

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ALTERNATIF GEDUNG STRUKTUR BAJA MENGGUNAKAN BRESING DENGAN ANALISIS PUSHOVER PADA GEDUNG KULIAH UINSU MEDAN

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

DI SUSUN OLEH:

TIRTA AYU ANANDA

1507210173



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 : Tirta Ayu Ananda

Npm : 1507210173

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Perencanaan Alternatif Gedung Struktur Baja Menggunakan
Bresing Dengan Analisis Pushover Pada Gedung Kampus UINSU
Medan

Bidang Ilmu : Struktur

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada
Panitia Ujian

Medan, 26 September 2019

Pembimbing I

Tondi Amrisyul Putra, ST, MT

Pembimbing II

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, M.Sc

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Tirta Ayu Ananda

NPM : 1507210173.

Program Studi : Teknik Sipil.

Judul Skripsi : Perencanaan alternatif gedung struktur baja menggunakan bresing dengan analisis *Pushover* pada gedung kuliah UINSU.

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, September 2019

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

(Tondi Amriyah Putra, ST, MT)

Dosen Pembimbing II / Peguji

(Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc)

Dosen Pembanding I / Penguji

(Dr. Ade Faisal, ST, MSc)

Dosen Pembanding II / Peguji

(Bambang Hadibroto, ST, MT)

Program Studi Teknik Sipil
Ketua,
(Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc)

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Tirta Ayu Ananda

Tempat /Tanggal Lahir: Perbaungan, 07 Agustus 1997

NPM : 1507210173

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil

Menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul: “Perencanaan Alternatif Gedung Struktur Baja Menggunakan Bresing dengan Analisis Pushover Pada Gedung Kuliah UINSU”, bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinal dan otentik.

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

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

Medan, September 2019



Saya yang menyatakan,

Tirta Ayu Ananda

ABSTRAK

PERENCAAN ALTERNATIF GEDUNG STRUKTUR BAJA MENGUNAKAN BRESING DENGAN ANALISIS PUSHOVER PADA GEDUNG KULIAH UINSU MEDAN

Tirta Ayu Ananda
1507210173

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT
Dr. Fahrizal Zulkarnain

Gedung kampus UINSU menggunakan struktur gedung beton bertulang yang memiliki tinggi 6 lantai. Pada tugas akhir ini akan membahas tentang perencanaan ulang gedung UINSU dengan struktur beton bertulang menjadi gedung UINSU dengan struktur baja. Bangunan bertingkat tinggi merupakan struktur gedung yang rentan terhadap gaya lateral sehingga harus dirancang dengan penahan gaya lateral. Salah satu sistem penahan gaya lateral yaitu bresing. Tugas Akhir ini bertujuan untuk mengetahui nilai simpangan, berat struktur, gaya dalam, dan bentuk deformasi linier dan tidak linier pada bangunan struktur SRPMK baja dengan bresing konsentris berdasarkan analisa *pushover* yang di rencanakan dengan tinggi gedung 23,7 m. Sistem struktur yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen khusus. Model pertama (Model 1) SRPMK baja direncanakan gedung berlantai 6. Model kedua (Model 2) gedung yang sama dengan bresing konsentris. Model ketiga (model 3) sama dengan model kedua dengan memindahkan posisi bresing. Gedung difungsikan sebagai gedung perkuliahan yang terletak di kota Medan Provinsi Sumatera Utara dengan kondisi tanah lunak. Konstruksi kolom menggunakan struktur baja HBeam & IWF dan balok menggunakan struktur baja IWF. Nilai simpangan pada tingkat paling atas gedung model 1 ($X = 0.011523$ m, $Y = 0.01416$ m) Nilai simpangan pada gedung model 2 ($X = 0.005326$ m, $Y = 0.007404$ m). Nilai simpangan pada gedung model 3 ($X = 0.005602$ m, $Y = 0.006612$ m). Nilai gaya geser dasar pada arah x setiap model, (model 1 = 370.4995 kN), (model 2 = 295.5219 kN), (model 3 = 426.5512 kN). Model yang paling sesuai menurut SNI setelah diteliti adalah model 3.

Kata kunci : struktur baja, bresing, pushover, simpangan, gaya dalam

ABSTRACT

ALTERNATIVE DESIGN OF STEEL STRUCTURE BUILDING USING PUSHOVER ANALYSIS IN UINSU MEDAN COLLEGE BUILDING

Tirta Ayu Ananda
1507210173

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT
Dr. Fahrizal Zulkarnain

The UINSU campus building uses a reinforced concrete building structure that has a height of 6 floors. In this thesis will discuss the re-planning of UINSU buildings with reinforced concrete structures into UINSU buildings with steel structures. High-rise buildings are building structures that are susceptible to lateral forces so they must be designed with lateral force retaining. One lateral force retaining system is bresing. This Final Project aims to determine the deviation value, structure weight, internal force, and the form of linear and non-linear deformation in SRPMK steel structure buildings with concentric bresing based on planned pushover analysis with a building height of 23.7 m. The structural system used is a special moment bearing frame system. The first model (Model 1) SRPMK steel is planned to be a 6-storey building. The second model (Model 2) is the same building with concentric bracing. The third model (model 3) is the same as the second model by moving the branding position. The building functions as a lecture building located in Medan, North Sumatra Province with soft soil conditions. Column construction uses HBeam & IWF steel structures and beams using IWF steel structures. Deviation value at the top level of model 1 building ($X = 0.011523$ m. $Y = 0.01416$ m) Deviation value at model 2 building ($X = 0.005326$ m, $Y = 0.007404$ m). Deviation values in the model 3 building ($X = 0.005602$ m. $Y = 0.006612$ m). The value of the basic shear force in the x direction of each model, (model 1 = 370.4995 kN), (model 2 = 295.5219 kN), (model 3 = 426.5512 kN). The most suitable model according to SNI after research is model 3.

Keywords: Steel Structure, Bresing, Pushover, Deviation, Internal Forces

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadirat Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Perencanaan Alternatif Gedung Struktur Baja Menggunakan Bresing Dengan Analisis Pushover Pada Gedung Kuliah UINSU” 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 Putra, 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, ST, MSc, selaku Dosen Pembimbing II sekaligus ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal, ST, MSc, selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji sekaligus Wakil Dekan I Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Bambang Hadibroto, ST, MT, selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
5. Bapak Munawar Alfansury Siregar ST, MT, selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.

7. Kedua Orang tua penulis: Ayahanda tercinta Eddi Syahputra, dan Ibunda tercinta Painsi, yang selalu berdoa, berjuang memberikan segala yang terbaik dan telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis dan Abangda tersayang Dirga Ananda, juga adikku tersayang Cahaya Pertiwi Ananda.
8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Sahabat-sahabat penulis: Muhammad Khalif, Ryan Adrianto, Rizky Fahrizal, Jefry Rahmad Fadil, Rizqi Amalia, Ratu Irmis Balqis, Inriyani, juga teman-teman Teknik Sipil angkatan 2015 terkhusus teman-teman B2 Siang yang tidak bisa disebutkan satu persatu, Semoga Allah SWT memberi balasan atas segala bantuan yang diberikan.
10. Kepada Alfi Fadillah yang telah banyak membantu penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini, yang selalu mendampingi dalam suka maupun duka, selalu memberi semangat untuk terus berjuang menyelesaikan tugas akhir ini.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Akhir kata semoga skripsi ini dapat memberikan manfaat bagi semua pihak.

Medan, September 2019

Tirta Ayu Ananda

DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI	iv
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vi
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR NOTASI	xix
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Ruang Lingkup	2
1.4 Tujuan Penelitian	2
1.5 Manfaat Penelitian	3
1.6 Sistematika Penulisan	3
BAB 2 LANDASAN TEORI	5
2.1 Gempa Bumi	5
2.1.1 Jenis-jenis gempa	5
2.2 Standarisasi Beban Gempa Berdasarkan SNI 1726-2012	7
2.2.1 Kategori Resiko Bangunan	7
2.2.2 Faktor Keutamaan Gempa	9
2.2.3 Klasifikasi Situs	9
2.2.4 Parameter percepatan terpetakan	10
2.2.5 Koefisien Situs	10
2.2.6 Parameter Percepatan Spektral Desain	12
2.2.7 Spektrum Respon Desain	12
2.2.8 Koefisien Modifikasi Respon	14
2.2.9 Perioda Alami Struktur	14

2.3 Struktur Baja Dengan Bracing	16
2.3.1 Sistem Rangka Bracing Konsentrik (SRBK)	16
2.3.2 Persyaratan untuk system rangka bresing konsentrik khusus (SRBKK)	18
2.3.3 Persyaratan khusus untuk konfigurasi bresing khusus	19
2.4 Perencanaan Struktur Tahan Gempa	19
2.4.1 Evaluasi Struktur Dengan Analisis Statik Non Linier	21
2.4.1.1 Properti Analisis Statik Nonlinier	21
2.4.1.2 Kurva Kapasitas Struktur	21
2.4.1.3 Target Perpindahan	23
2.4.1.4 Metode Capacity Spectrum (STC-40)	24
2.4.1.5 Metode Displacement Coefficient FEMA 356	24
2.4.1.6 Metode Displacement Coefficient FEMA 440	24
BAB 3 METODE PENELITIAN	28
3.1 Bagan Alir Penelitian	28
3.2. Pemodelan Struktur	29
3.2.1 Data Perencanaan Struktur	29
3.2.2 Konfigurasi Bangunan	30
3.2.3 Dimensi Kolom-Balok	34
3.3 Analisa Struktur	35
3.3.1 Analisis Dinamik Struktur Linear	35
3.3.1.1 Pembebanan	35
3.3.1.2 Beban Amplop	36
3.3.1.3 Respon Spektrum Desain Gempa	37
3.3.1.4 Kombinasi Pembebanan	38
3.3.1.5 Perhitungan Tangga	39
3.3.1.6 Perhitungan Lift	40
3.3.1.7 Analisis Respon Spektrum Ragam	41
3.4 Langkah-Langkah Pemodelan Dari Metode <i>Pushover</i>	42
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN	47
4.1 Hasil Model Linier Dan NonLinier	47
4.2 Hasil Analisa Linier	47

4.2.1 Model 1	47
4.2.1.1 Koreksi Faktor Skala Gaya	47
4.2.1.2 Pengecekan Gaya Geser Dasar (<i>base shear</i>)	51
4.2.1.3 Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai	52
4.2.1.4 Nilai Simpangan Gedung	52
4.2.1.5 Pengaruh Efek P-Delta	53
4.2.1.6 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal	54
4.2.1.7 pengecekan ketidakberaturan vertical	60
4.2.2 Model 2	65
4.2.2.1 Koreksi Faktor Skala Gaya	65
4.2.2.2 Pengecekan Gaya Geser Dasar (<i>base shear</i>)	68
4.2.2.3 Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai	69
4.2.2.4 Nilai Simpangan Gedung	70
4.2.2.5 Pengaruh Efek P-Delta	71
4.2.2.6 Persyaratan Penggunaan Sistem Ganda	71
4.2.2.7 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal	74
4.2.2.8 pengecekan ketidakberaturan vertical	80
4.2.3 Model 3	86
4.2.3.1 Koreksi Faktor Skala Gaya	86
4.2.3.2 Pengecekan Gaya Geser Dasar (<i>base shear</i>)	89
4.2.3.3 Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai	90
4.2.3.4 Nilai Simpangan Gedung	91
4.2.3.5 Pengaruh Efek P-Delta	92
4.2.3.6 Persyaratan Penggunaan Sistem Ganda	92
4.2.3.7 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal	95
4.2.3.8 pengecekan ketidakberaturan vertical	101
4.3 Hasil Analisa Nonlinier	106
4.3.1 Model 1	106
4.3.1.1 Kurva Kapasitas (<i>Capacity Curve</i>)	106
4.3.1.2 Mekanisme Sendi Plastis	107
4.3.2 Model 2	110
4.3.2.1 Kurva Kapasitas (<i>Capacity Curve</i>)	110

4.3.2.2 Mekanisme Sendi Plastis	112
4.3.3 Model 3	115
4.3.3.1 Kurva Kapasitas (<i>Capacity Curve</i>)	115
4.3.3.2 Mekanisme Sendi Plastis	116
4.4 Perbandingan Analisa struktur antar model	119
4.4.1 Gaya geser dasar	119
4.4.2 simpangan gedung	121
4.4.3 Cek Ketidakberaturan Torsi	123
4.4.4 perbandingan perpindahan dengan gaya geser dasar	124
4.4.5 Kinerja struktur menggunakan metode FEMA 440	126
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	127
5.1 Kesimpulan	127
5.2 Saran	127
Daftar pustaka	129
Lampiran	
Daftar Riwayat Hidup	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Kurva Spektrum Respons Desain	13
Gambar 2.2	Tipe sistem rangka bracing konsentrik (AISC-2010)	17
Gambar 2.3	(a) Beam Sway Mechanism (b) Column Sway Mechanism	20
Gambar 2.4.	Penentuan Titik Kinerja menurut Metode Spektrum Kapasitas	23
Gambar 2.5	Metode displacement coefficient FEMA 356	25
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	28
Gambar 3.2	(a) Denah lantai struktur model 1, (b) proyeksi bangunan model 1, (c) proyeksi bangunan 3D model 1, (d) proyeksi bangunan 3D model 2, (e) denah lantai struktur model 2, (f) proyeksi bangunan model 2, (g) proyeksi bangunan 3D model 3, (h) denah lantai struktur model 3, (i) proyeksi bangunan model 3, (j) proyeksi bangunan 3D model 3	30
Gambar 3.3	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Medan dengan jenis tanah lunak.	38
Gambar 3.4	Menentukan titik tinjau	42
Gambar 3.5	<i>Static Nonlinear Case</i>	43
Gambar 3.6	<i>Input Static Nonlinear Case Gravity</i>	43
Gambar 3.7	<i>Input Static Nonlinear Pushover Case (PUSHOVER -X)</i>	44
Gambar 3.8	<i>Input Static Nonlinear Pushover Case (PUSHOVER -Y)</i>	44
Gambar 3.9	<i>Input hinge</i> pada balok	45
Gambar 3.10	<i>Input hinge</i> pada kolom	46
Gambar 4.1	Diagram geser nominal kumulatif sepanjang tinggi bangunan model 1	51
Gambar 4.2	Denah Struktur model 1	54
Gambar 4.3	Opening pada lantai 2 model 1	59
Gambar 4.4	Diagram geser nominal kumulatif sepanjang tinggi	

	bangunan model 2	69
Gambar 4.5	Denah Struktur model 2	79
Gambar 4.6	Opening pada lantai 2 model 2	79
Gambar 4.7	Diagram geser nominal kumulatif sepanjang tinggi bangunan	89
Gambar 4.8	Denah Struktur model 3	99
Gambar 4.9	Opening pada lantai 2 model 3	100
Gambar 4.10	Kurva kapasitas akibat pushover arah x model 1	106
Gambar 4.11	Kurva kapasitas akibat pushover arah y model 1	107
Gambar 4.12	Terjadi sendi plastis pertama kali step 41 arah x model 1	108
Gambar 4.13	Sendi plastis maksimum step 142 arah y model 1	108
Gambar 4.14	Sendi plastis pertama kali step 38 arah y model 1	109
Gambar 4.15	Sendi plastis maksimum step 146 arah y model 1	109
Gambar 4.16	Kurva kapasitas akibat pushover arah x model 2	111
Gambar 4.17	Kurva kapasitas akibat pushover arah y model 2	111
Gambar 4.18	Sendi plastis pertama kali pada step 1 arah x model 2	112
Gambar 4.19	Sendi plastis maksimum pada step 20 arah x model 2	113
Gambar 4.20	Sendi plastis pertama kali step 1 arah y model 2	113
Gambar 4.21	Sendi plastis maksimum step 21 arah y model 2	114
Gambar 4.22	Kurva kapasitas akibat pushover arah x model 3	115
Gambar 4.23	Kurva kapasitas akibat pushover arah y model 3	116
Gambar 4.24	Sendi plastis pertama kali step 3 arah x model 3	117
Gambar 4.25	Sendi plastis maksimum step 29 arah x model 3	117
Gambar 4.26	Sendi plastis pertama kali step 3 arah y model 3	118
Gambar 4.27	Sendi plastis maksimum step 31 arah y model 3	118
Gambar 4.28	Grafik perbandingan gaya geser dasar tiap model arah x	120
Gambar 4.29	Grafik perbandingan gaya geser dasar tiap model arah y	121
Gambar 4.30	Grafik perbandingan nilai simpangan gedung tiap model arah x	122
Gambar 4.31	Grafik perbandingan nilai simpangan gedung tiap model arah y	123
Gambar 4.32	Perbandingan nilai gaya geser dan perpindahan tiap model arah x	123
Gambar 4.33	Grafik perbandingan gaya geser dan perpindahan tiap model arah y	130

