempa x.

Lt	h	Perpindahan	Perpindahan	Simpangan Antar	Syarat	Cek
----	---	-------------	-------------	-----------------	--------	-----

	(m)	Elastis (δe)		Total ($\delta e * Cd / Ie$)		Lantai (Δ)		0,02hsx	X	Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
6	4	54,8012	0,017	301,32	0,081	63,897	0,0040	1,100	OKE	OKE
5	4	45,1412	0,016	248,18	0,072	60,987	0,0040	1,030	OKE	OKE
4	4	35,4812	0,013	195,03	0,059	51,146	0,0040	0,960	OKE	OKE
3	4	25,8212	0,01	141,88	0,044	45,765	0,0040	0,890	OKE	OKE
2	4	16,1612	0,006	88,746	0,027	53,146	0,0040	0,820	OKE	OKE
1	4,5	6,5012	0,003	35,600	0,011	35,600	0,0040	0,743	OKE	OKE

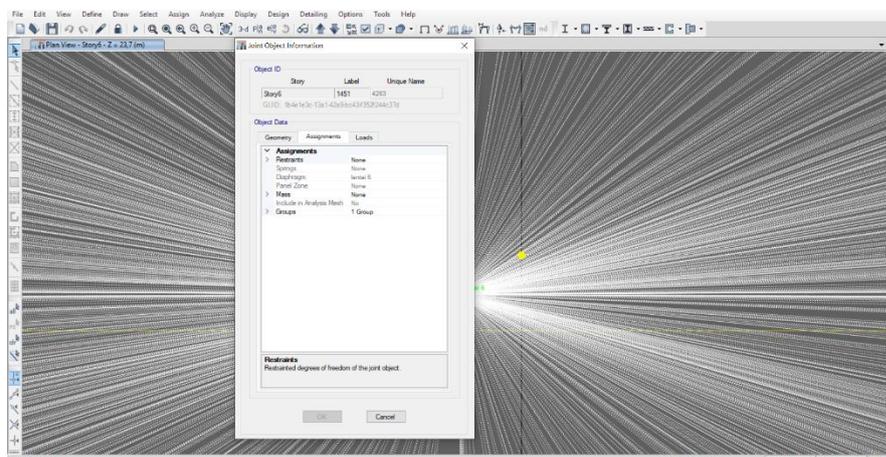
Tabel B8: Nilai simpangan antar lantai akibat gempa y.

Lt	h (m)	Perpindahan Elastis (δe)		Perpindahan Total ($\delta e * Cd / Ie$)		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Cek
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)			
6	3,5	0,0178	0,0653	0,0711	0,2613	0,0031	0,0146	1,100	OKE	OKE
5	3,5	0,0170	0,0617	0,0680	0,2468	0,0043	0,0185	1,030	OKE	OKE
4	3,5	0,0159	0,0571	0,0637	0,2282	0,0051	0,0209	0,960	OKE	OKE
3	3,5	0,0147	0,0518	0,0586	0,2073	0,0055	0,0211	0,890	OKE	OKE
2	3,5	0,0133	0,0465	0,0531	0,1862	0,0053	0,0170	0,820	OKE	OKE
1	3,5	0,0120	0,0423	0,0479	0,1692	0,0055	0,0184	0,750	OKE	OKE

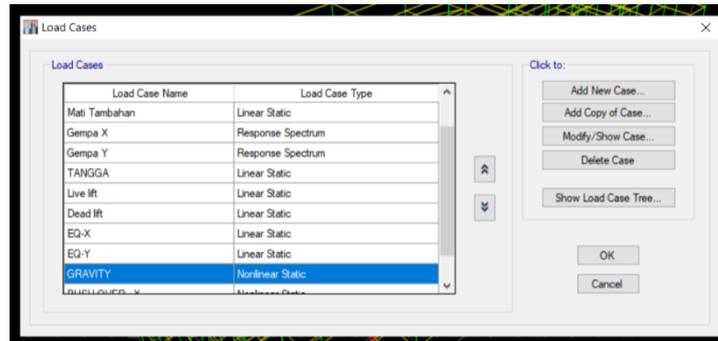
B4. Langkah-langkah Pemodelan Metode *Pushover*

1. Menentukan titik yang ditinjau

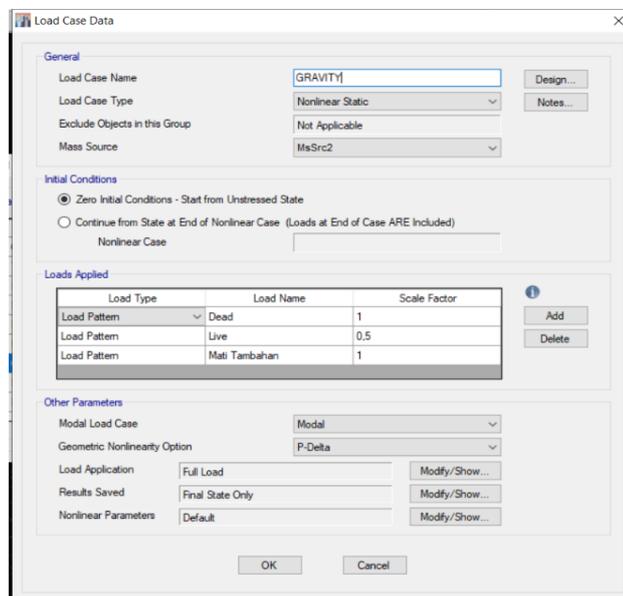
Gambar B1 : Menentukan titik tinjau



2. Menentukan Gravity Nonlinear Case



Gambar B2 : Static Nonlinear Case



Gambar B3 : Input Static Nonlinear Case Gravity

3. Menentukan Nonlinear Pushover Case Arah X-X

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: PUSH OVER - X; Load Case Type: Nonlinear Static; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: MsSrc2.
- Initial Conditions:** Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included); Nonlinear Case: GRAVITY.
- Loads Applied:** A table with columns 'Load Type', 'Load Name', and 'Scale Factor'. The first row contains 'Acceleration', 'UX', and '-1'.
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: P-Delta; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Nonlinear Parameters: Default.

Gambar B4 : Input Static Nonlinear Pushover Case (Pushover X)

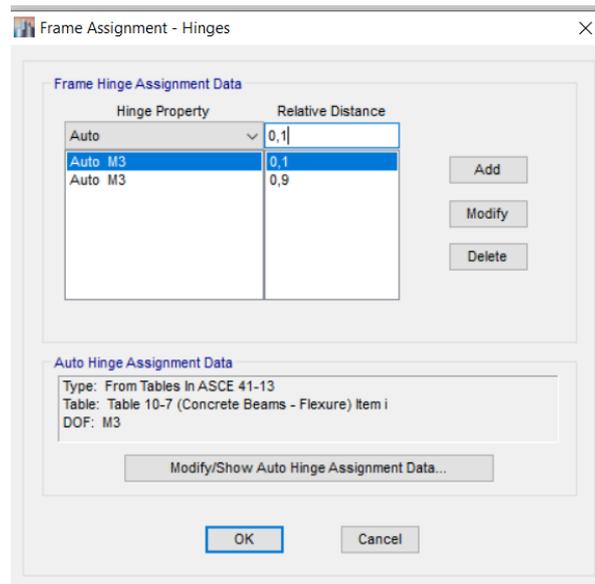
4. Menentukan Nonlinear Pushover Case Arah Y-Y

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: PUSH OVER - Y; Load Case Type: Nonlinear Static; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: MsSrc2.
- Initial Conditions:** Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included); Nonlinear Case: GRAVITY.
- Loads Applied:** A table with columns 'Load Type', 'Load Name', and 'Scale Factor'. The first row contains 'Acceleration', 'UY', and '-1'.
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: P-Delta; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Nonlinear Parameters: Default.

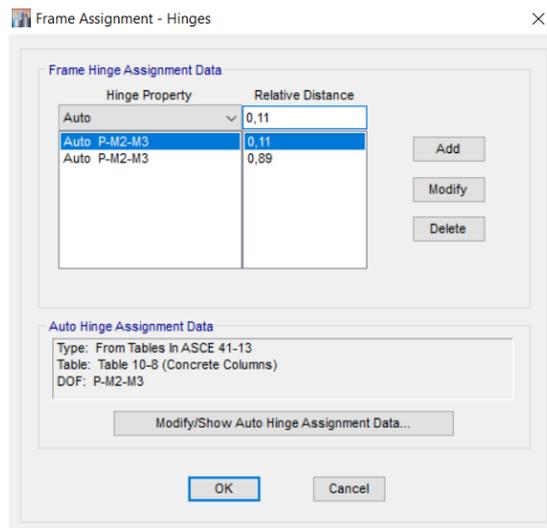
Gambar B5 : Input Static Nonlinear Pushover Case (Pushover Y)