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	kategori resiko bangunan	7
Tabel 2.2	Faktor keutamaan gempa	9
Tabel 2.3	Klasifikasi situs	9
Tabel 2.4	Koefisien Situs, F_a	11
Tabel 2.5	Koefisien Situs, F_1	12
Tabel 2.6	Nilai R dan C_d	14
Tabel 2.7	Nilai C_t dan x	15
Tabel 2.8	Nilai C_u	15
Tabel 3.1	Ukuran balok dan kolom	34
Tabel 3.2	Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.	35
Tabel 3.3	Beban hidup pada lantai dan atap struktur berdasarkan SNI 1727:2013.	35
Tabel 3.4	Beban mati amplop pada balok	36
Tabel 3.5	Beban hidup amplop pada balok	36
Tabel 3.6	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1.5$, $S_{DS} = 0.558$.	38
Tabel 3.7	Material Tangga	39
Tabel 3.8	Dimensi Tangga	40
Tabel 3.9	Beban pada tangga	40
Tabel 3.10	Data perencanaan lift	40
Tabel 4.1	Nilai C_s Model 1	48
Tabel 4.2	Hasil output berat sendiri struktur model 1	48
Tabel 4.3	Nilai Story Shear untuk gaya lateral static ekivalen Model I	49
Tabel 4.4	Gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 model 1	50
Tabel 4.5	Gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 model 1	50
Tabel 4.6	Nilai gaya geser perlantai gedung model 1	51
Tabel 4.7	Nilai V_t sb. x dan y Model 1	52
Tabel 4.8	Nilai Simpangan Antar Lantai arah x model 1	53

Tabel 4.9	Nilai simpangan antar lantai arah y model 1	53
Tabel 4.10	Ketidakteraturan Horizontal	54
Tabel 4.11	Maximal simpangan antar lantai arah x model 1	56
Tabel 4.12	Minimal simpangan antar lantai arah x model 1	56
Tabel 4.13	Cek ketidakteraturan torsi >1,2 arah x model 1	56
Tabel 4.14	Maximal simpangan antar lantai arah y model 1	57
Tabel 4.15	Minimal simpangan antar lantai arah y model 1	57
Tabel 4.16	Cek ketidakteraturan torsi >1,2 arah y model 1	57
Tabel 4.17	Ketidakteraturan vertikal	60
Tabel 4.18	Pengecekan ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak 1a arah x model 1	61
Tabel 4.19	Pengecekan ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak 1a arah y model 1	61
Tabel 4.20	Pengecekan ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak 1b arah x model 1	62
Tabel 4.21	Pengecekan ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak 1b arah y model 1	62
Tabel 4.22	Pengecekan ketidakteraturan berat (massa) model 1	63
Tabel 4.23	Pengecekan ketidakteraturan kuat lateral tingkat 5a model 1	64
Tabel 4.24	Pengecekan ketidakteraturan kuat lateral model 1	64
Tabel 4.25	Nilai C_s model 2	66
Tabel 4.26	Hasil output berat sendiri struktur model 2	66
Tabel 4.27	Nilai Story Shear untuk gaya lateral static ekuivalen Model 2	67
Tabel 4.28	Gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 model 2	67
Tabel 4.29	Gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 model 2	68
Tabel 4.30	Nilai gaya geser perlantai gedung model 2	68
Tabel 4.31	Nilai V_t sb. x dan y model 2	70
Tabel 4.32	Simpangan gedung arah x model 2	70
Tabel 4.33	Simpangan gedung arah y model 2	71
Tabel 4.34	Tabel gaya gempa rangka baja arah x model 2	72
Tabel 4.35	Tabel Gaya gempa bresing arah x model 2	72
Tabel 4.36	Tabel gaya gempa rangka baja arah Y model 2	73

Tabel 4.37 Gaya gempa bresing arah y model 2	74
Tabel 4.38 Ketidakberaturan horizontal	74
Tabel 4.39 Maximal simpangan antar lantai arah x model 2	76
Tabel 4.40 Minimal simpangan antar lantai arah x model 2	76
Tabel 4.41 Cek ketidakberaturan torsi $>1,2$ arah x model 2	77
Tabel 4.42 Maximal simpangan antar lantai arah y model 2	77
Tabel 4.43 Minimal simpangan antar lantai arah y model 2	77
Tabel 4.44 Cek ketidakberaturan torsi $>1,2$ arah y model 2	78
Tabel 4.45 Ketidakberaturan vertikal	80
Tabel 4.46 Pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1a arah x model 2	82
Tabel 4.47 Pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1a arah y model 2	82
Tabel 4.48 Pengecekan ketidakberaturan vertical 1b arah x model 2	83
Tabel 4.49 Pengecekan Ketidakberaturan vertical 1b arah y model 2	83
Tabel 4.50 Pengecekan ketidakberaturan berat (massa) model 2	84
Tabel 4.51 Pengecekan ketidakberaturan vertical 5a model 2	85
Tabel 4.52 Pengecekan ketidakberaturan vertical 5 model 2	85
Tabel 4.53 Nilai C_s model 3	87
Tabel 4.54 Hasil output berat sendiri struktur model 3	87
Tabel 4.55 Nilai Story Shear untuk gaya lateral static ekivalen Model 3	88
Tabel 4.56 Gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 model 3	88
Tabel 4.57 Gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 model 3	89
Tabel 4.58 Nilai gaya geser perlantai gedung model 3	89
Tabel 4.59 Nilai V_t sb. x dan y model 3	90
Tabel 4.60 Nilai simpangan gedung arah x model 3	91
Tabel 4.61 Nilai simpangan gedung arah y model 3	91
Tabel 4.62 Tabel gaya gempa rangka baja arah x model 3	92
Tabel 4.63 Tabel Gaya gempa bresing arah x model 3	93
Tabel 4.64 Tabel gaya gempa rangka baja arah Y model 3	94
Tabel 4.65 Gaya gempa bresing arah y model 3	94
Tabel 4.66 Ketidakberaturan horizontal	95

Tabel 4.67	Maximal simpangan antar lantai arah x model 3	97
Tabel 4.68	Minimal simpangan antar lantai arah x model 3	97
Tabel 4.69	Cek ketidakberaturan torsi >1,2 arah x model 3	97
Tabel 4.70	Maximal simpangan antar lantai arah y model 3	98
Tabel 4.71	Minimal simpangan antar lantai arah y model 3	98
Tabel 4.72	Cek ketidakberaturan torsi >1,2 arah y model 3	98
Tabel 4.73	Ketidakberaturan vertikal	101
Tabel 4.74	Pengecekan ketidakberaturan vertical 1a arah x model 3	102
Tabel 4.75	Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1a arah y model 3	102
Tabel 4.76	Pengecekan ketidakberaturan vertical 1b arah x Model 3	103
Tabel 4.77	Pengecekan Ketidakberaturan vertical 1b arah y model 3	103
Tabel 4.78	Pengecekan ketidakberaturan berat model 3	108
Tabel 4.79	Pengecekan ketidakberaturan vertical 5a model 3	105
Tabel 4.80	Pengecekan ketidakberaturan vertical 5a model 3	105
Tabel 4.81	Perpindahan dan Gaya Geser Maksimum Model 1	107
Tabel 4.82	Tingkat kerusakan struktur akibat terbentuknya sendi plastis model 1	110
Tabel 4.83	Perpindahan dan Gaya Geser Maksimum model 2	112
Tabel 4.84	Tingkat kerusakan struktur akibat terbentuknya sendi plastis model 2	114
Tabel 4.85	Perpindahan dan Gaya Geser Maksimum model 3	116
Tabel 4.86	Tingkat kerusakan struktur akibat terbentuknya sendi plastis	119
Tabel 4.87	Nilai gaya geser dasar tiap model arah x	119
Tabel 4.88	Nilai gaya geser dasar gtiap model arah y	120
Tabel 4.89	Nilai simpangan gedung tiap model arah x	122
Tabel 4.90	Nilai simpangan gedung tiap model arah y	122
Tabel 4.91	Nilai cek ketidakberaturan torsi	124
Tabel 4.92	Level kinerja struktur	126

DAFTAR NOTASI

C_d	= Faktor Kuat Lebih Sistem
DL	= Beban Mati, Termasuk SIDL
E	= Modulus Elastisitas
E_x	= Beban Gempa Arah X
E_y	= Beban Gempa Arah Y
F	= Frekuensi Struktur
F_a	= Koefisien Periode Pendek
F_v	= Koefisien Periode 1,0 Detik
PGA	= Nilai Koefisien Situs Untuk PGA
H_n	= Ketinggian Struktur Dalam M Di Atas Dasar Sampai Tingkat Tertinggi Struktur (Meter)
I	= Momen Inersia Kolom/Balok
I_e	= Faktor Keutamaan Gempa
Ω	= Kecepatan Sudut
K	= Kekakuan Struktur
L	= Panjang Kolom/Balok
LL	= Beban Hidup
M_c	= Momen Puncak
M_y	= Momen Leleh
M_u	= Momen Ultimit
QE	= Pengaruh Gaya Seismik Horizontal Dari V, Yaitu Gaya Geser Desain Total Di Dasar Struktur Dalam Arah Yang Ditinjau.
R	= Faktor Koefisien Modifikasi Respon
SS	= Nilai Parameter Respon Spektrum Percepatan Gempa Periode Pendek 0,1 Detik Di Batuan Dasar (SB) Mengacu Pada Peta Gempa SNI 1726:2012
SI	= Nilai Parameter Respon Spektrum Percepatan Gempa Periode 1,0 Detik Di Batuan Dasar (SB) Mengacu Pada Peta Gempa SNI 1726:2012
SDS	= Respon Spektrum Percepatan Respon Desain Untuk Periode Pendek

SDI = Respon Spektrum Percepatan Desain Untuk Periode 1,0 Detik

$Ta_{Minimum}$ = Nilai Batas Bawah Periode Bangunan

$Ta_{Maksimum}$ = Nilai Batas Atas Periode Bangunan

Vt = Gaya Geser Dasar Nominal Yang Didapat Dari Hasil Analisis
Ragam Spektrum Respon Yang Telah Dilakukan

VI = Gaya Geser Dasar Prosedur Gaya Lateral Statik Ekuivalen

θ_y = Rotasi Pada Saat Leleh

Ω_0 = Faktor Pembesaran Defleksi

ρ = Faktor Redudans

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Seiring berjalannya waktu, perkembangan teknologi dalam bidang konstruksi senantiasa mengalami peningkatan yang cukup signifikan sebab konstruksi bangunan merupakan suatu hal yang sangat erat keterkaitannya dengan kehidupan sehari-hari. Adapun salah satu perkembangan teknologi dalam bidang konstruksi adalah teknologi konstruksi menggunakan material baja, dimana inovasi ini bertujuan agar kualitas konstruksi tersebut semakin meningkat.

Adapun beberapa keunggulan material baja secara singkat di antaranya yaitu memiliki kekuatan tinggi (sehingga dapat mengurangi ukuran strutur serta mengurangi berat sendiri dan struktur), keseragaman dan keawetan yang tinggi, sifat elastis, daktilitas cukup tinggi, Berat jenis pada baja juga lebih ringan bila dibandingkan beton, hal ini menguntungkan karena dapat mengurangi berat keseluruhan bangunan yang akhirnya dapat mengurangi juga beban gempa yang terjadi dan kemudahan penyambung antar elemen satu dengan lainnya (menggunakan alat sambung las atau baut). Sesuai dengan keunggulan material tersebut, maka penggunaan material baja tepat digunakan untuk konstruksi gedung tinggi.

Tren perencanaan yang terkini yaitu perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*), memanfaatkan teknik analisis non-linier berbasis komputer untuk mengetahui perilaku inelastis struktur dari berbagai macam intensitas gerakan tanah (gempa), sehingga dapat diketahui kinerjanya pada kondisi kritis.

Hal inilah yang melatar belakangi penulis untuk menjadikan nya sebuah gagasan dalam mereview gedung berstruktur beton bertulang dengan mengambil Gedung Menara Mandiri Medan yang terdiridari 12 lantai gedung sebagai contoh konstruksi gedung tinggi yang direncanakan pula sebagai konstruksi bangunan tahan gempa. Selain itu, akan dibandingkan berat gedung beton bertulang dengan gedung yang di review menggunakan struktur baja untuk membuktikan bahwa berat

gedung berstruktur baja lebih ringan dibandingkan dengan gedung berstruktur beton bertulang dan untuk membandingkan kinerja struktur antara struktur baja dengan struktur beton bertulang.

1.2 Rumusan Masalah

Dalam tugas akhir ini, permasalahan yang akan dibahas dapat dirumuskan sebagai berikut :

1. Bagaimana pengaruh penambahan bresing terhadap bangunan gedung berdsarkan analisa pushover?
2. Apakah ada peningkatan kekakuan struktur dan bagaimana pengaruh perpindahan yang terjadi pada gedung setelah penambahan bresing?
3. Bagaimana perilaku struktur setelah posisi bresing dipindahkan?

1.3 Batasan Masalah

Pada penelitian ini permasalahan dibatasi pada:

1. Mereview perilaku struktur pada gedung perkuliahan UINSU Medan dengan struktur baja
2. Penelitian dan analisa ini di batasi pada perhitungan dan design struktur atas tidak struktur bawah (pondasi).
3. Hanya membandingkan kinerja struktur setelah dan sebelum di pasang bresing pada gedung
4. Menggunakan standar perencanaan struktur baja SNI 1729.2015, SNI 1726. 2012 dan menggunakan alat bantu software analisis struktur

1.4 Tujuan Penelitian

Dari tugas akhir ini penulis ingin mendapatkan beberapa tujuan akhir, diantaranya:

1. Mengetahui perbedaan kinerja antar struktur
2. Mengetahui pengaruh perpindahan terhadap struktur yang telah direview

3. Mengetahui perubahan kekakuan yang terjadi pada struktur setelah di review

1.5 Manfaat Penelitian

1.5.1 Manfaat Teoritis

Manfaat yang dapat diambil dari penelitian ini adalah:

1. Penelitian ini memberikan manfaat terhadap ilmu pengetahuan khususnya dalam bidang teknik sipil.
2. Memberikan pemahaman tentang desain struktur baja
3. Mengetahui letak efektif dari pemasangan bresing pada gedung 6 lantai.

1.5.2 Manfaat Praktis

Hasil penelitian ini secara praktis diharapkan dapat menyumbangkan pemikiran dalam pemecah masalah yang berkaitan dengan pemilihan pembuatan struktur untuk gedung.

1.6 Sistematika Penulisan

BAB 1 PENDAHULUAN

Menguraikan hal-hal umum mengenai tugas akhir seperti latar belakang, rumusan masalah, tujuan penelitian, manfaat penelitian, rumusan masalah, sistematika pembahasan.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Pada Bab 2 ini berisikan teori-teori, konsep, dan rumus sesuai dengan acuan judul tugas akhir ini.

BAB 3 METODE PENELITIAN

Menjelaskan rencana atau prosedur yang dilakukan penulis untuk memperoleh jawaban yang sesuai dengan kasus permasalahan.

BAB 4 HASIL PEMBAHASAN

Menguraikan hasil pembahasan analisis desain dan kinerja struktur.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Berisi kesimpulan sesuai dengan analisis terhadap penelitian dan beberapa saran untuk pengembangan lebih lanjut yang lebih baik di masa yang akan datang.

BAB 2

LANDASAN TEORI

2.1 Gempa Bumi

Gempa bumi adalah getaran asli dari dalam bumi, bersumber di dalam bumi yang kemudian merambat ke permukaan bumi akibat rekahan bumi pecah dan bergeser dengan keras. Penyebab gempa bumi dapat berupa dinamika bumi (tektonik), aktivitas gunungapi, akibat meteor jatuh, longsor (di bawah muka air laut), ledakan bom nuklir di bawah permukaan. Gempa bumi tektonik merupakan gempa bumi yang paling umum terjadi merupakan getaran yang dihasilkan dari peristiwa pematahan batuan akibat benturan dua lempeng secara perlahan-lahan itu yang akumulasi energi benturan tersebut melampaui kekuatan batuan, maka batuan di bawah permukaan. Gempa bumi biasanya terjadi di perbatasan lempengan tektonik tersebut. Tapi gempa bumi yang paling kuat biasanya terjadi di perbatasan lempengan kompresional dan translasional. Gempa bumi yang pusatnya dalam kemungkinan besar terjadi karena materi lapisan litosfer yang terjepit ke dalam mengalami transisi fase pada kedalaman lebih dari 600 km.

2.1.1 Jenis-jenis gempa

Berdasarkan kepada penyebabnya, gempa bumi dapat dikelompokkan sebagai berikut:

A. Gempa Tektonik

Adalah Gempa yang di sebabkan oleh pergeseran lempeng tektonik. Lempeng tektonik bumi kita ini terus bergerak, ada yang saling mendekat saling menjauh, atau saling menggeser secara horizontal. Karena tepian lempeng yang tidak rata, jika terjadi gesekan, maka timbullah friksi. Friksi ini kemudian mengakumulasi enersi yang kemudian dapat melepaskan energy goncangan menjadi sebuah gempa.

B. Gempa Vulkanik

Adalah gempa yang disebabkan oleh kegiatan gunung api. Magma yang berada pada kantong di bawah gunung tersebut mendapat tekanan dan melepaskan energinya secara tiba-tiba sehingga menimbulkan getaran tanah. Gempa ini disebabkan oleh kegiatan vulkanik (gunung api). Magma yang berada pada kantong di bawah gunung tersebut mendapat tekanan dan melepaskan energinya secara tiba-tiba sehingga menimbulkan getaran tanah. Gempa vulkanik dapat menjadi gejala/petunjuk akan terjadinya letusan gunung berapi. Namun gempa vulkanik ini biasanya tidak merusak karena kekuatannya cukup kecil, sehingga hanya dirasakan oleh orang-orang yang berada dalam radius yang kecil saja dari sebuah gunung api.

C. Gempa Runtuhan

Adalah gempa lokal yang terjadi apabila suatu gua di daerah topografi karst atau di daerah pertambangan runtuh atau massa batuan yang cukup besar di sebuah lereng bukit runtuh/longsor. Kekuatan gempa akibat runtuhannya massa batuan ini juga kecil sehingga tidak berbahaya.

D. Gempa Buatan

Adalah gempa bumi yang disebabkan oleh aktivitas manusia, misalnya dalam kegiatan eksplorasi bahan tambang atau untuk keperluan teknik sipil dalam rangka mencari batuan dasar (*bedrock*) sebagai dasar fondasi bangunan. Kekuatannya juga kecil sehingga tidak menimbulkan bahaya bagi manusia dan bangunan.

Sebenarnya mekanisme gempa tektonik dan vulkanik sama. Naiknya magma ke permukaan juga dipicu oleh pergeseran lempeng tektonik pada sesar bumi. Biasanya ini terjadi pada batas lempeng tektonik yang bersifat konvergen (saling mendesak). Hanya saja pada gempa vulkanik, efek guncangan lebih ditimbulkan karena desakan magma, sedangkan pada gempa tektonik, efek

goncangan langsung ditimbulkan oleh benturan kedua lempeng tektonik. Bila lempeng tektonik yang terlibat adalah lempeng benua dengan lempeng samudera,

2.2 Standarisasi Beban Gempa Berdasarkan SNI 1726-2012

2.2.1 Kategori Resiko Bangunan

Untuk kategori resiko bangunan diatur dalam tabel 1 pada SNI 1726-2012

Tabel 2.1 : kategori resiko bangunan.

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ Rumah susun - Pusat perbelanjaan/ Mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo 	

Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:	
---	--

Tabel 2.1 : *Lanjutan.*

<ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasikendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV</p>	IV

Sumber : SNI 1726:2012

2.2.2 Faktor Keutamaan Gempa

Berdasarkan kategori resiko bangunan maka dapat ditentukan faktor keutamaan gempa seperti tabel dibawah ini :

Tabel 2.2 : Faktor keutamaan gempa.

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

Sumber : SNI 1726 : 2012

2.2.3 Klasifikasi Situs

Untuk mendapatkan percepatan maksimum dan respon spektra di permukaan tanah di suatu lokasi tinjauan, terlebih dahulu perlu dilakukan klasifikasi site (jenis tanah). Klasifikasi site harus ditentukan untuk lapisan setebal 30m sesuai dengan definisi dalam tabel 3 pada SNI 1726-2012 yang didasarkan atas korelasi hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium

Tabel 2.3 : Klasifikasi situs.

Kelas Situs	(m/detik)	atau	(kPa)
SA(batuan keras)	1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50smpai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$,		

	2. Kadar air, $W \geq 40 \%$, dan Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa.
--	--

Tabel 2.3 : *Lanjutan.*

Kelas Situs	(m/detik)	atau	(kPa)
SF(tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon spesifik situs yang mengikuti Pasal 6.10.1 tentang Analisa Respon Situs berdasarkan SNI 1726:2012	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <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) Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 7,5$)		

Catatan: N/A = tidak dapat dipakai

2.2.4 Parameter percepatan terpetakan

Parameter S_s (percepatan batuan dasar dengan periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada pasal 14 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2% dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Bila $S_1 \leq 0,04g$ dan $S_s \leq 0,15g$, maka struktur bangunan boleh dimasukkan ke dalam kategori desain seismik A, dan cukup memenuhi persyaratan dalam 6.6 dalam SNI 1726-2012.

2.2.5 Koefisien Situs

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan yang mewakili getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili 1 detik (F_v). Parameter spektrum respon percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan seperti berikut :

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.2)$$

Keterangan :

S_{MS} = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek (0,2 detik)

S_{M1} = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1,0 detik

F_a = Koefisien perioda pendek

F_v = Koefisien perioda 1,0 detik

Tabel 2.4 : Koefisien Situs, F_a .

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCER) terpetakan pada perioda pendek, T = 0,2 detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
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 2.5 : Koefisien Situs, F_1 .

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCEr) terpetakan pada perioda pendek, T = 1 detik, S1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	2,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^b				

2.2.6 Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek, SDS dan periode 1,0 detik, SD1 harus ditentukan dengan rumus berikut :

$$S_{Ds} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.4)$$

2.2.7 Spektrum Respon Desain

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

desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.1 dan mengikuti ketentuan di bawah ini:

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan

$$S_a = S_{Ds} \left[0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right] \quad (2.5)$$

2. Untuk perioda lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respon percepatan desain S_a sama dengan S_{Ds}

3. Untuk perioda lebih besar T_s , spektrum respon percepatan desain, S_a diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.6)$$

Keterangan:

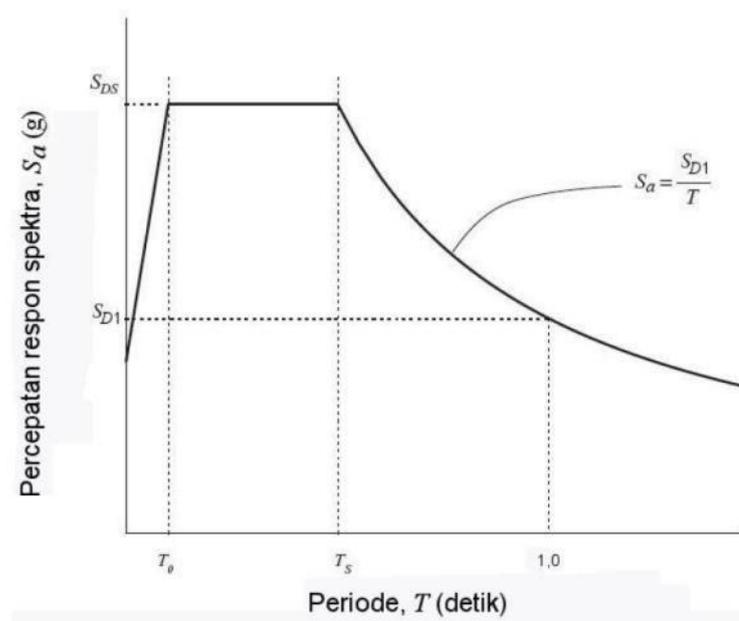
S_{Ds} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek;

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik;

T = perioda getar fundamental struktur.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{Ds}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{Ds}}$$



Gambar 2.1 : Kurva Spektrum Respon Desain.

2.2.8 Koefisien Modifikasi Respon

Sistem yang digunakan masing-masing nilai R dan Cd harus dikenakan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam Tabel 2.6

Tabel 2.6 : nilai R dan Cd.

Sumber : SNI 1726 :2012

2.2.9 Periode Alami Struktur

Periode adalah besarnya waktu yang diperlukan untuk mencapai satu getaran. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat

Sistem penahan gaya gempa seismik	Koef. Modifikasi respon, R_a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_{og}	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi Struktur				
				Kategori desain seismik				
				B	C	Dd	Ed	Fe
Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka Baja Pemikul Momen Khusus	8	3	5 1/2	TB	TB	TB	TB	TB
Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
2. Rangka Baja dengan Bresing Konsentris Khusus	7	2 1/2	5 1/2	TB	TB	TB	TB	TB

dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan dimana frekuensi alami struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur (Budiono dan Supriatna, 2011).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2 tentang Penentuan Periode, periode struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisa yang teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut ditentukan dalam Pers. 2.7 dan Pers. 2.8

- Periode fundamental pendekatan minimum ($T_{aminimum}$):

$$T_{a \text{ minimum}} = C_{thnx} \quad (2.7)$$

- Periode fundamental pendekatan maksimum ($T_{amaksimum}$):

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.8)$$

dimana:

$T_{aminimum}$ = Nilai batas bawah periode bangunan

$T_{amaksimum}$ = Nilai batas atas periode bangunan

- h_n = Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (m)
- x = Ditentukan dari Tabel 2.7
- C_t = Ditentukan dari Tabel 2.7
- C_u = Ditentukan dari Tabel 2.8

Tabel 2.7 : nilai C_t dan x .

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 <i>a</i>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <i>a</i>	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 <i>a</i>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <i>a</i>	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 <i>a</i>	0,75

Tabel 2.8 : nilai C_u .

Parameter Percepatan Respon Spektrum 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

2.3 Struktur Baja Dengan *Bracing*

Bracing merupakan sistem yang sangat efektif dan ekonomis untuk menahan beban horizontal yang bekerja dalam suatu sistem struktur. *Bracing*

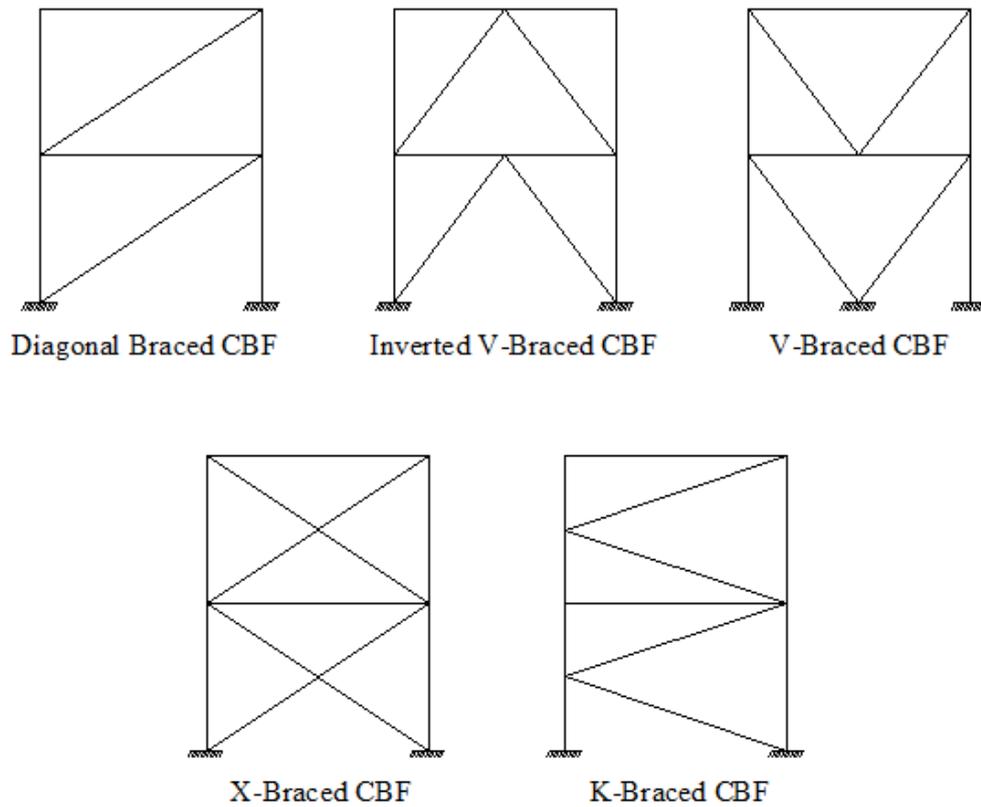
sangat efisien karena elemen yang dipasang diagonal hanya menahan gaya aksial sehingga tidak diperlukan dimensi yang besar untuk memberikan kekakuan dan kekuatan dalam menahan gaya geser horizontal. Rangka *bracing* dapat mengefisienkan struktur *rigid frame* dengan mengurangi momen lentur yang terjadi pada kolom dan balok. Hal ini dikarenakan dengan menambah *bracing*, gaya geser horisontal yang terjadi akan ditahan oleh rangka *bracing* melalui mekanisme aksial sehingga dapat meminimalkan momen lentur yang terjadi pada kolom dan balok.