5. Mendefenisikan sendi plastis pada balok



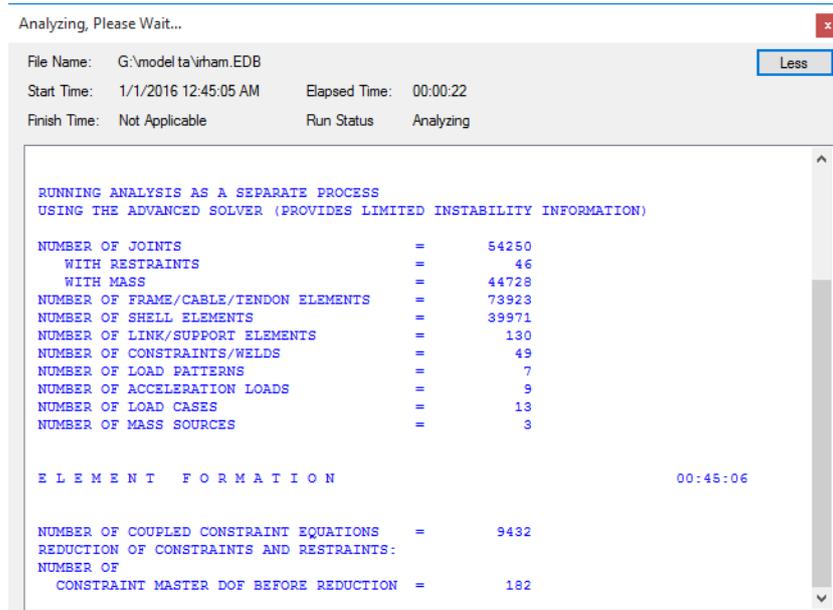
Gambar B6 : Input hinges pada balok

6. Mendefenisikan sendi plastis pada kolom



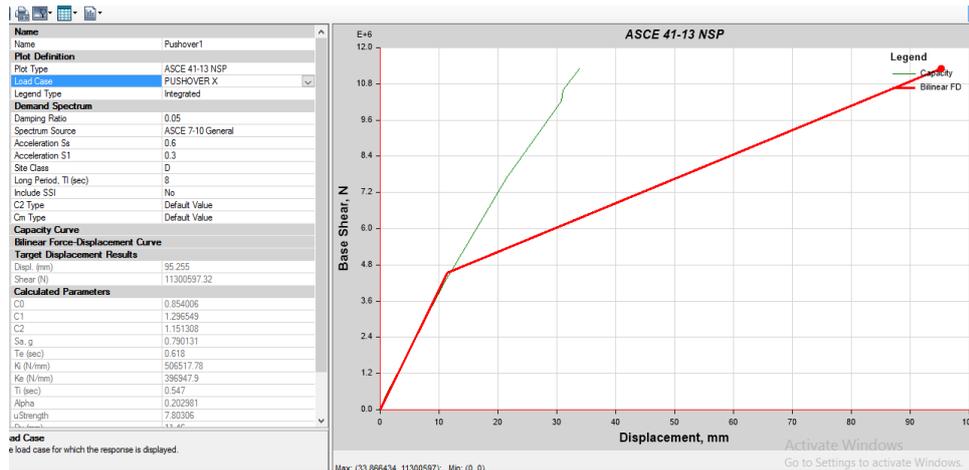
Gambar B7 : Input hinges pada kolom

7. Running Program

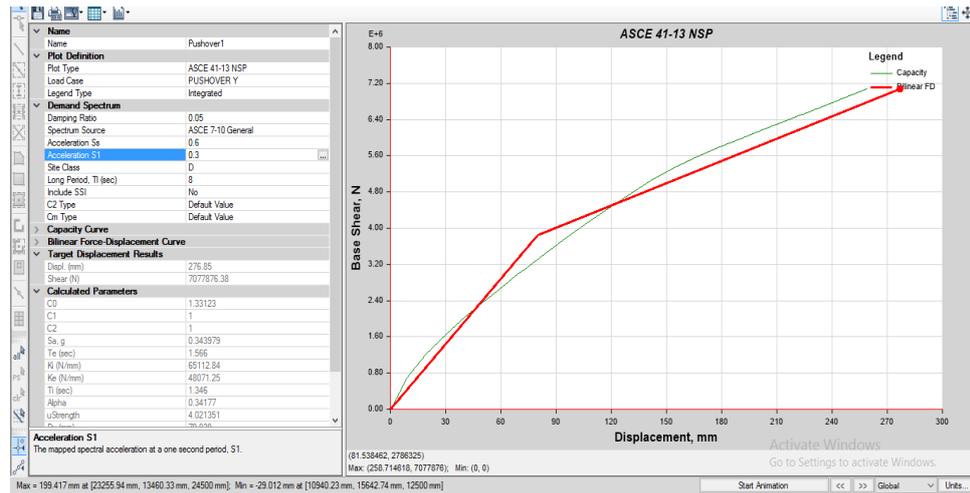


Gambar B8 : Merunning program ± 1 jam atau lebih

8. Menampilkan Static nonlinear curve arah x dan arah y



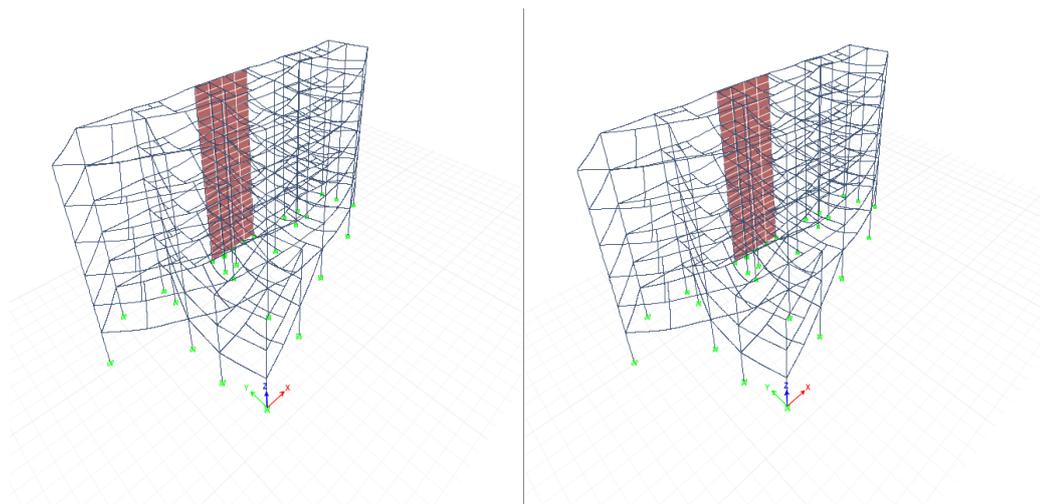
Gambar B9 : Static Nonlinear Curve arah x



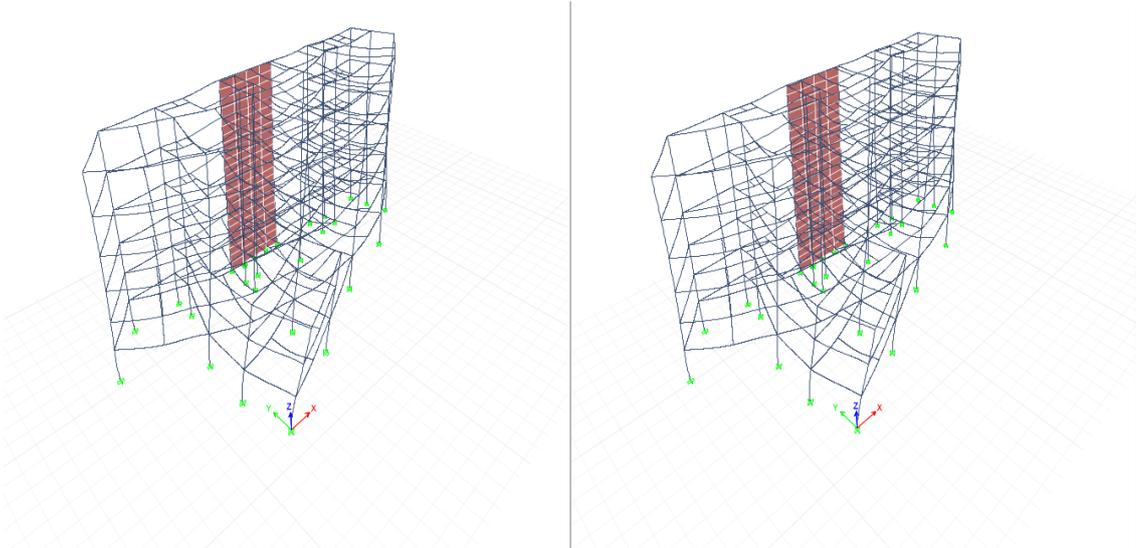
Gambar B10 : Static Nonlinear Curve arah y

Berikut ini adalah lokasi terjadinya sendi plastis dari awal hingga maksimum yang diakibatkan oleh beban dorong hasil running dengan ETABS.

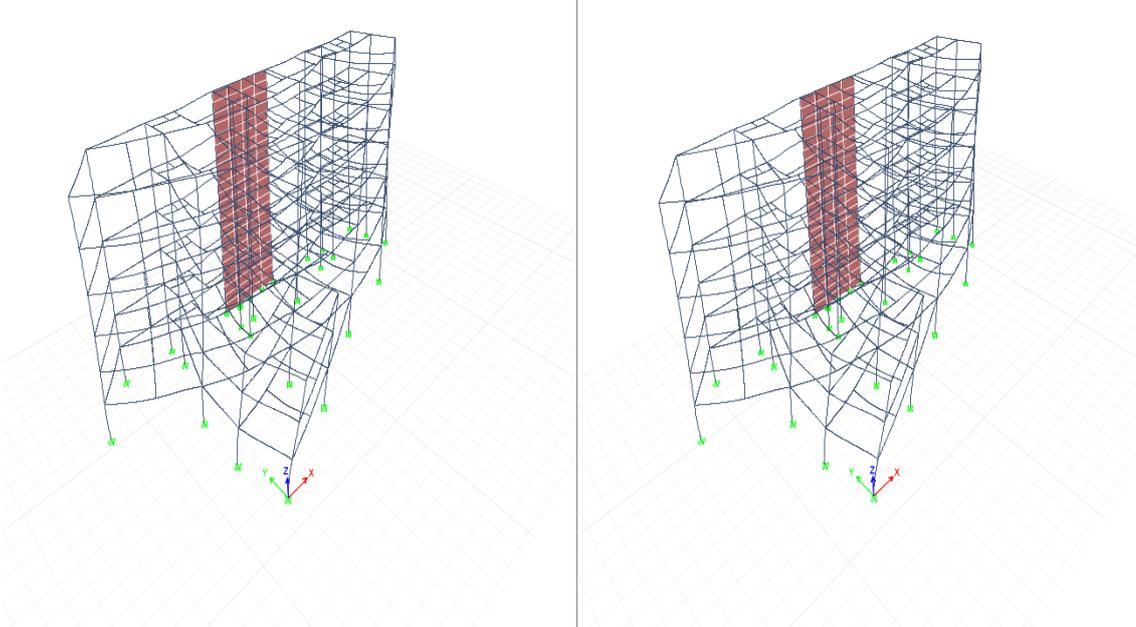
Akibat beban dorong arah x-x :