Elemen *bracing* berperilaku sebagai *truss element* yang menerima gaya tekan (batang tekan) dan tarik (batang tarik). Perbedaan antara batang tekan dan batang tarik adalah kemungkinan terjadinya tekuk pada batang tekan. Setelah mengalami tekuk batang tekan akan menjadi tidak stabil sehingga kapasitas tekan dari suatu elemen tekan akan lebih kecil dari pada kapasitas tariknya jika elemen mengalami tekuk.

2.3.1 Sistem Rangka *Bracing* Konsentrik (SRBK)

Sistem rangka *bracing* konsentrik merupakan sistem rangka *bracing* dimana ujung-ujung batangnya saling berpotongan pada suatu titik dan membentuk suatu sistem rangka vertical penahan gaya lateral. Selama terjadinya gempa kuat, rangka *bracing* akan mengalami gaya tekan dan tarik bolak-balik akibat beban siklik. Pada elemen *bracing* yang mengalami tekan akan terjadi tekuk lentur sehingga akan menyebabkan terbentuknya sendi plastis pada *bracing* akibat adanya deformasi lateral (AISC, 2010).

Bracing dapat digunakan bila kekuatan tekan kolom yang tersedia paling tidak sama dengan beban maksimum yang ditransfer ke kolom dan mempertimbangkan nilai R_y dikalikan dengan kekuatan nominal elemen *bracing*. Tipe sistem rangka *bracing* konsentrik dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2 : Tipe sistem rangka *bracing* konsentrik (AISC-2010).

Sistem rangka *bracing* konsentrik dapat dibedakan menjadi sistem rangka *bracing* konsentrik khusus (SRBKK) dan Sistem Rangka *Bracing* Konsentrik Biasa (SRBKB). SRBKK diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang cukup besar akibat gaya gempa rencana. SRBKK memiliki tingkat daktilitas yang lebih tinggi daripada tingkat daktilitas SRBKB mengingat penurunan kekuatannya yang lebih kecil pada saat terjadinya tekuk pada batang *bracing* tekan (DPU, 2002).

Secara umum, sistem struktur CBF memiliki kekakuan yang lebih tinggi dibandingkan dengan struktur MRF karena adanya elemen bresing pada struktur. Namun demikian, kekakuan yang besar pada sistem CBF mengakibatkan deformasi yang terjadi pada struktur lebih terbatas sehingga daktilitas struktur CBF lebih rendah jika dibandingkan dengan sistem struktur MRF

2.3.2 Persyaratan untuk system rangka bresing konsentrik khusus (SRBKK)

SRBKK harus memenuhi persyaratan-persyaratan di bawah ini:

1. Kelangsingan batang bresing harus memenuhi syarat kelangsingan yaitu
$$\frac{KcL}{r} \leq \frac{2.625}{\sqrt{f_y}}$$
2. Beban aksial terfaktor pada batang bresing tidak boleh melebihi $\Phi_c N_n$.
3. Distribusi Beban Lateral : Pada bidang bresing, batang-batang bresing harus dipasang dengan arah selang-seling, sedemikian rupa sehingga pada masing-masing arah gaya lateral yang sejajar dengan bidang bresing, minimal 30% tapi tidak melebihi 70% gaya horizontal total harus dipikul oleh batang bresing Tarik, kecuali jika kuat nominal N_n untuk setiap bresing lebih besar daripada beban terfaktor N_u sesuai kombinasi pembebanan (15.3-1) dan (15.3-2). Bidang bresing adalah suatu bidang yang mengandung batang-batang bresing atau bidang-bidang parallel yang mengandung batang0batang bresing dengan jarak antar bidang-bidang tersebut tidak lebih dari 10% dimensi tapak bangunan tegak lurus bidang tersebut.
4. Perbandingan Lebar terhadap tebal: perbandingan lebar terhadap tebal penampang batang bresing tekan yang diperkaku ataupun yang tidak di perkaku harus memenuhi persyaratan dalam tabel 7.5-1 dan persyaratan-persyaratan berikut ini :
 - a. Batang bresing harus bersifat kompak (yaitu $\lambda < \lambda_p$). Perbandingan lebar terhadap tebal unruk penampang siku tidak boleh lebih dari $135/\sqrt{f_y}$
 - b. Penampang bulat berongga harus mempunyai perbandingan diameter luar terhadap tebal dinding sesuai dengan tabel 15.7-1, kecuali jika dinding penampang tersebut diberi pengaku.
 - c. Penampang persegi berongga harus mempunyai perbandingan lebar terhadap tebal dinding sesuai dengan tabel 15.7-1, kecuali jika dinding penampang tersebut diberi pengaku.

2.3.3 Persyaratan khusus untuk konfigurasi bresing khusus

Bresing tipe V dan Tipe V terbalik: system rangka yang menggunakan bresing tipe V dan tipe V terbalik harus memenuhi persyaratan-persyaratan sebagai berikut:

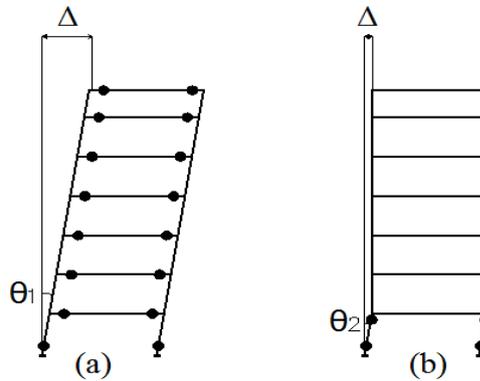
1. Balok yang bersilangan dengan batang bresing harus menerus dari kolom ke kolom.
2. Balok yang bersilangan dengan batang bresing harus direncanakan untuk memikul pengaruh semua beban mati dan hidup berdasarkan kombinasi pembebanan persamaan (6.2-4), (6.2-2) dan (6.2-3) dengan menganggap bahwa batang bresing tidak ada
3. Balok yang bersilangan dengan batang bresing harus direncanakan untuk memikul pengaruh kombinasi pembebanan (6.2-4) dan (6.2-5) kecuali bahwa Q_b harus disubstitusikan pada suku E. Q_b adalah pengaruh dari beban vertical maksimum yang disebabkan oleh bertemunya batang bresing dengan balok Q_b harus dihitung dengan menggunakan minimum sebesar N_y untuk bresing dalam Tarik dan maksimum sebesar $0,3\Phi_c N_n$ untuk bresing tekan
4. Sayap-sayap atas dan bawah balok pada titik persilangan dengan batang bresing harus direncanakan untuk memikul gaya lateral yang besarnya sama dengan 2% kuat nominal sayap balok $f_y b_f t_b$.

2.4 Perencanaan Struktur Tahan Gempa

Struktur bangunan normal (gedung perkantoran, bangunan sekolah, toko, dsb), pada umumnya tidak perlu di desain untuk menahan gaya gempa kuat dengan respon elastik tanpa mengalami kerusakan, oleh sebab itu, pada saat gempa kuat terjadi, resiko kerusakan tetapi tanpa keruntuhan struktur pada tingkat desain tertentu, harus dapat diterima.

Dengan konsep di atas, maka kerusakan struktur pada saat gempa kuat berlangsung harus di desain pada tempat-tempat tertentu sehingga mudah diperbaiki setelah gempa kuat selesai. Mekanisme keruntuhan dengan desain kerusakan harus direncanakan sehingga struktur dapat rusak pada level desain tanpa keruntuhan. Lokasi kerusakan di desain pada balok dan kolom dasar yang disebut

dengan sendi plastis. Sendi plastis ini harus mampu berdeformasi secara inelastik dengan cara memindahkan energi gempa secara baik melalui proses pembentukan sendi plastis.



Gambar 2.3 : (a) *Beam Sway Mechanism* (b) *Column Sway Mechanism*.

Mekanisme keruntuhan ini dikenal dengan *beam-sway mechanisms* dengan konsep balok lemah kolom kuat (*strong column weak beam*) seperti yang terlihat pada Gambar 2.3 (a); sedangkan mekanisme *column sway* yang tampak pada bagian Gambar 2.3 (b) harus dihindarkan karena keruntuhan struktur akan bersifat getas (*brittle*).

Berdasarkan UBC 1997, tujuan dari desain bangunan tahan gempa adalah mencegah terjadinya kegagalan struktur dan terjadinya korban jiwa, dengan 3 kriteria standar yaitu:

- a. Tidak terjadi kerusakan sama sekali pada gempa ringan.
- b. Ketika terjadi gempa sedang, diizinkan terjadi kerusakan arsitektural tanpa adanya kerusakan struktural.
- c. Diizinkan terjadinya kerusakan struktural maupun non-struktural pada gempa kuat, namun kerusakan yang terjadi tidak sampai menyebabkan bangunan runtuh.

2.4.1 Evaluasi Struktur Dengan Analisis Statik Non Linier

2.4.1.1 Properti Analisis Statik Nonlinier

Dua elemen kunci dari suatu prosedur desain berdasarkan kinerja adalah kebutuhan dan kapasitas. Kebutuhan adalah suatu representasi dari kemampuan struktur untuk menahan suatu kebutuhan gempa. Kinerja bergantung pada bagaimana cara dari kapasitas struktur untuk mampu menanggulangi kebutuhan. Dengan kata lain, struktur harus mempunyai kapasitas untuk menahan kebutuhan gempa seperti kinerja struktur yang adalah kompatibel dengan objektivitas dari desain. Prosedur analisis *non linier* sederhana menggunakan metode *pushover*, memerlukan penentuan dari tiga elemen utama yaitu kapasitas (*Capacity*), kebutuhan (*displacement*) dan kinerja (*performance*).

Keseluruhan kapasitas dari struktur bergantung pada kapasitas kekuatan dan kapasitas deformasi dari komponen-komponen tunggal struktur.

Metode koefisien pada dasarnya merupakan suatu prosedur modifikasi *displacement*. Alternatifnya, prosedur modifikasi *displacement* menghitung *displacement* maksimum total dari osilator dengan mengalikan respon elastik, mengasumsikan properti *linier* awal dan redaman, dengan satu atau lebih koefisien. Koefisien-koefisien tipikalnya diturunkan secara empiris dari analisis respon riwayat waktu *nonlinier* dari osilator dengan periode dan kekuatan yang bervariasi. Suatu bentuk dari linierisasi ekuivalen dikenal sebagai metode kapasitas spektra. Kedua pendekatan ini menggunakan analisis statik *non linier*, *pushover analysis*, untuk menghitung karakteristik *force- deformation* lateral dari struktur. Pada kedua metode ini, kebutuhan deformasi global struktur dihitung dari respon suatu sistem SDOF ekuivalen yang mempunyai properti *load-deformation* yang ditentukan dari analisis *pushover*. Perbedaannya, pada teknik ini digunakan untuk menghitung kebutuhan deformasi maksimum (elastik dan inelastik).

2.4.1.2 Kurva Kapasitas Struktur

Analisa *statik nonlinier* merupakan prosedur analisa untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa. Analisa *statik nonlinier* juga

dikenal sebagai analisa *pushover* atau analisa beban dorong statik. Analisa *pushover* dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral *statik* pada struktur, yang kemudian secara bertahap ditingkatkan dengan faktor pengali sampai satu target perpindahan lateral dari suatu titik acuan tercapai. Biasanya titik tersebut adalah titik pada struktur bagian atas.

Analisa *pushover* menghasilkan kurva kapasitas, kurva yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar, V , terhadap perpindahan titik acuan pada struktur bagian atas, D . Pada proses *pushover*, struktur didorong sampai mengalami leleh disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut. Kurva kapasitas akan memperlihatkan suatu kondisi *linier* sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku *non-linier*.

Kurva *pushover* dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong. Tujuan analisa *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. Cukup banyak studi menunjukkan bahwa analisa *statik pushover* dapat memberikan hasil mencukupi, ketika dibandingkan dengan hasil analisa dinamik nonlinier, untuk bangunan regular dan tidak tinggi.

Menurut SNI 03-1726-2002, analisa *pushover* atau analisa beban dorong statik adalah suatu cara analisa statik dua dimensi atau tiga dimensi linier dan non- linier, dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur- angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk elastoplastis yang besar sampai mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

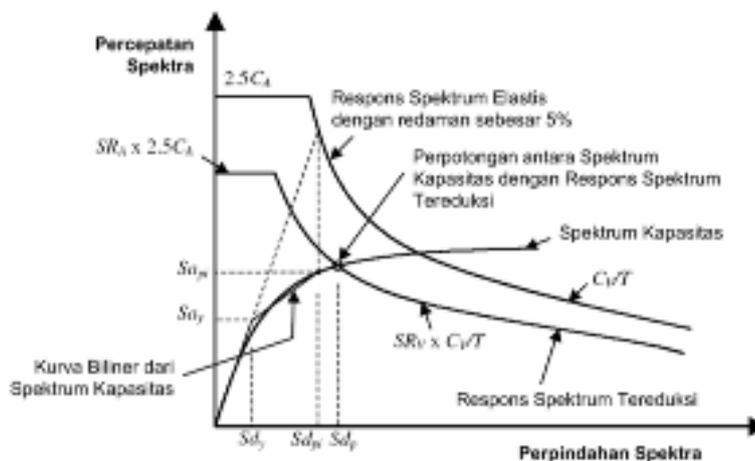
Hasil akhir dari analisis ini berupa nilai-nilai gaya-gaya geser dasar (*base shear*) untuk menghasilkan perpindahan dari struktur tersebut. Nilai-nilai tersebut akan digambarkan dalam bentuk kurva kapasitas yang merupakan gambaran perilaku struktur dalam bentuk perpindahan lateral terhadap beban (*demand*) yang diberikan. Selain itu, analisis *pushover* dapat menampilkan secara visual elemen-

elemen struktur yang mengalami kegagalan, sehingga dapat dilakukan pencegahan dengan melakukan pendetailan khusus pada elemen struktur tersebut.

2.4.1.3 Target Perpindahan

Gaya dan deformasi setiap komponen / elemen dihitung terhadap “perpindahan tertentu” di titik kontrol yang disebut sebagai “target perpindahan” dengan notasi δ_t dan dianggap sebagai perpindahan maksimum yang terjadi saat bangunan mengalami gempa rencana. Kriteria evaluasi level kinerja kondisi bangunan didasarkan pada gaya dan deformasi yang terjadi ketika perpindahan titik kontrol sama dengan target perpindahan δ_t . Jadi parameter target perpindahan sangat penting perannya bagi perencanaan berbasis kinerja. Ada beberapa cara menentukan target perpindahan, salah satunya adalah *Capacity Spectrum Method* atau Metode Spektrum Kapasitas (FEMA 356 / 440, ATC 40).

Dalam Metode Spektrum Kapasitas, proses dimulai dengan menghasilkan kurva hubungan gaya perpindahan yang memperhitungkan kondisi inelastis struktur yang hasilnya diplot-kan dalam format ADRS (*acceleration displacement response spectrum*). Metode ini secara khusus telah built-in dalam program analisa struktur, Proses konversi kurva pushover dan kurva respon spektrum yang direduksi dalam format ADRS dikerjakan otomatis dalam program.



Gambar 2.4. Penentuan Titik Kinerja menurut Metode Spektrum Kapasitas

Metode spektrum kapasitas menyajikan secara grafis tiga buah grafik yaitu spektrum kapasitas (*capacity spectrum*), respons spektrum dan spektrum demand

dalam format ADRS. Untuk mengetahui perilaku dari struktur yang ditinjau terhadap intensitas gempa yang diberikan, kurva kapasitas kemudian dibandingkan dengan tuntutan (*demand*) kinerja yang berupa respons spektrum berbagai intensitas (periode ulang) gempa. Target perpindahan diperoleh melalui titik perpotongan antara spektrum kapasitas dan dan spektrum *demand*.

2.4.1.4. Metode *Capacity Spectrum* (ATC-40)

Metode *capacity spectrum* adalah metode yang digunakan program *ETABS* dan dari output-nya dapat diperoleh parameter titik kinerja struktur. Konsep desain kinerja struktur metode *capacity spectrum* pada dasarnya merupakan prosedur yang dilakukan untuk mendapatkan peralihan actual struktur gedung. Peralihan aktual yang didapatkan dari hasil ini menunjukkan besar simpangan atap struktur. Perbandingan antara simpangan atap struktur terhadap tinggi total struktur menunjukkan kinerja struktur. Tahapan desain kinerja struktur dengan metode *capacity spectrum* sesuai ATC-40 adalah sebagai berikut:

1. Konversi kurva kapasitas hasil analisis beban dorong menjadi *capacity spectrum*.
2. Menentukan *Performance Point*: Plot *demand spectrum* dengan nilai *damping* 5% sesuai kondisi tanah dan wilayah gempa, lalu mengga bungkan *demand spectrum* dengan *capacity spectrum* untuk menentu kan *performance point*. Pada tahap ini dilakukan iterasi sesuai prosedur B ATC-40.
3. Ubah *performance point* jadi simpangan atap global.

2.4.1.5 Metode *Displacement Coefficient* FEMA 356

Pada metode *displacement coefficient* (FEMA 356), perhitungan dilakukan dengan memodifikasi respons elastik linier sistem struktur SDOF ekuivalen dengan faktor modifikasi C_0 , C_1 , C_2 dan C_3 sehingga dapat dihitung target peralihannya, dengan menetapkan dahulu waktu getar efektif (T_e) untuk memperhitungkan kondisi *inelastic* struktur gedung. Gambaran metode

displacement coefficient (FEMA 356) seperti terlihat pada Gambar 2.

Rumusan target perpindahan yang digunakan pada Metode *Displacement Coefficient* FEMA 356 adalah sebagai berikut:

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.9)$$

dengan:

δ_t = target peralihan.

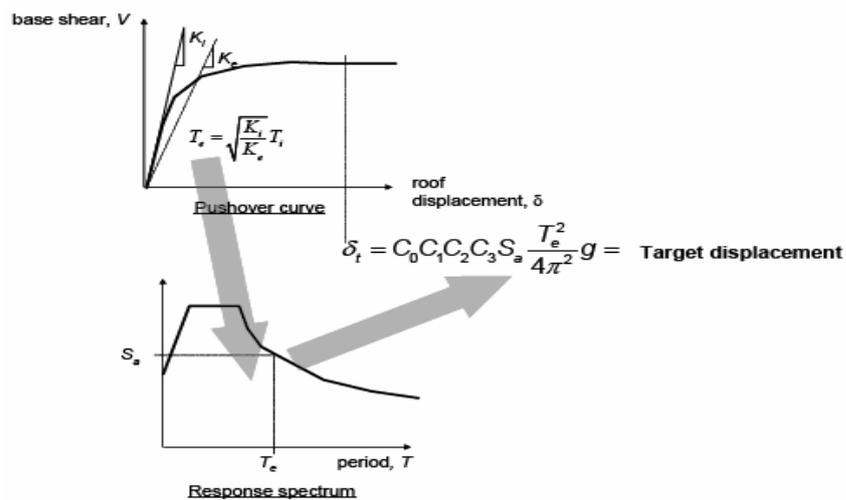
T_e = waktu getar alami efektif.

C_0 = faktor modifikasi untuk mengkonversi spectral displacement struktur SDOF ekuivalen menjadi roof displacement struktur sistem MDOF, sesuai FEMA 356 Tabel 3-2.

C_1 = faktor modifikasi untuk menghu- bungkan peralihan inelastik maksimum dengan peralihan respons elastik linier.

C_2 = faktor modifikasi untuk mem- perlihatkan *pinched hysteresis shape*, degradasi kekakuan dan penurunan kekuatan pada respon peralihan maksimum, sesuai FEMA 356 Tabel 3-3.

C_3 = faktor modifikasi untuk mem- perlihatkan kenaikan peralihan akibat efek P-delta.



Gambar 2.5: Metode *Displacement Coefficient* FEMA 356.

Untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai positif maka $C_3=1,0$. Sedangkan untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh negatif, maka C_3 ditentukan dengan Persamaan (7) sebagai berikut:

Nilai $C_1 = 1,0$ untuk $T_e \geq T_s$ dan untuk $T_e < T_s$ nilai C_1 diambil dengan persamaan sebagai berikut:

$$C_1 = [1,0 + (R - 1) T_s / T_e] / R \quad (2.10)$$

$$C_3 = 1,0 + \frac{\pi (R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.11)$$

dengan:

R = adalah *strength ratio*, besarnya dapat dihitung sesuai dengan Persamaan (2.12)

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (2.12)$$

Dengan:

S_a = adalah akselerasi spektrum respons pada waktu getar alami fundamental efektif dan rasio redaman pada arah yang ditinjau. V_y adalah gaya geser dasar pada saat leleh.

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

W = adalah berat efektif seismik.

C_m = faktor massa efektif, sesuai Tabel 3-1 FEMA 356 3-1.

α = adalah rasio kekakuan pasca leleh dengan kekakuan elastik efektif, dimana hubungan gayaperalihan nonlinier diidealisasikan sebagai kurva bilinear.

T_s = waktu getar karakteristik *respons spectrum*.

g = percepatan gravitasi 9,81 m/det².

2.4.1.6 Metode *Displacement Coefficient* FEMA 440

Merupakan metode *displacement coefficient* pada FEMA 356 yang telah dimodifikasi dan diperbaiki. Persamaan yang digunakan untuk menghitung target peralihan tetap sama, yaitu sesuai Persamaan (2.4). Akan tetapi mengalami modifikasi dan perbaikan dalam menghitung faktor C_1 dan C_2 sebagai berikut:

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{a T_e^2} \quad (2.6)$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left[\frac{R-1}{T_e} \right]^2 \quad (2.7)$$

dengan:

R = adalah *strength ratio*,

T_e = waktu getar alami efektif,

$a = \text{konstanta}$.

Nilai konstanta a adalah 130, 90 dan 60 untuk site kategori B, C dan D.

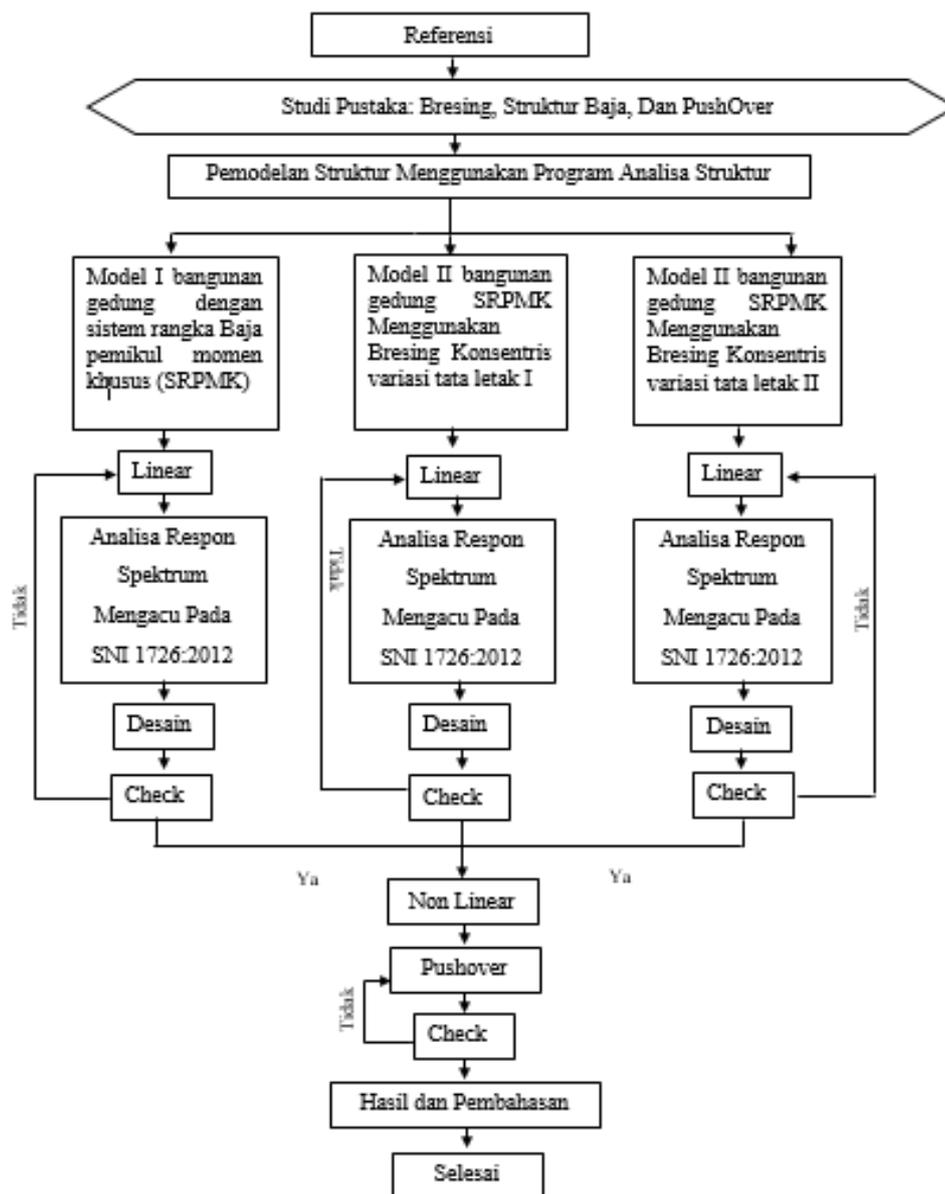
- 1) Untuk waktu getar $< 0,2$ detik maka nilai C_1 pada 0,2 detik dapat dipakai, sedangkan untuk waktu getar > 1 detik maka $C_1 = 1,0$.
- 2) Untuk waktu getar $< 0,2$ detik maka nilai C_2 pada 0,2 detik dapat dipakai, sedangkan untuk waktu getar $> 0,7$ detik maka $C_2 = 1,0$.

BAB 3

METODE PENELITIAN

3.1 Bagan Alir Penelitian

Pada bab ini akan dibahas tentang permodelan struktur yang akan di analisa, yang disusun menjadi bagan alir seperti yang terlihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir penelitian.

Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis yang dilakukan memiliki 3 model, yaitu model pertama Menggunakan Sistem Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus (SRPMK), model kedua menggunakan Sistem Rangka Baja Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan model ketiga menggunakan Struktur Baja dengan Bresing Konsentris Khusus. Ketiga model bangunan tersebut dianalisis secara Linear dan Non-Linear dengan menggunakan Metode Analisis Respon Spektrum (*Response Spectrum Analysis*) dengan menggunakan Program Analisa Struktur yaitu ETABS v.15 untuk mendapatkan nilai simpangan yang ada ketika bangunan telah dikenakan gempa berulang (gabungan). Kemudian nilai simpangan tersebut akan dibandingkan untuk setiap model bangunan serta metode yang digunakan.