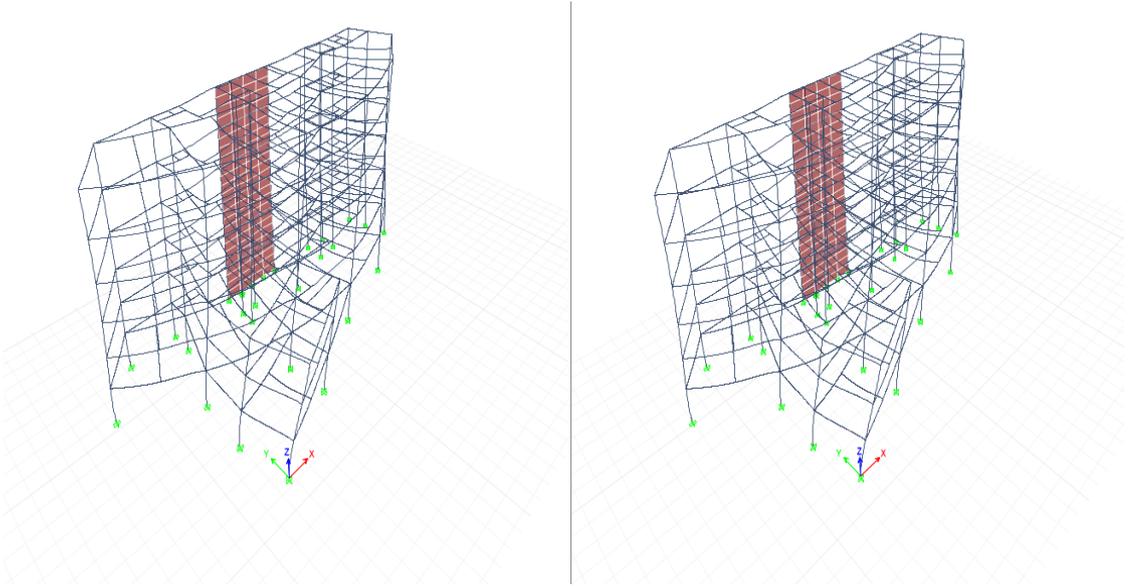
Gambar B11: Push X step 0 – 1.



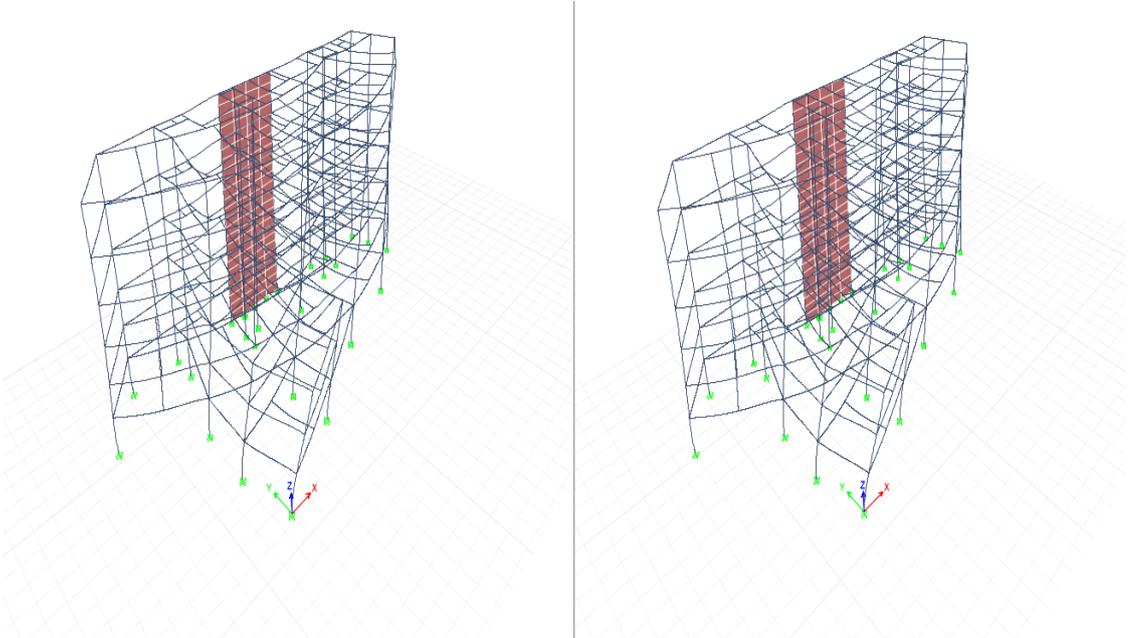
Gambar B12: Push X step 2 – 3



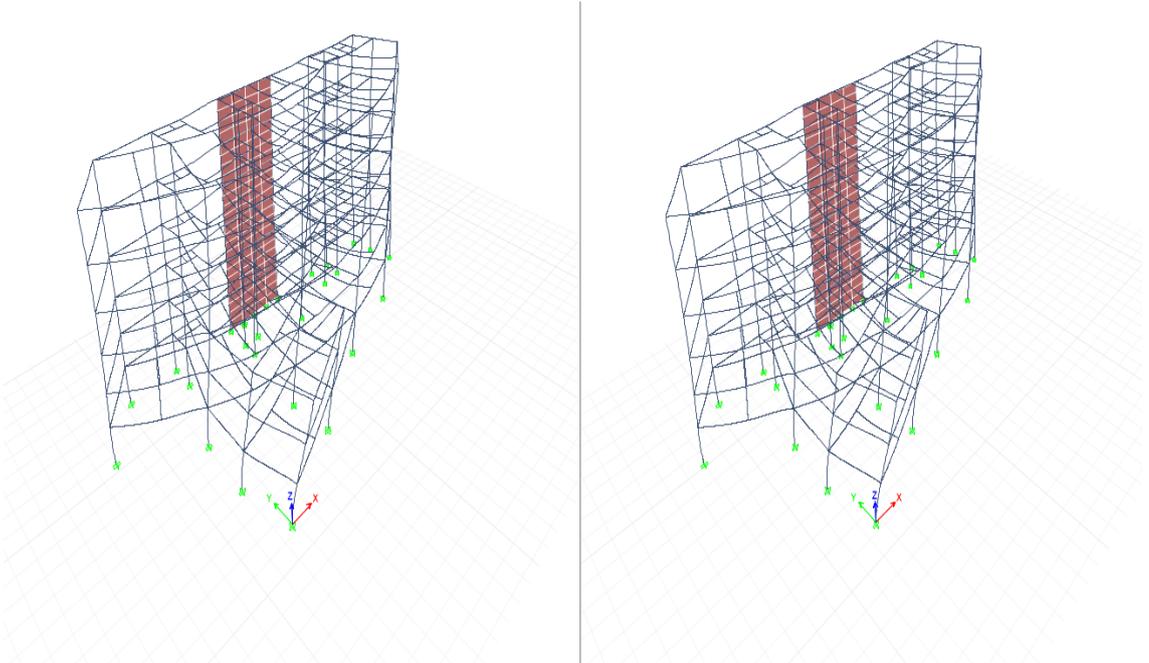
Gambar B13: Push X step 4 – 5.



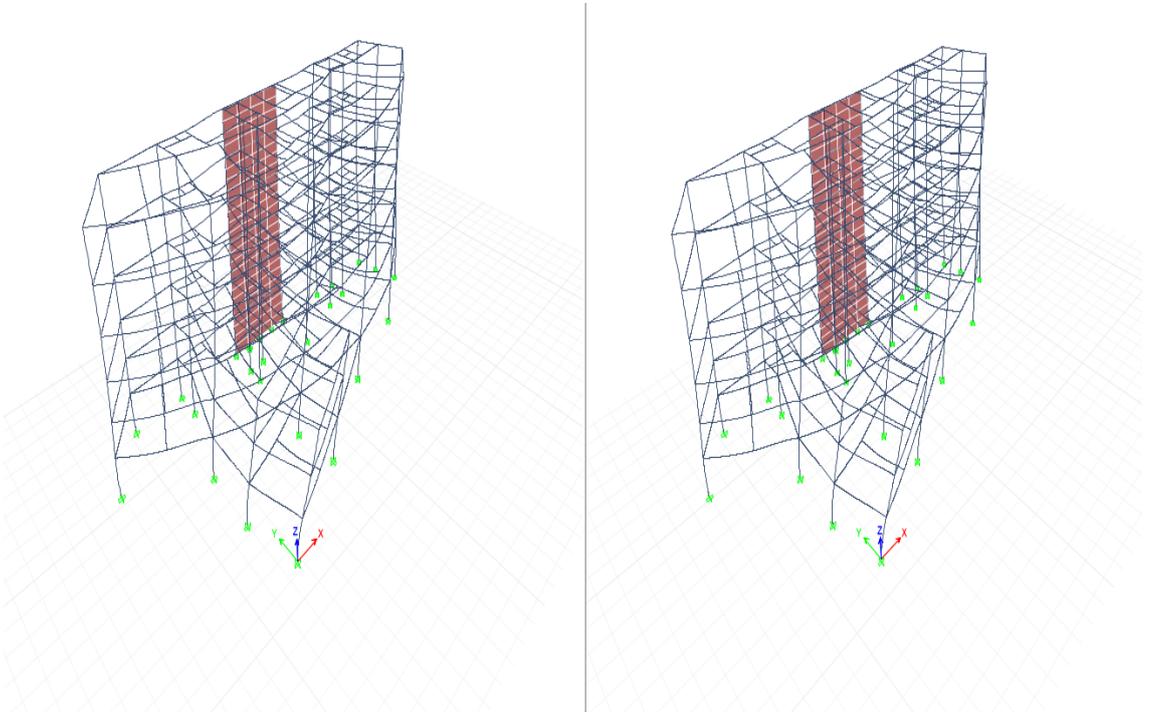
Gambar B14: Push X step 6 – 7.



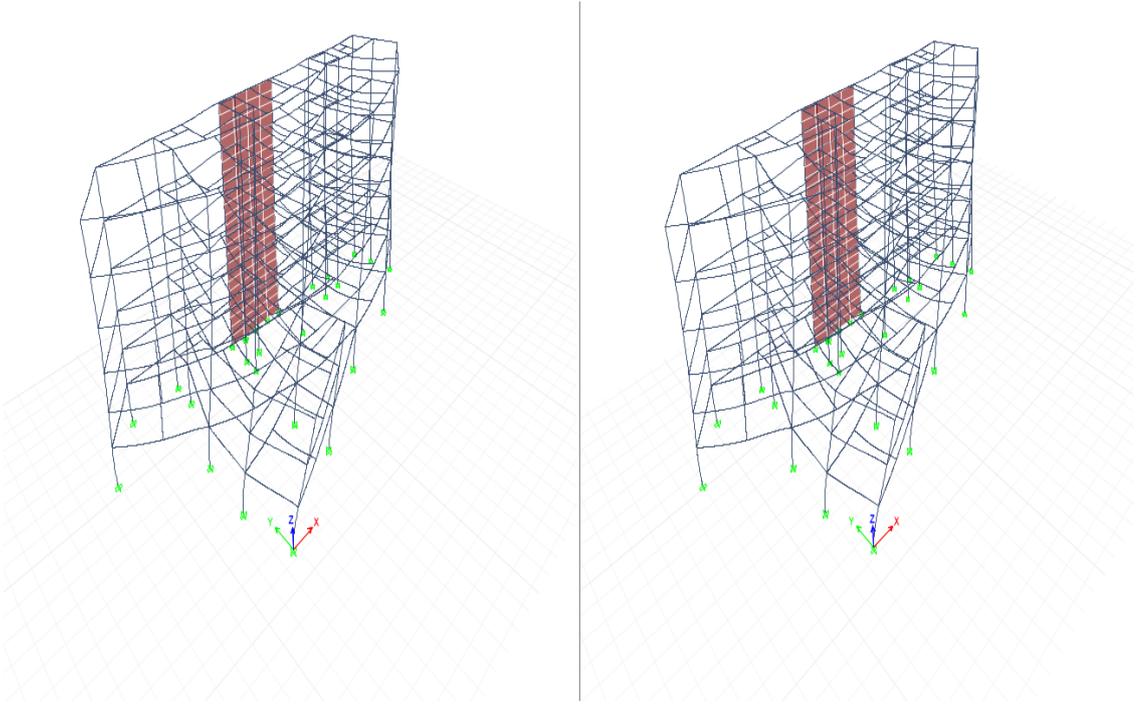
Gambar B15: Push X step 8 – 9



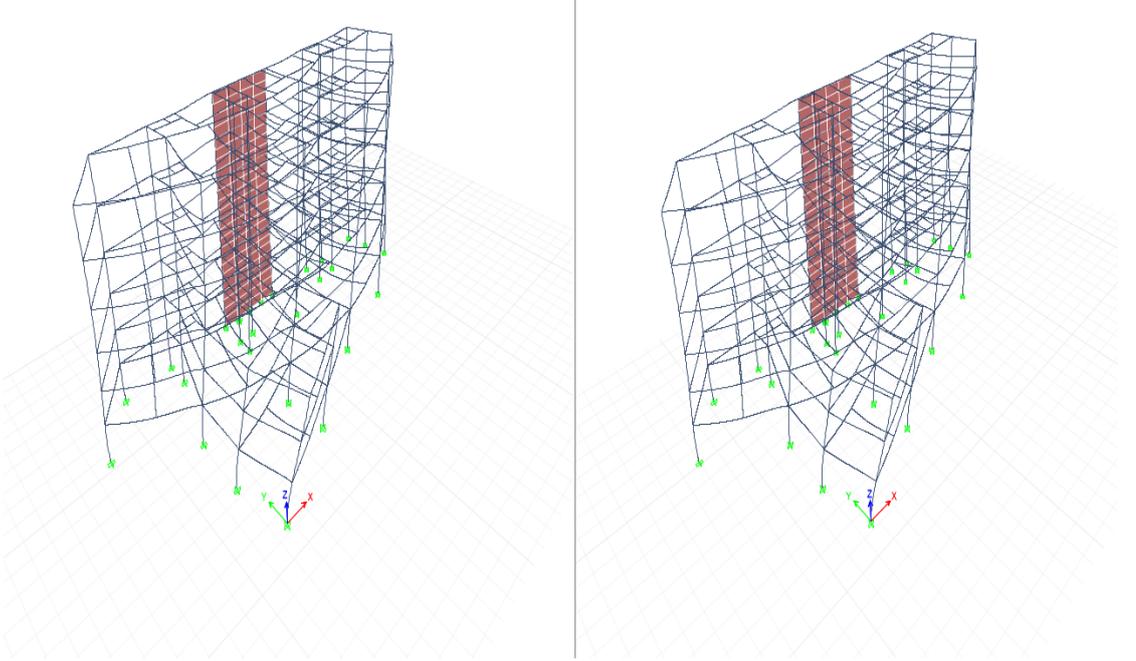
Gambar B16: Push X step 10 – 11



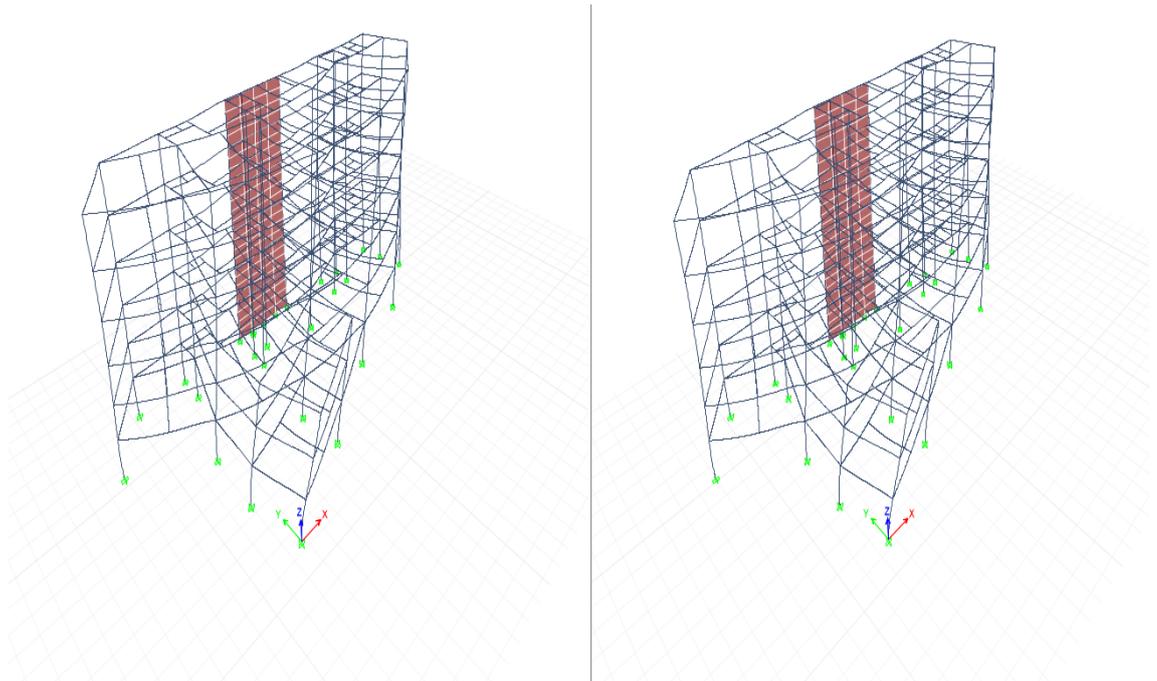
Gambar B17: Push X step 12 – 13



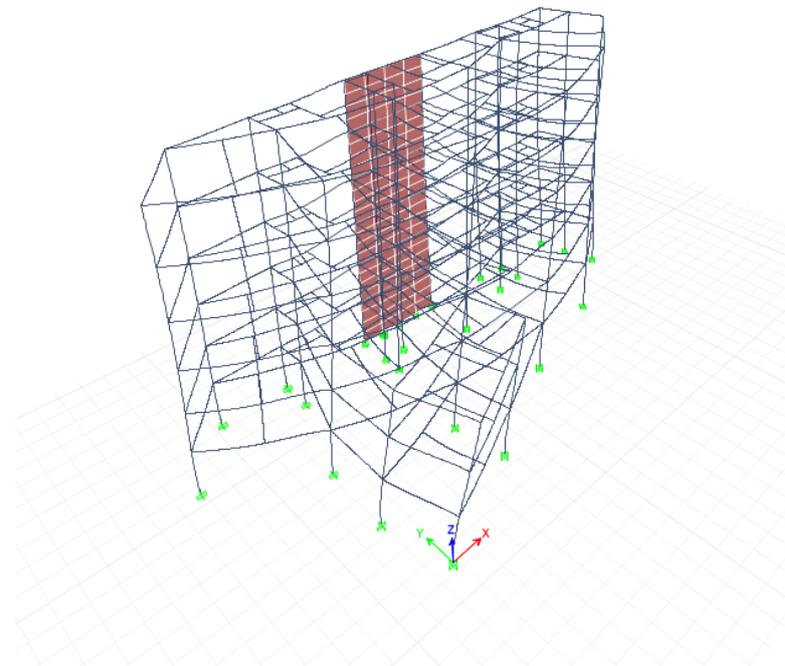