3.2. Pemodelan Struktur

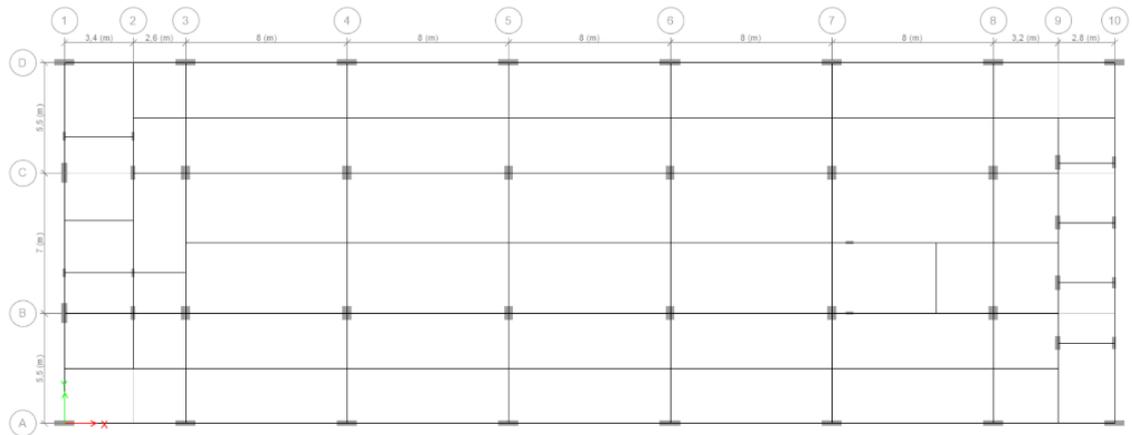
3.2.1 Data Perencanaan Struktur

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

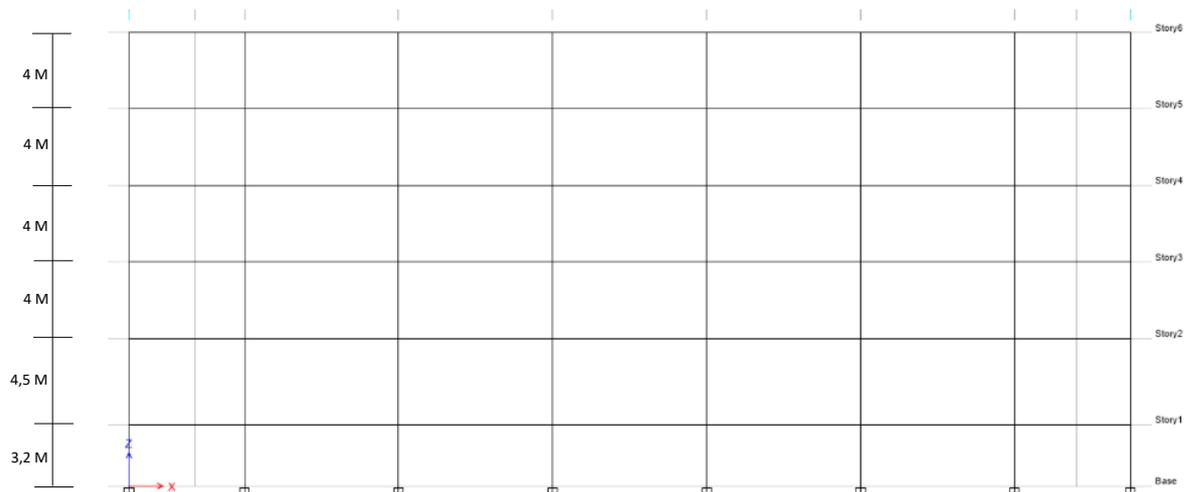
1. Jenis pemanfaatan gedung sekolah/kampus.
2. Gedung terletak di kota Medan.
3. Klasifikasi situs tanah lunak (SE).
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Baja Pemikul Momen Khusus (SRPMK), Dan Sistem Ganda Bresing Konsentris Khusus.
5. Jenis portal struktur gedung adalah Baja.
6. Mutu baja struktur gedung yang digunakan adalah BJ 41
 - Kuat leleh minimum (f_y) : 250 MPa
 - Kuat tarik minimum (f_u) : 410 Mpa

3.2.2 Konfigurasi Bangunan

Dalam tugas akhir ini, struktur bangunan yang direncanakan adalah Sistem Rangka Baja Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Ganda Bresing Konsentris Khusus. Kedua Bangunan tersebut berbentuk tidak *simetris* seperti yang terlihat pada Gambar 3.2.

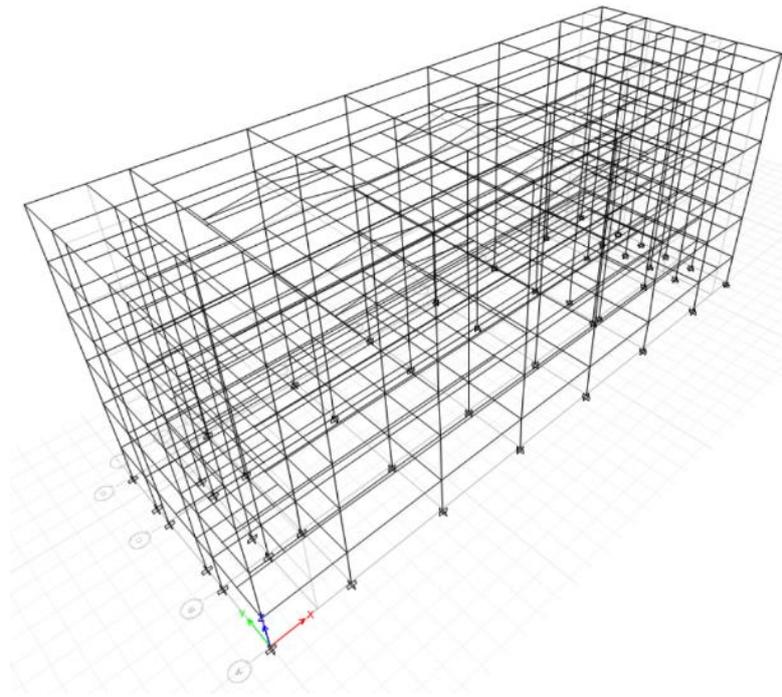


(a)

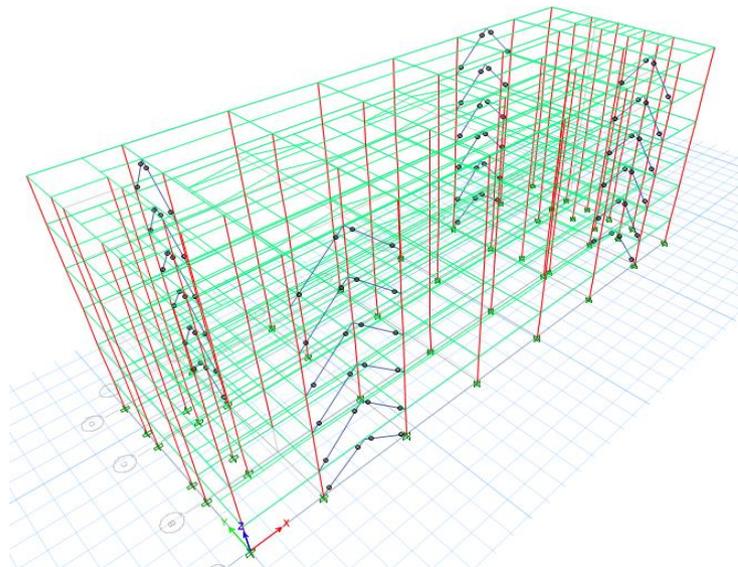


(b)

Gambar 3.2 : (a) Denah lantai struktur model 1, (b) proyeksi bangunan model 1, (c) proyeksi bangunan 3D model 1, (d) proyeksi bangunan 3D model 2, (e) denah lantai struktur model 2, (f) proyeksi bangunan model 2, (g) proyeksi bangunan 3D model 3, (h) denah lantai struktur model 3, (i) proyeksi bangunan model 3, (j) proyeksi bangunan 3D model 3.

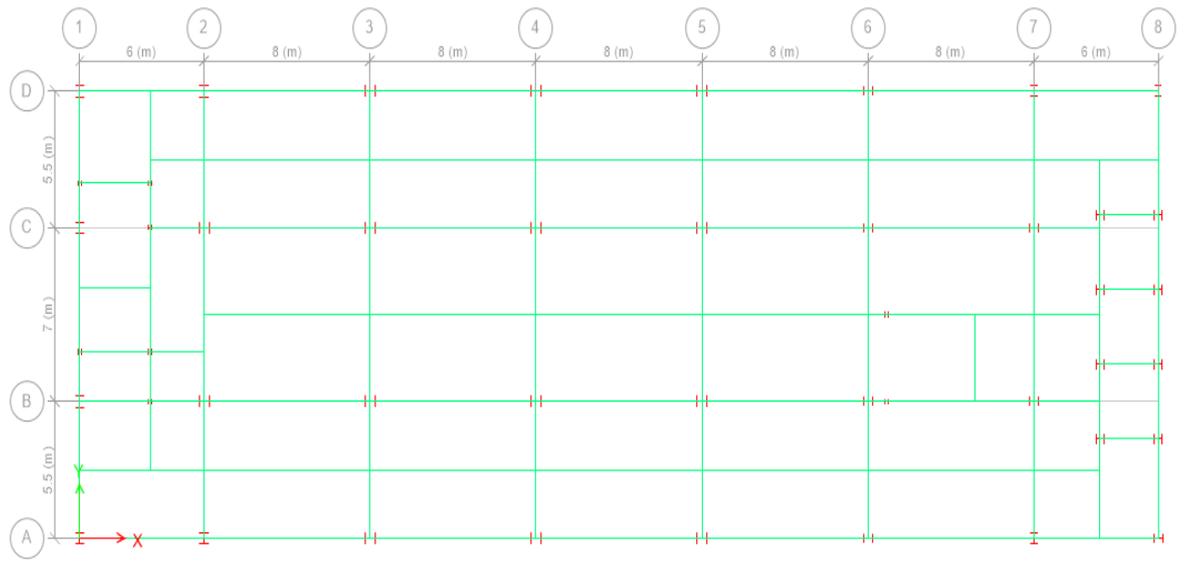


(c)

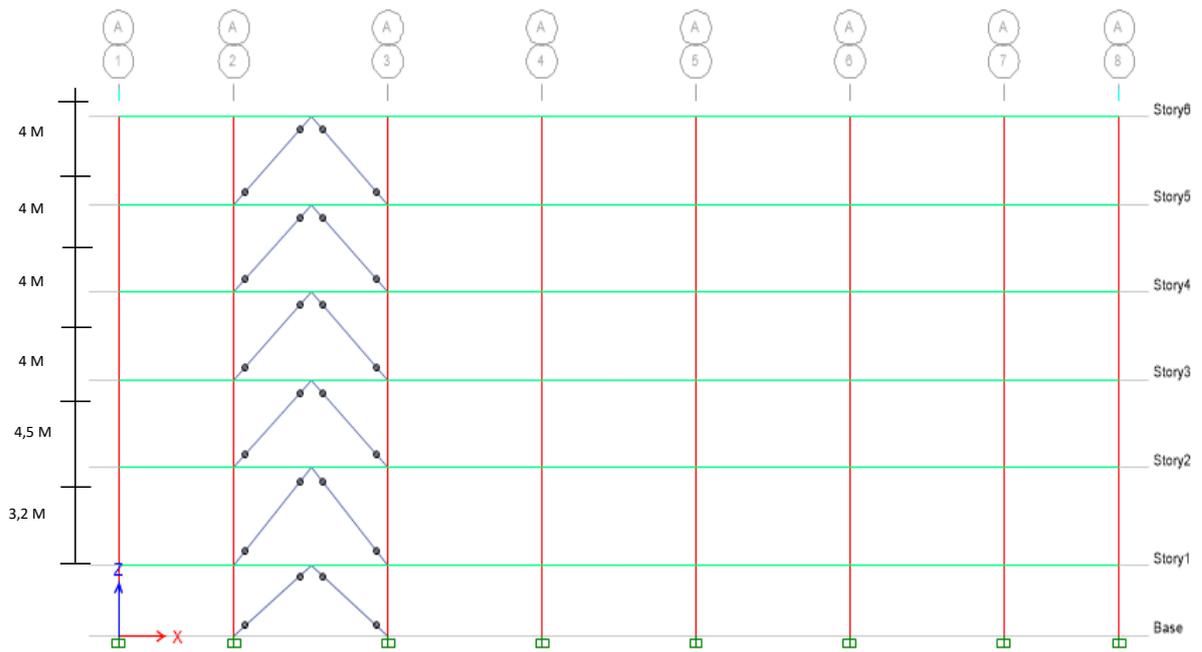


(d)

Gambar 3.2 : Lanjutan.

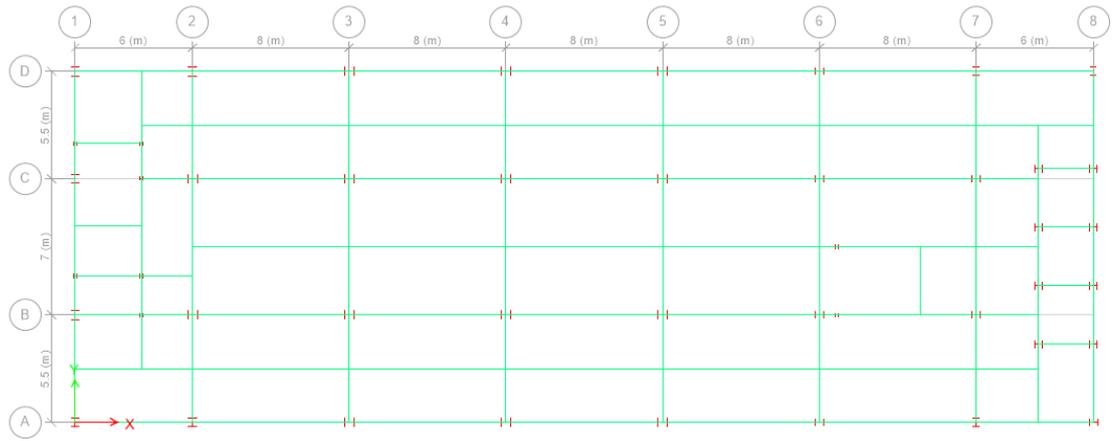


(e)

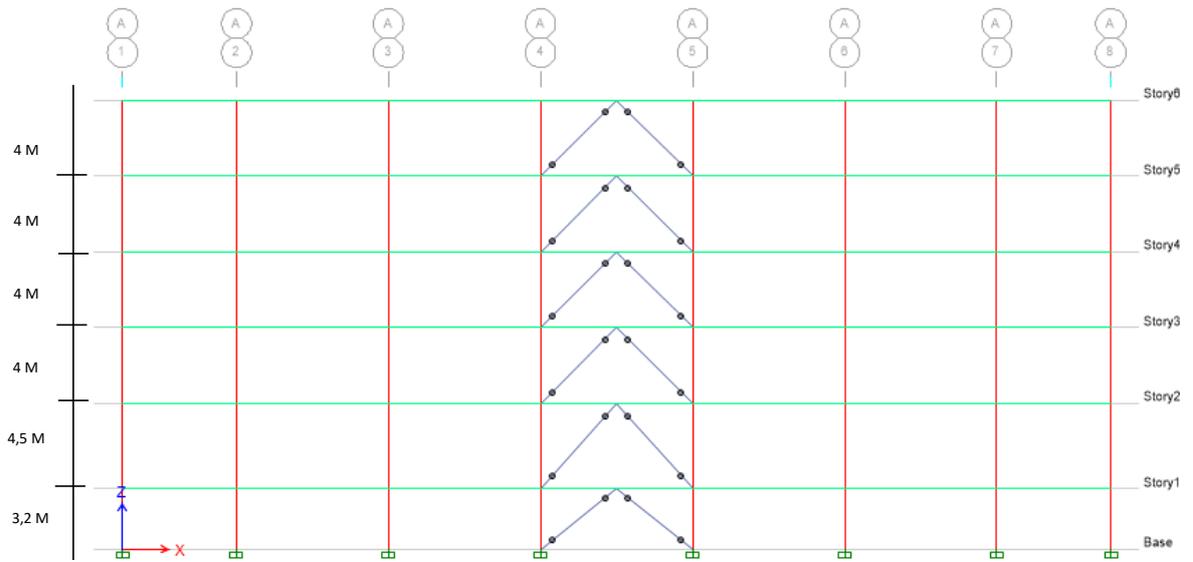


(f)

Gambar 3.2 : Lanjutan.