Gambar B18: Push X step 14 – 15



Gambar B19: Push X step 16 – 17

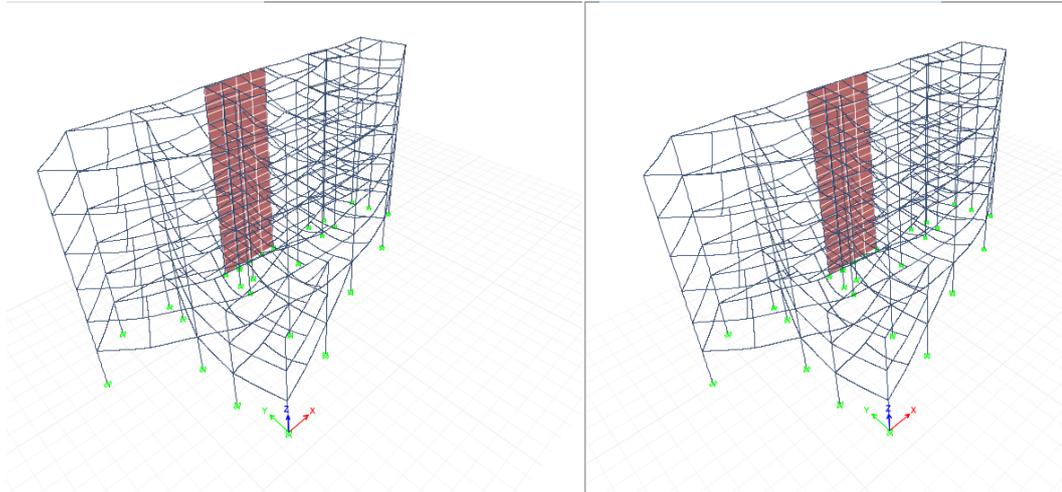


Gambar B20: Push X step 18 – 19

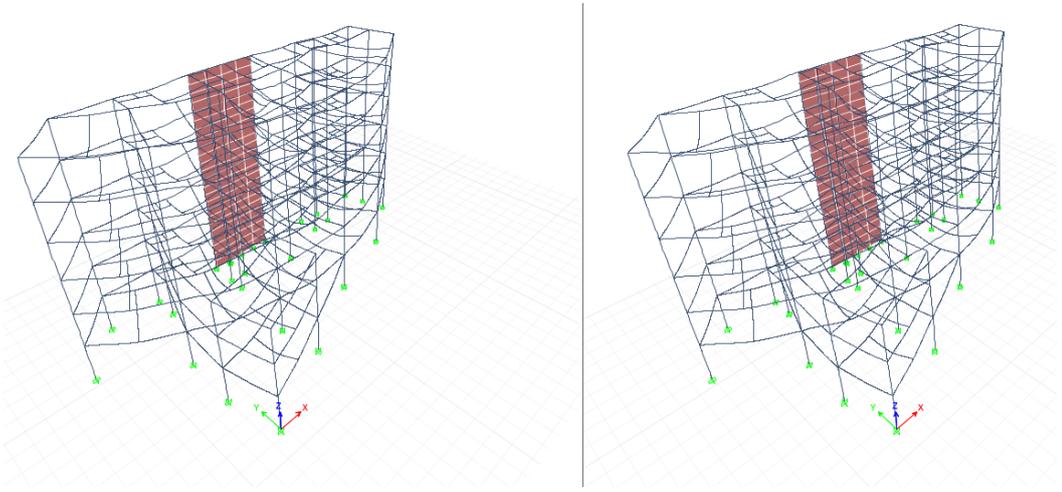


Gambar B21: Push X step 20

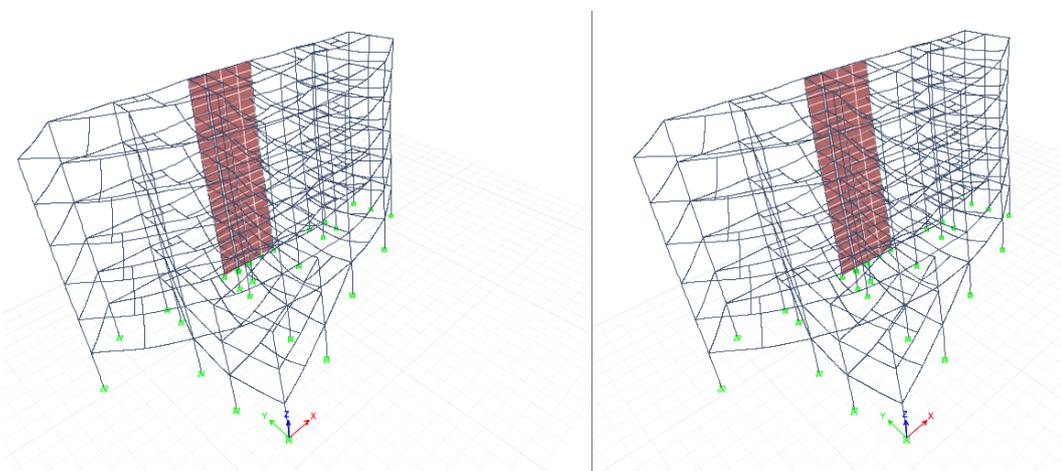
Akibat beban dorong arah y-y :



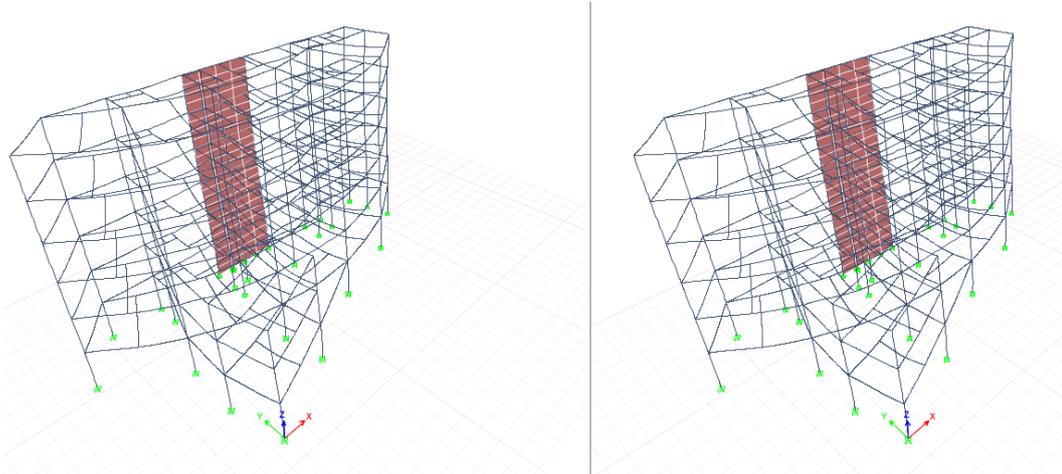
Gambar B22: Push Y step 0 – 1



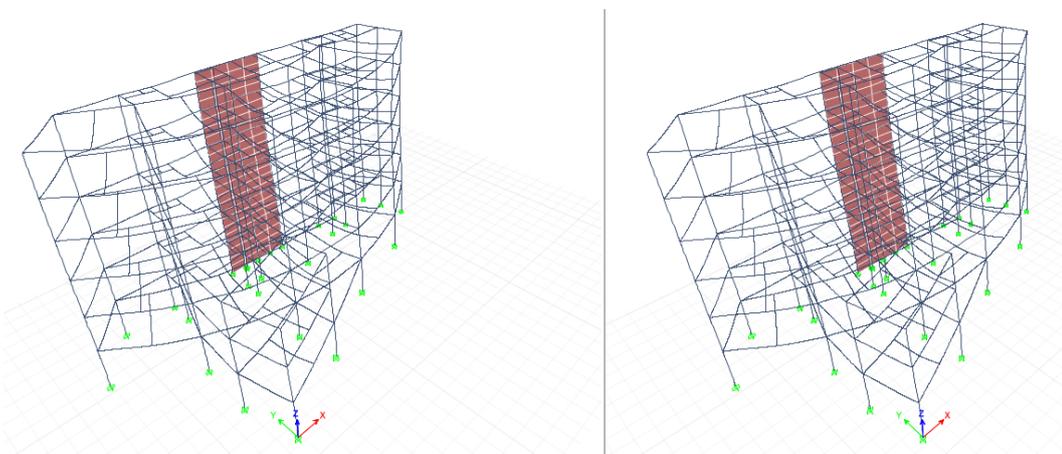
Gambar B23: Push Y step 2 – 3



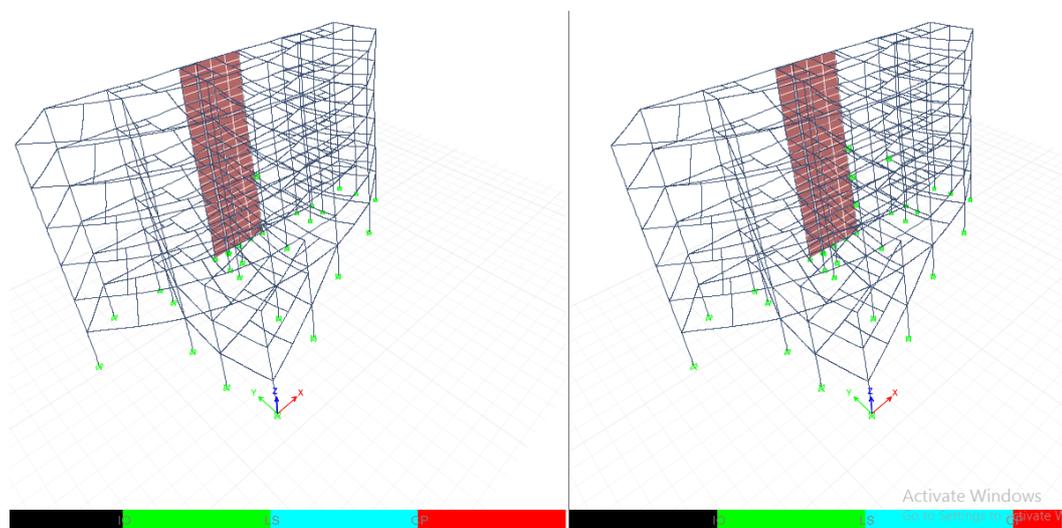
Gambar B24: Push Y step 4 – 5



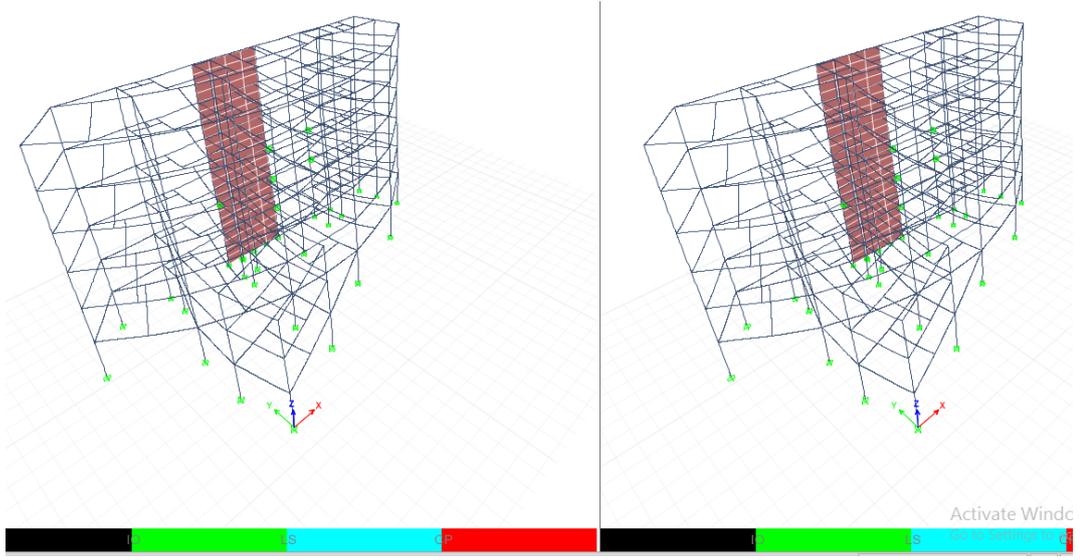
Gambar B25: Push Y step 6 – 7



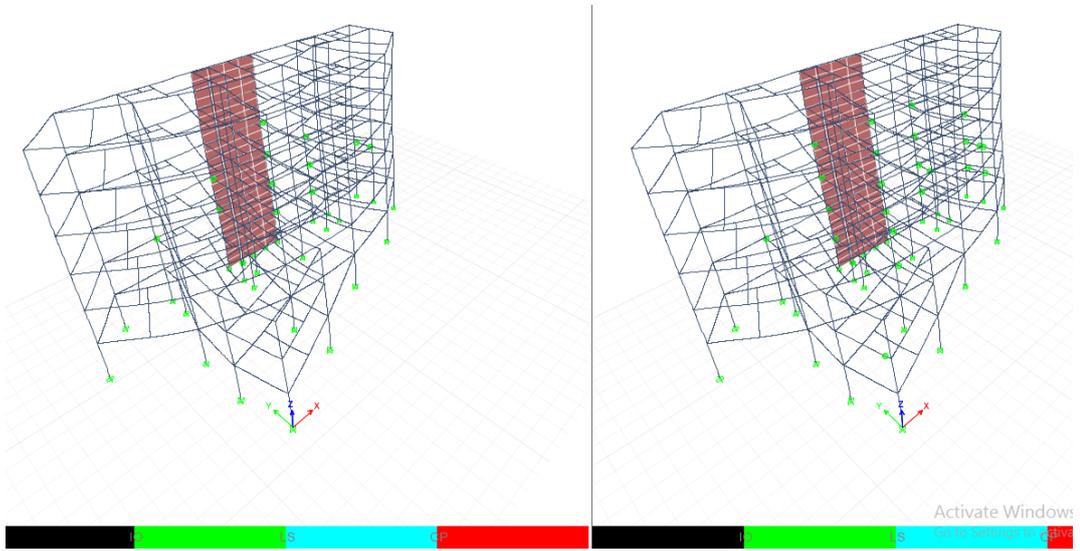
Gambar B26: Push Y step 8 – 9



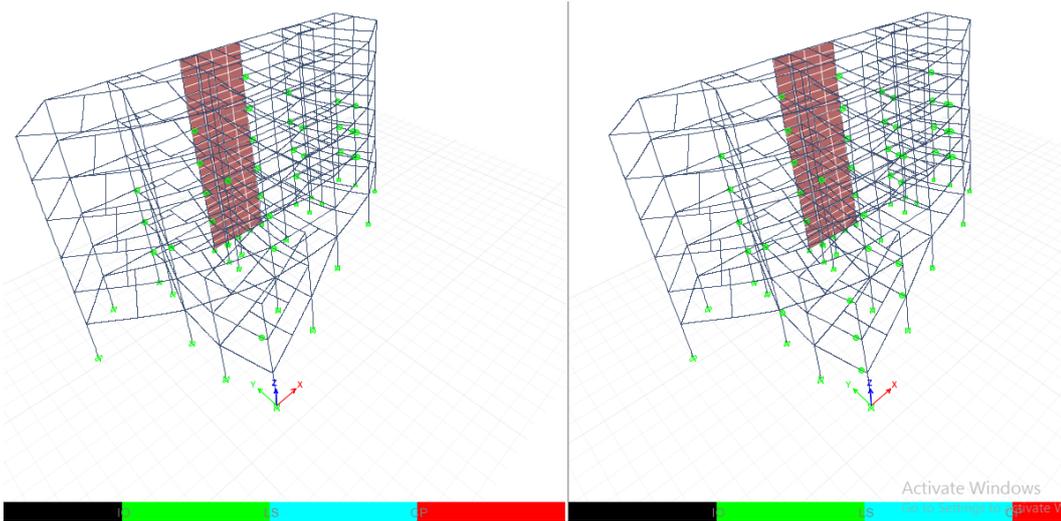
Gambar B27: Push Y step 10 – 11



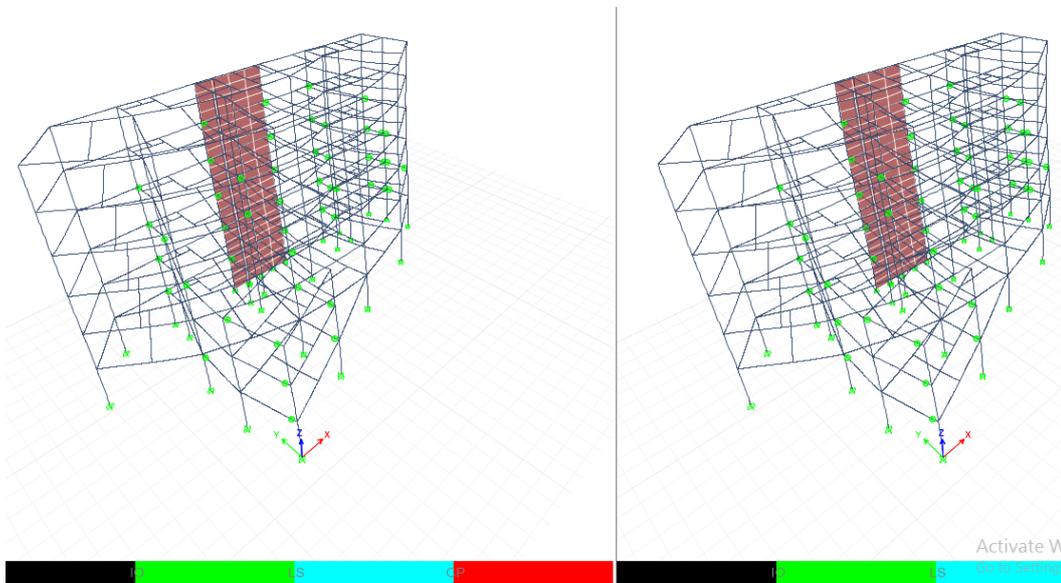
Gambar B28: Push Y step 12 – 13



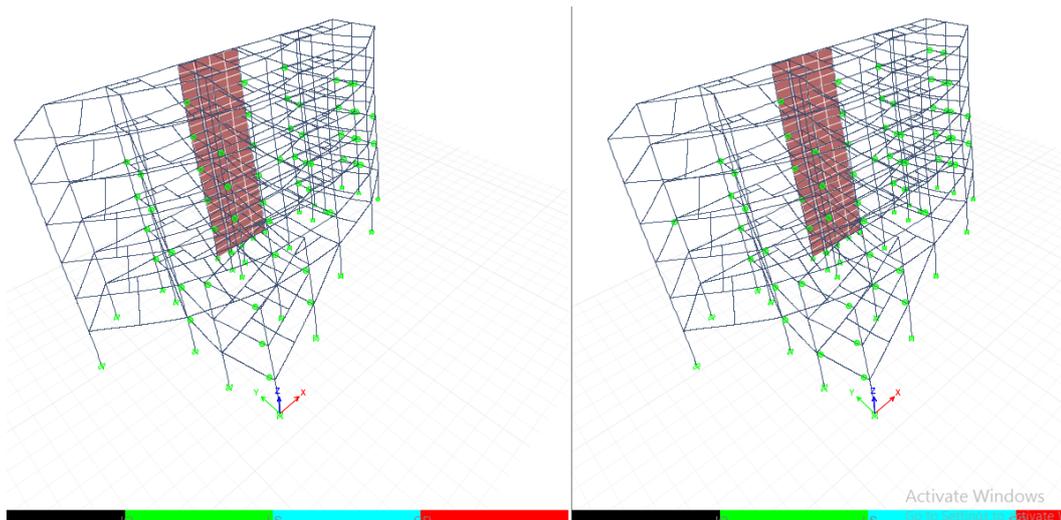
Gambar B29: Push Y step 14 – 15



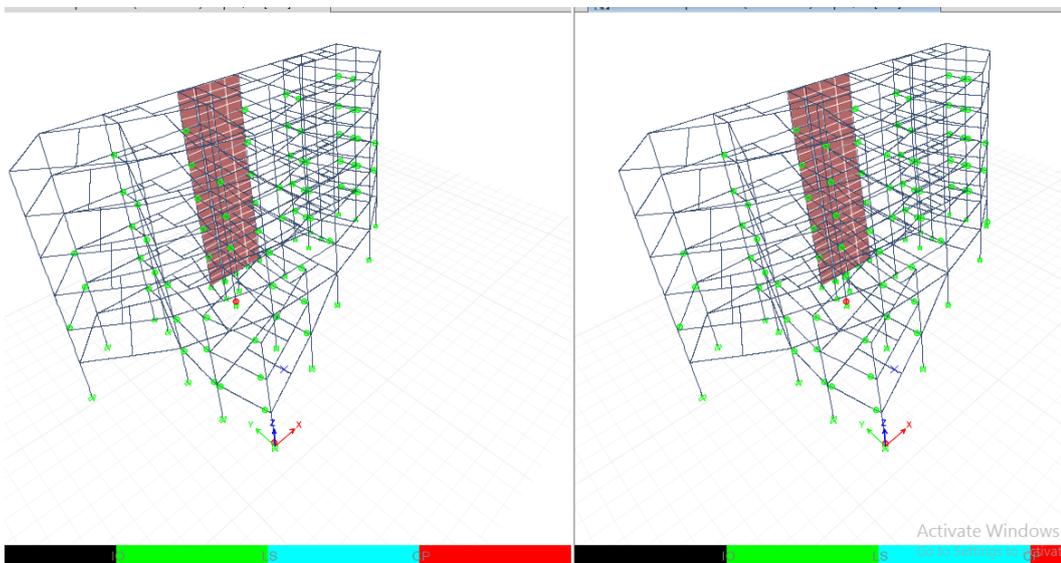
Gambar B30: Push Y step 16 – 17



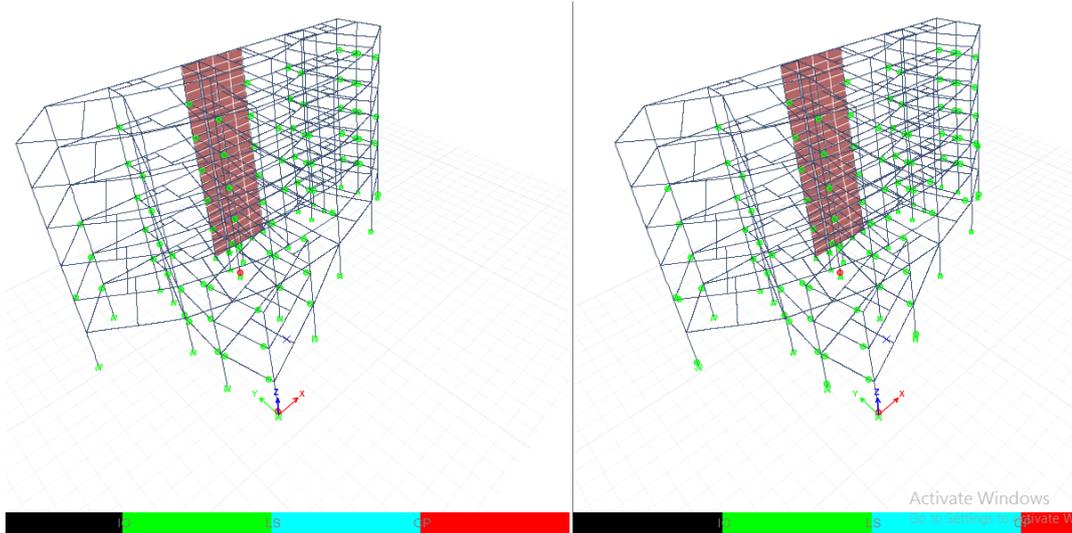
Gambar B31: Push Y step 18 – 19



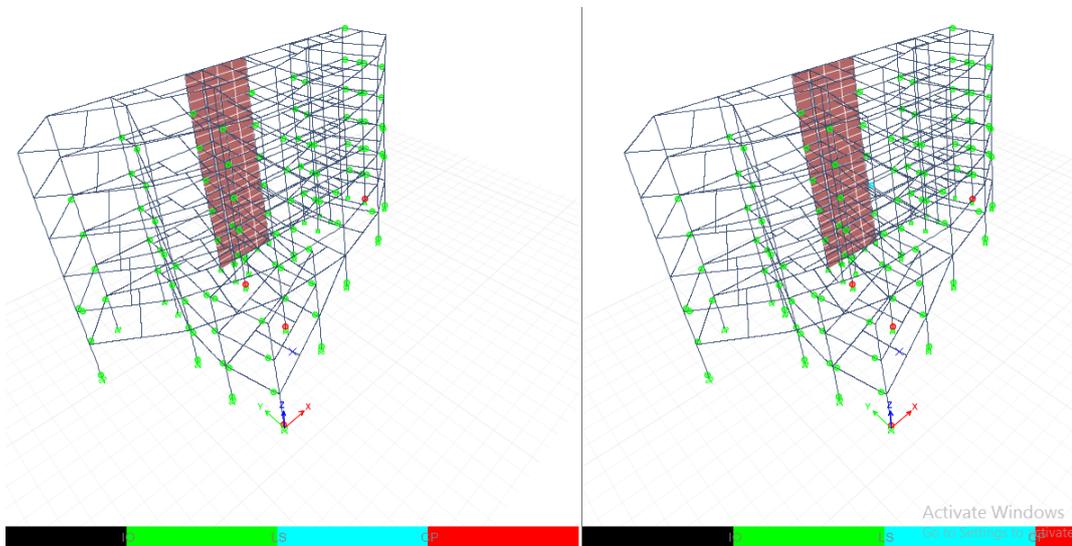
Gambar B32: Push Y step 20 – 21



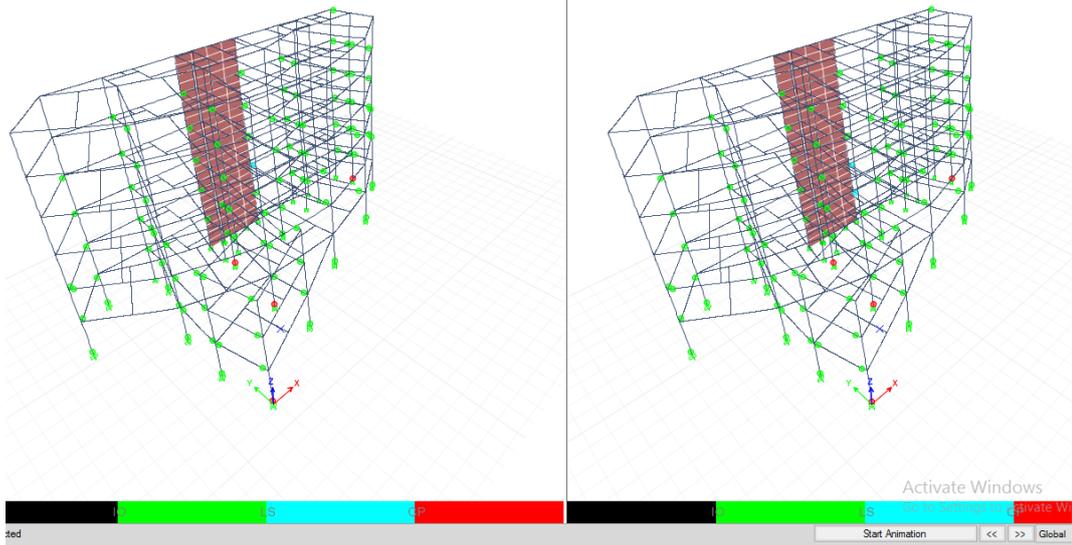
Gambar B33: Push Y step 22 – 23



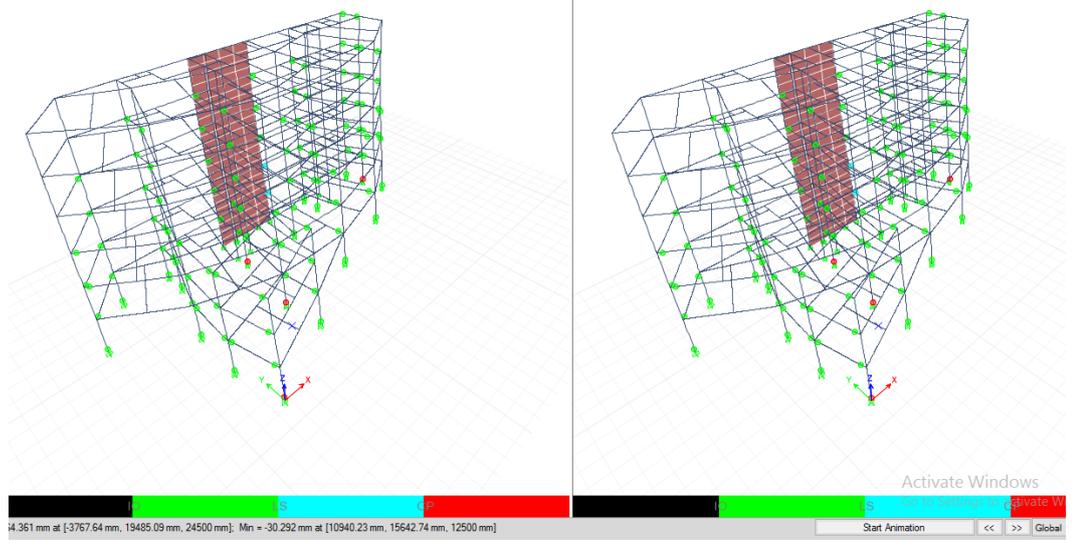
Gambar B34: Push Y step 24 – 25



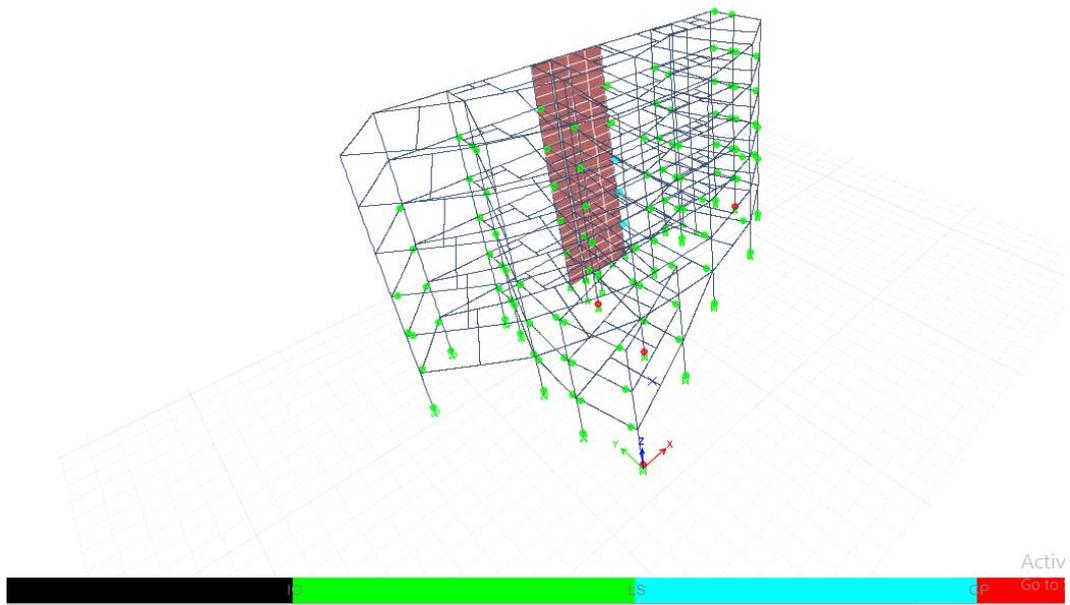
Gambar B35: Push Y step 26 – 27



Gambar B36: Push Y step 28 – 29



Gambar B37: Push Y step 30 – 31



Gambar B38: Push Y step 30 – 31

B4. Hasil Output Analisis Pushover

Berikut ini adalah output beban dorong hasil running dengan ETABS.

Tabel B9: Output Beban Dorong Arah x-x.

Step	Monitored Displ mm	Base Force kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	-0,271	0	623	39	0	0	0	662	0	0	0	662
1	0,912	452,0499	622	40	0	0	0	662	0	0	0	662
2	11,261	4343,9861	593	69	0	0	0	662	0	0	0	662
3	12,218	4686,3117	587	75	0	0	0	662	0	0	0	662
4	13,373	5082,9299	573	89	0	0	0	662	0	0	0	662
5	13,384	5086,5446	573	89	0	0	0	662	0	0	0	662
6	18,244	6660,764	535	127	0	0	0	662	0	0	0	662