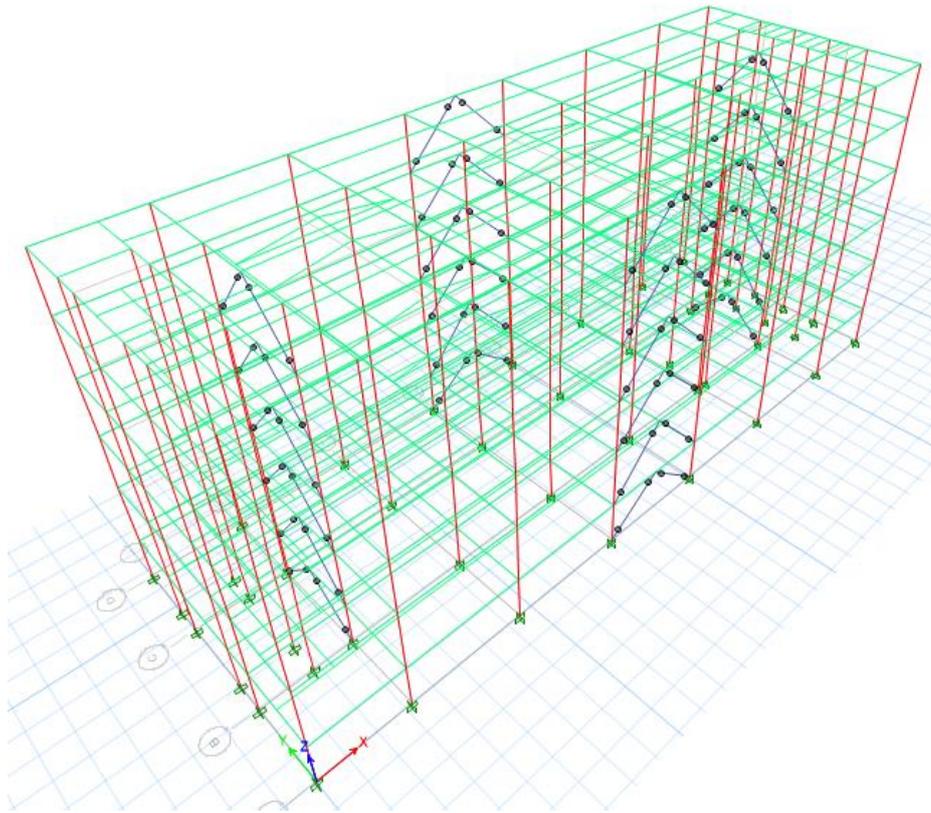


(g)



(h)

Gambar 3.2 : Lanjutan.



(i)

Gambar 3.2 : Lanjutan.

3.2.3 Dimensi Kolom-Balok

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

Tabel 3.1: Ukuran balok dan kolom.

Struktur	Lantai 1 s/d 6
Ukuran balok (mm)	WF 250x125x9x6
	WF 350x250x14x9
Ukuran Kolom (mm)	WF 400x400x30x50
	WF 450x300x11x18
	WF 175x175x11x7.5
	WF 350x350x22x14

Tabel 3.1 : *Lanjutan.*

Bresing (mm)	WF 150x150x10x7
--------------	-----------------

3.3 Analisa Struktur

3.3.1 Analisis Dinamik Struktur Linear

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

1.6.1.1 Pembebanan

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

Tabel 3.2: Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Baja	7850 kg/m ³
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²
Pelat Lantai	288 kg/m ²

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

Beban Hidup	Besarnya Beban
Sekolah (ruang kelas)	1,92 kN/m ²
Koridor lantai pertama	4,79 kN/m ²
Koridor diatas lantai pertama	3,83 kN/m ²
Beban hidup pada atap gedung	0,96 kN/m ²

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

1.6.1.2 Beban Amplop

Beban pada plat lantai di distribusikan ke balok dengan menggunakan metode amplop, dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4 : Beban mati amplop pada balok.

Pelat (m)	sisi pendek Kn/m	sisi panjang Kn/m	sisi pendek atap Kn/m	sisi panjang atap Kn/m
8 x 2.75	3.82	5.50	2.81	4.05
8 x 3.5	4.86	6.82	3.58	5.02
2.6 x 2.75	3.61	3.80	2.66	2.80
3.4 x 3.7	4.44	4.70	3.27	3.46
5 x 2.6	3.61	4.93	2.66	3.63
2.6 x 2	2.78	3.34	2.04	2.46
2.75 x 6	3.82	5.33	2.81	3.92
2.6 x 3.4	3.61	4.36	2.66	3.21
2.75 x 3.4	3.82	4.48	2.81	3.30
10.4 x 2.1	2.92	4.31	2.15	3.17
2.8 x 5.5	3.89	5.33	2.86	3.92
4 x 2.8	3.89	4.88	2.86	3.59
3.2 x 2.75	3.82	4.32	2.81	3.18
3 x 2.8	3.89	4.14	2.86	3.05
3.2 x 3.5	4.44	4.81	3.27	3.54
2.25 x 2.8	3.12	3.68	2.30	2.71
2.8 x 7	3.89	5.52	2.86	4.06
3.4 x 5.26	4.72	6.09	3.47	4.49
7 x 5.26	7.30	8.89	5.37	6.54

Tabel 3.5: Beban hidup amplop pada balok.

pelat (m)	Sisi pendek Kn/m	sisi panjang Kn/m	sisi pendek atap Kn/m	sisi panjang atap Kn/m
8 x 2.75	3.51	5.06	0.88	1.27
8 x 3.5	4.47	6.27	1.12	1.57
2.6 x 2.75	3.32	3.50	0.83	0.88
3.4 x 3.7	4.34	4.68	1.09	1.17
5 x 2.6	3.32	4.53	0.83	1.14
2.6 x 2	2.55	3.07	0.64	0.77
2.75 x 6	3.51	4.90	0.88	1.23
2.6 x 3.4	3.32	4.01	0.83	1.00
2.75 x 3.4	3.51	4.12	0.88	1.03
10.4 x 2.1	2.68	3.97	0.67	0.99

Tabel 3.5 : *Lanjutan.*

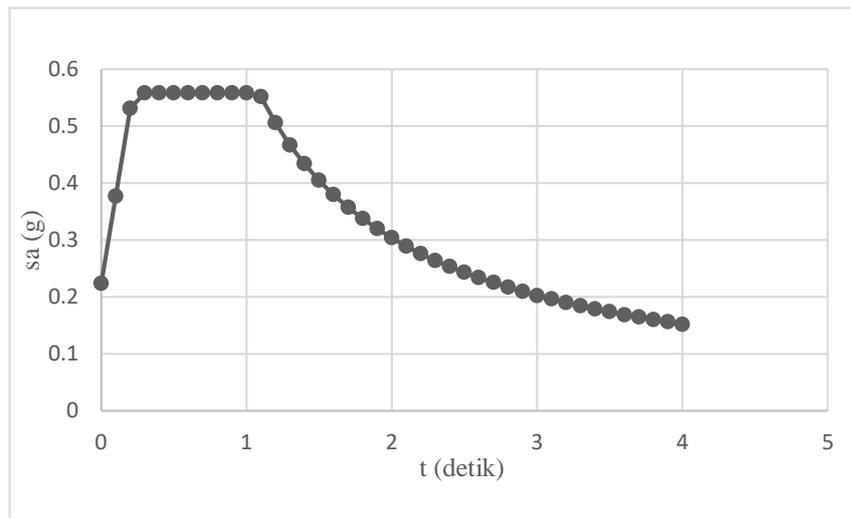
pelat (m)	Sisi pendek Kn/m	sisi panjang Kn/m	sisi pendek atap Kn/m	sisi panjang atap Kn/m
2.8 x 5.5	3.57	4.90	0.90	1.23
4 x 2.8	3.57	4.49	0.90	1.12
3.2 x 2.75	3.51	3.97	0.88	1.00
3 x 2.8	3.57	3.81	0.90	0.95
3.2 x 3.5	4.09	4.42	1.02	1.11
2.25 x 2.8	2.87	3.38	0.72	0.85
2.8 x 7	3.57	5.08	0.90	1.27
3.4 x 5.26	4.34	5.60	1.09	1.40
7 x 5.26	6.72	8.18	1.68	2.05

1.6.1.3 Respon Spektrum Desain Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah lunak yang terletak di Kota MEDAN, kemudian dianalisis dengan data- data PGA = 0.75 g, $S_s = 0,45$ g dan $S_1 = 0.35$ g. Berdasarkan tahap-tahap yang ada pada SNI 1726: 2012 pasal 6.4, maka akan didapatkan koefisien atau nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

- Nilai $F_a = 1,86$
- Nilai $F_v = 2,6$
- $S_{MS} = 0,837$
- $S_{M1} = 0,91$
- $S_{Ds} = 0,558$
- $S_{D1} = 0,606667$
- $T_0 = 0,217443$
- $T_s = 1,087216$
- Nilai S_a

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



Gambar 3.3: Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Medan dengan jenis tanah lunak.

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

1.6.1.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2012 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa. Berdasarkan sub Bab 7.2.2, maka didapatkan untuk Faktor $R=8$ nilai $\rho=1.3$ yang diperoleh dari kategori desain seismik E dan nilai $S_{Ds} = 0,558$.

Tabel 3.6 : Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho=1.3$, $S_{Ds} = 0.558$.

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	1,31	1	0,39	1,3
Kombinasi 4	1,31	1	-0,39	-1,3
Kombinasi 5	1,31	1	0,39	-1,3
Kombinasi 6	1,31	1	-0,39	1,3

Tabel 3.6 : *Lanjutan.*

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (EX)	Koefisien (EY)
Kombinasi 7	1,31	1	1,3	0,39
Kombinasi 8	1,31	1	-1,3	-0,39
Kombinasi 9	1,31	1	1,3	-0,39
Kombinasi 10	1,31	1	-1,3	0,39
Kombinasi 11	0,79	0	0,39	1,3
Kombinasi 12	0,79	0	-0,39	-1,3
Kombinasi 13	0,79	0	0,39	-1,3
Kombinasi 14	0,79	0	-0,39	1,3
Kombinasi 15	0,79	0	1,3	0,39
Kombinasi 16	0,79	0	-1,3	-0,39
Kombinasi 17	0,79	0	1,3	-0,39
Kombinasi 18	0,79	0	-1,3	0,39
Kombinasi Maximum <i>Envelope</i>	Nilai <i>absolute</i> dari seluruh kombinasi			

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).

1.6.1.5 Perhitungan Tangga

Pada perhitungan tangga digunakan aplikasi analisa struktur yaitu SAP 2000 sebagai alat bantu untuk menghitung nilai-nilai yang ingin diketahui. Data desain tangga dapat dilihat pada Tabel 3.7 dan Tabel 3.8

Tabel 3.7 : Material Tangga.

Mutu Profil baja	BJ 41
Profil baja yang digunakan	WF 125 x 125 x 9 x 6
	Siku 50 x 50 x 5

Tabel 3.8 : Dimensi Tangga.

Dimensi	Lantai 1	Lantai 2	Lantai 3-6
Tinggi antar lantai	3,2 m	4,5 m	4 m
Lebar tangga	1,46 m	1,46 m	1,46 m
Kemiringan (α)	28,97°	37,9°	34,68°
Panjang Bordes	4,345 m	4,345 m	4,345 m
Dimensi	Lantai 1	Lantai 2	Lantai 3-6
Panjang Tangga	3,3 m	3,66 m	3,51 m
<i>Optrade</i>	0,2 m	0,2 m	0,2 m
<i>Antrade</i>	0,25 m	0,25 m	0,25 m
Lebar Bordes	1,455 m	1,455 m	1,455 m
Tebal Plat Bordes	0,15 m	0,15 m	0,15 m

Pada plat tangga yang dihitung pada SAP 2000 beban-beban yg di *input* terdapat pada Tabel 3.9

Tabel 3.9 Beban pada tangga

Pembebanan pada plat tangga	
Beban Mati - Beban Pegangan Tangga	0,5 kN/m ²
Beban hidup	3 kN/m ²
Pembebanan pada bordes	
Beban hidup	3 kN/m ²

Kombinasi pembebanan yang dipakai hanya 1,4 DL dan 1,2 DL+1,6 LL yang di *input* pada program SAP 2000. Hasil analisa perhitungan plat tangga dapat dilihat pada lampiran.

1.6.1.6 Perhitungan Lift

Data perencanaan lift terdapat pada Tabel 3.10:

Tabel 3.10 data perencanaan lift

Tipe produksi	hyundai elevator
Tipe Lift	Passenger Elevator
Kapasitas	1000 kg / 15 Orang
Kecepatan	105 m/min
Type	1 Cars

Tabel 3.10 : Lanjutan.

Dimensi Sangkar (<i>Car Size</i>)	
<i>Car Wide (CW)</i>	1,6 m
<i>Car Depth (CD)</i>	1,5 m
<i>Opening</i>	
<i>Width</i>	0,9 m
<i>Height</i>	2,1 m
Dimensi Ruang Luncur (<i>Hoistway</i>)	
<i>Hoistway width (HW)</i>	2,1 m
<i>Hoistway Depth (HD)</i>	1,8 m
Dimensi <i>Mechine Room M/C</i>	
<i>M/C width</i>	2,3 m
<i>M/C depth</i>	3,85 m
<i>M/C height</i>	2,2 m

Dari data diatas di rencanakan bahwa beban dari lift yang di *input* pada program analisa struktur adalah beban mati sebesar 500 kg/m^2 dan beban hidup sebesar 1000 kg/m^2 .

1.6.1.7 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

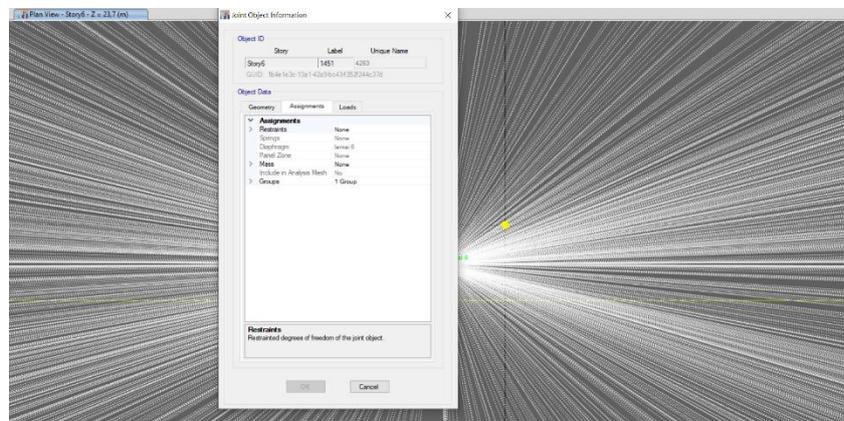
diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang lebih dari 15%, sementara metode kombinasi kuadrat lengkap diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang kurang dari 15%. Sehingga metode yang digunakan dalam analisis respon spektrum ragam adalah *SRSS* pada Model 1, *SRSS* pada Model 2, *SRSS* pada Model 3.

3.5 Langkah-Langkah Pemodelan Dari Metode *Pushover*

Adapun langkah-langkah nya sebagai berikut:

1. Menentukan titik yang akan ditinjau

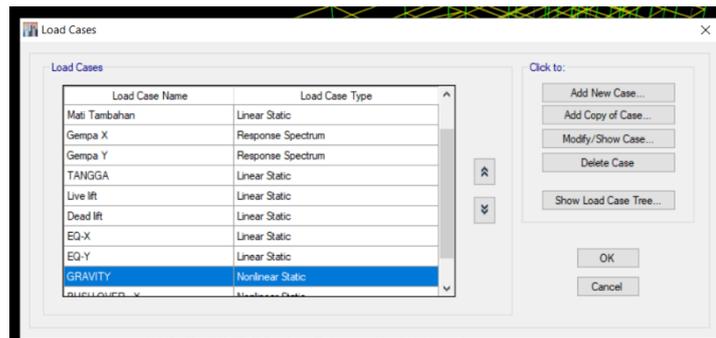
Titik yang ditinjau adalah titik yang akan ditetapkan sebagai dasar program untuk menghitung deformasi yang terjadi pada puncak bangunan. Titik ini akan ditetapkan pada posisi pusat kuat massa bangunan. Dapat dilihat pada Gambar 3.4.