7	18,254	6663,7188	534	128	0	0	0	662	0	0	0	662
8	18,254	6663,8109	534	128	0	0	0	662	0	0	0	662
9	18,256	6664,4963	534	128	0	0	0	662	0	0	0	662
10	18,269	6667,4362	534	128	0	0	0	662	0	0	0	662
11	18,329	6685,7621	533	129	0	0	0	662	0	0	0	662
12	18,338	6745,4901	507	155	0	0	0	662	0	0	0	662
13	18,771	6877,5345	505	157	0	0	0	662	0	0	0	662
14	18,777	6875,3167	505	157	0	0	0	662	0	0	0	662
15	18,789	6876,6171	505	157	0	0	0	662	0	0	0	662
16	18,815	6884,6795	505	157	0	0	0	662	0	0	0	662

Tabel B9 :Output beban dorong x-x *Lanjutan*

Step	Monitored Displ Mm	Base Force kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
17	18,826	6886,5582	505	157	0	0	0	662	0	0	0	662
18	20,566	7403,6068	492	170	0	0	0	662	0	0	0	662
19	20,581	7406,2579	492	170	0	0	0	662	0	0	0	662
20	20,876	7491,7571	492	170	0	0	0	662	0	0	0	662

Tabel B10: Output Beban Dorong Arah y-y.

Step	Monitored Displ mm	Base Force Kn	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	-2,24	0	623	39	0	0	0	662	0	0	0	662
1	-1,094	71,2227	622	40	0	0	0	662	0	0	0	662
2	8,902	679,0714	612	50	0	0	0	662	0	0	0	662
3	19,169	1213,673	585	77	0	0	0	662	0	0	0	662
4	30,255	1665,959	551	111	0	0	0	662	0	0	0	662
5	40,816	2047,54	526	136	0	0	0	662	0	0	0	662
6	45,091	2193,803	518	144	0	0	0	662	0	0	0	662
7	45,112	2193,529	518	144	0	0	0	662	0	0	0	662
8	48,53	2308,529	510	152	0	0	0	662	0	0	0	662
9	48,54	2308,965	510	152	0	0	0	662	0	0	0	662
10	59,05	2655,822	495	167	0	0	0	661	1	0	0	662

Tabel B10:Output beban dorong arah y-y

Step	Monitored Displ Mm	Base Force kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
11	69,421	2984,401	481	181	0	0	0	658	4	0	0	662
12	73,02	3096,534	477	185	0	0	0	656	6	0	0	662
13	73,03	3092,762	477	185	0	0	0	656	6	0	0	662
14	85,182	3470,045	468	194	0	0	0	650	12	0	0	662
15	95,76	3788,225	454	208	0	0	0	639	23	0	0	662
16	107,025	4115,09	444	218	0	0	0	631	31	0	0	662
17	119,821	4473,316	430	232	0	0	0	619	43	0	0	662
18	130,607	4767,316	421	241	0	0	0	614	48	0	0	662
19	140,992	5038,176	410	252	0	0	0	612	50	0	0	662
20	152,245	5306,112	403	259	0	0	0	606	56	0	0	662
21	165,243	5559,147	393	269	0	0	0	600	62	0	0	662
22	178,789	5786,481	384	278	0	0	0	588	72	0	2	662
23	189,752	5966,725	382	280	0	0	0	583	77	0	2	662
24	202,971	6182,22	377	285	0	0	0	576	84	0	2	662
25	216,26	6396,858	373	289	0	0	0	566	94	0	2	662
26	223,634	6515,125	373	288	1	0	0	554	104	1	4	662
27	224,052	6511,519	373	288	0	1	0	553	106	1	4	662
28	231,15	6636,401	372	288	1	1	0	551	105	2	4	662
29	231,579	6631,439	372	288	0	2	0	551	113	2	4	662
30	246,233	6878,549	370	290	0	2	0	543	115	2	4	662
31	258,715	7077,876	367	292	1	2	0	541	115114	2	4	662

Tabel B10:*Lanjutan*

Step	Monitored Displ Mm	Base Force kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS- CP	>CP	Total
32	198,131	3735,053	366	296	0	0	0	541	114	3	4	662

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : IRHAM HABIBI
Nama Panggilan : Irham
Tempat, Tanggal Lahir : Melati II, 04 Juni 1995
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat : Dusun Jeruk, Desa Melati II Kec.Perbaungan,
Kab.Serdang bedagai,Provinsi Sumatera Utara

Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Sugito
Ibu : Elmila Sari Nasution Spdi
No. Telp : 0812-6315-9066
Email : IrhamHabibi0406@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

1. MIS Alwasliyah Sei Tontong	Tahun Lulus 2008
2. MTS SKB 3 Mentri Sei Tontong	Tahun Lulus 2011
3. MA Alwasliyah 12 Perbaungan	Tahun Lulus 2014
4. Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara	2014 – Selesai