Gambar 3.4 : Menentukan titik tinjau.

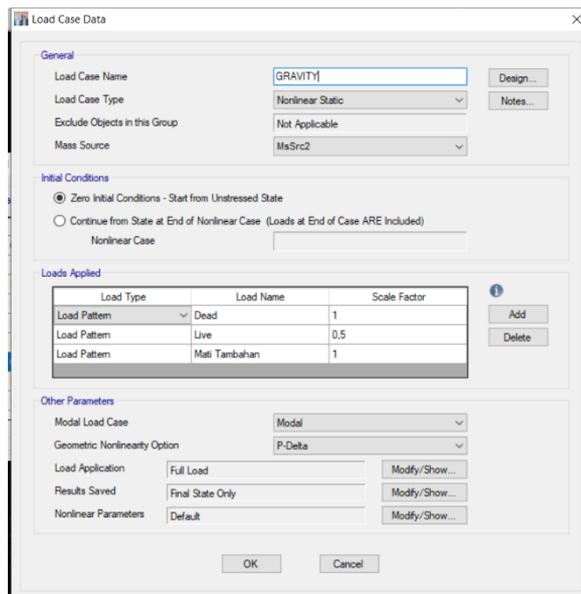
2. Menentukan *Gravity Nonlinier Case*

Dapat dilihat pada gambar 3.13



Gambar 3.5 : *Static Nonlinear Case*.

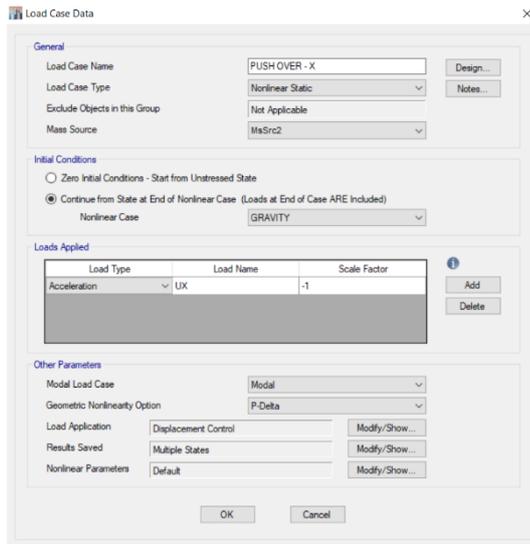
Dalam hal ini persentase beban yang digunakan dalam analisa *pushover* yaitu 100% beban mati (beban mati dan beban mati tambahan) dan 50% beban hidup. Selain itu efek *P-Delta* harus ditambahkan karena pada analisa *pushover displacement* yang terjadi akan terus bertambah seiring dengan penambahan beban dorong statik yang diberikan pada bangunan. Nilai beban tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.6



Gambar 3.6 : *Input Static Nonlinier Case Gravity*.

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

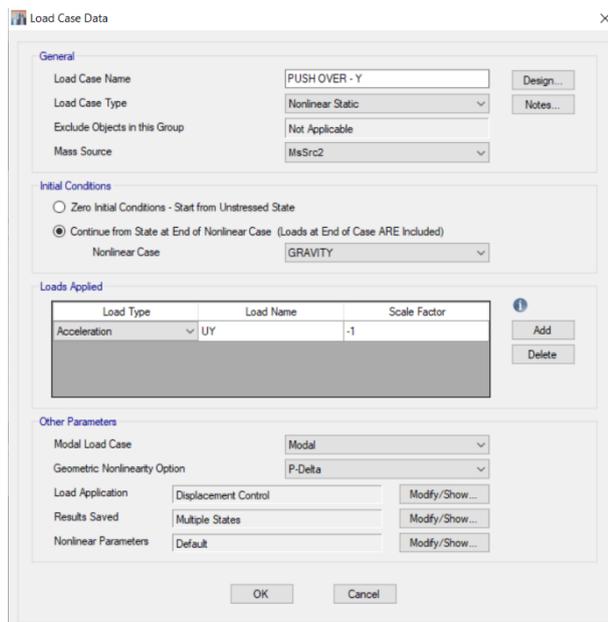
Nilai yang akan di input kedalam program analisis struktur dapat dilihat pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7 Input Static Nonlinear Pushover Case (PUSHOVER -X)

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

Sama seperti membuat nonlinier pada x, nilai yg akan diinput dapat dilihat pada Gambar 3.8.



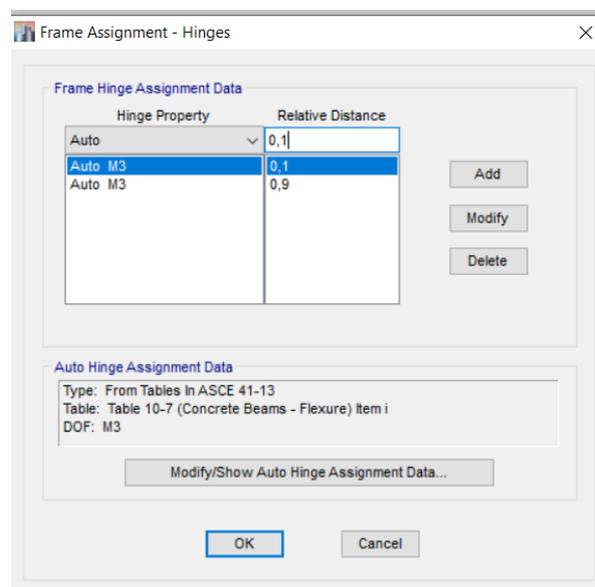
Gambar 3.8 Input Static Nonlinear Pushover Case (PUSHOVER -Y)

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 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

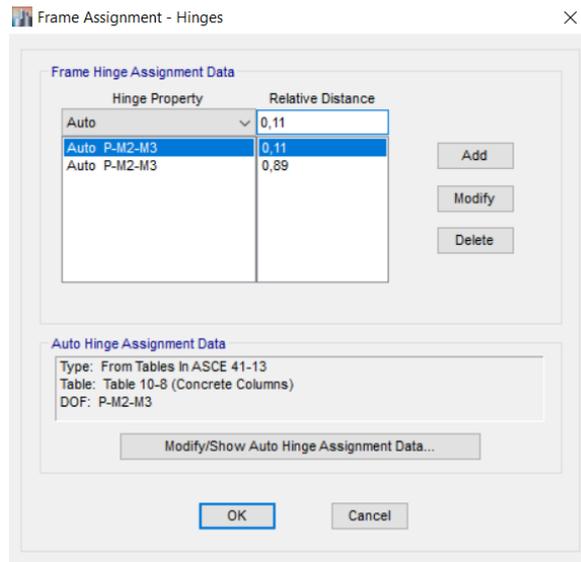
Pilih semua balok induk yang ada pada setiap lantai kemudian satu persatu masukkan nilai hinges nya, seperti terlihat pada Gambar 3.9.



Gambar 3.9 : *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 3.10.



Gambar 3.10 : *input hinge* pada kolom.

8. *Running* program

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

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Hasil Model Linier Dan NonLinier

Pada Bab ini akan membahas beberapa hasil analisa linier dan non linier oleh Program Analisa Struktur diantaranya, perioda getar, nilai simpangan dan gaya- gaya dalam struktur gedung, berdasarkan tiga jenis model dan dua jenis sistem rangka pemikul momen setiap modelnya, yaitu dengan sistem rangka baja pemikul momen khusus (SRPMK) dan sistem ganda rangka baja dengan bresing konsentris khusus. Semua *input* pembebanan serta kombinasi, zona gempa dan konfigurasi bangunan adalah sama. Serta perbandingan metode analisa pada tiap pemodelan, yaitu analisa respon spektrum ragam dan analisa pushover.

4.2 Hasil Analisa Linier

4.2.1 Model 1

4.2.1.1 Koreksi Faktor Skala Gaya

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

$$0.85 \frac{V_t}{V_1} \leq 1$$

(4.1)

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Gaya geser dasar yang digunakan untuk menghitung gaya lateral *static* ekivalen ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012

Data Struktur :

- S_{D1} : 0.61
- S_{DS} : 0.56
- R : 8
- I_e : 1.5
- SI : 0.35

$$\begin{aligned} \text{Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0.56}{\left(\frac{8}{1.5}\right)} = 0.105 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cs Minimum} &= 0.044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \\ &= 0.044 \cdot 0.56 \cdot 1.5 = 0.036 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0.61}{0.87 \cdot \left(\frac{8}{1.5}\right)} = 0.131 \end{aligned}$$

Tabel 4.1: Nilai Cs Model 1.

Arah	Cs Maksimum	Cs Minimum	Cs Hitungan	Cs yang dipakai
X	0.105	0.036	0.131	0.105
Y	0.105	0.036	0.131	0.105

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{shitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{smaksimum}$.

Tabel 4.2 : Hasil output berat sendiri struktur model 1.

Story	Selfweight
6	521.90
5	702.71
4	732.16
3	732.16

Tabel 4.2: *Lanjutan.*

<i>Story</i>	<i>Selfweight</i>
2	757.15
1	715.30
Total	4161.3814

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,105 \times 4161.38$$

$$V = 436.945 \text{ KN}$$

Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, kadalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 0,62 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,06.

Tabel 4.3 : Nilai *Story Shear* untuk gaya lateral *static* ekivalen Model I.

Lantai	Berat (w) kN	Tinggi M	K	hx^k	$w \times hx^k$	v
6	521.896	23.700	1.060	28.657	14956.058	54.799
5	702.711	19.700	1.060	23.558	16554.303	73.785
4	732.160	15.700	1.060	18.521	13559.990	76.877
3	732.160	11.700	1.060	13.561	9928.479	76.877
2	757.152	7.700	1.060	8.703	6589.668	79.501
1	715.303	3.200	1.060	3.431	2454.421	75.107
	4161.381				64042.92	436.945

Berdasarkan Tabel 4.3 dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model I adalah 436.945 KN dan V_t 334.176

Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI 1726:2012, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1

$$\text{Syarat} \quad 0.85 \frac{V_1}{V_t} \leq 1$$

$$\text{Arah x} \quad 0.85 \frac{436.95}{337.176} \leq 1$$

$$1.1114 \leq 1$$

$$\text{Arah y} \quad 0.85 \frac{436.95}{270.53} \leq 1$$

$$1.3729 \leq 1$$

Tabel 4.4: gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 model 1.

Struktur	Arah Gempa	V_t (kN)	$0.85V_1$ (kN)	$0,85V_1/V_t \leq 1$	Cek
MODEL 1	Gempa X	334.176	370.08	1.1114	Not Ok
	Gempa Y	270.527	370.08	1.3729	Not Ok

pada tabel dapat disimpulkan bahwa bangunan tersebut tidak memenuhi syarat gaya geser dasar yaitu ≤ 1 maka harus dikalikan faktor skala yaitu arah x = 2.04 arah y= 2.53.

Tabel 4.5: gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 model 1.

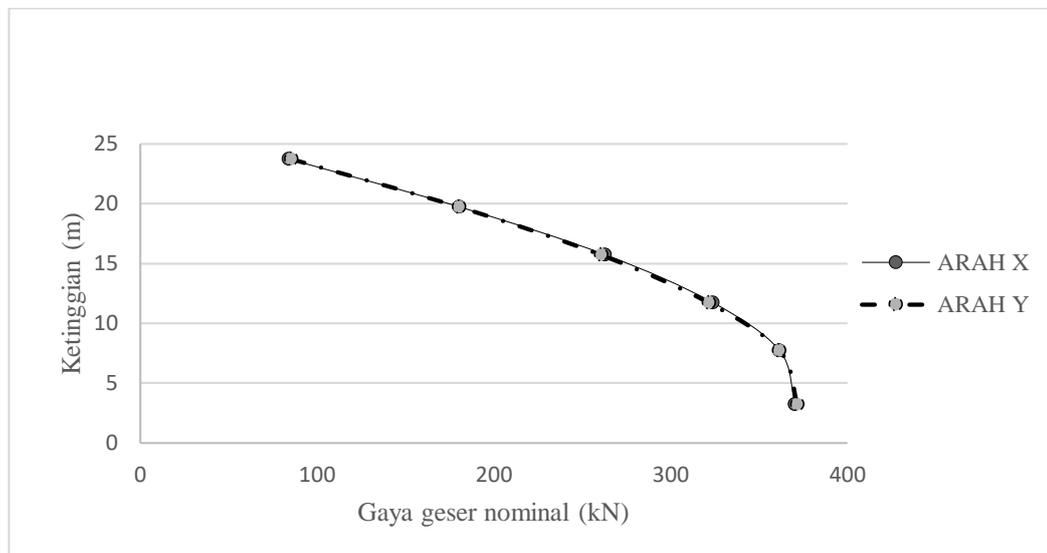
Struktur	Arah Gempa	V_t (kN)	$0.85V_1$ (kN)	$0,85V_1/V_t \leq 1$	Cek
MODEL 1	Gempa X	370.4995	370.08	0.9989	Ok
	Gempa Y	371.9742	370.08	0.9949	Ok

4.2.1.2 Pengecekan Gaya Geser Dasar (*base shear*)

Pada pengecekan ini dapat dilihat langsung pada program analisa struktur. Dapat dilihat pada Tabel 4.6 dan Gambar 4.1.

Tabel 4.6: Nilai gaya geser per lantai gedung model 1.

Lantai	tinggi	arah x (kN)	arah y (kN)
6	23.7	84.1784	85.7391
5	19.7	180.7484	180.6752
4	15.7	263.2636	260.9309
3	11.7	324.127	321.9023
2	7.7	361.64	361.8845
1	3.2	370.4995	371.9742



Gambar 4.1: Diagram greser nominal kumulatif sepanjang tinggi bangunan model 1

Gambar diatas adalah grafik antara gaya geser arah x dan y, nilai gaya geser antar x dan y hampir sama sehingga terlihat seperti berhimpit pada grafik, itu karena nilai faktor skala di naikkan agar nilai gaya geser yang dihasilkan bisa menjadi lebih kecil dari nilai $0.85.C_s.W$. menaikkan faktor skala antara x dan y berbeda karena berat bangunan (W) arah x dan y sama sehingga nilai gaya geser yang harus di capai hampir sama antara x dan y.

4.2.1.3 Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai

Nilai V_1 dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum (V_t) dapat dilihat pada Tabel 4.7. Kontrol Koreksi skala simpangan antar tingkat, yaitu:

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

$$\begin{aligned} \text{Arah X} \quad & 370.5 \geq 0.85 \times 0.105 \times 4161.3814 \\ & 370.5 \geq 370.07 \end{aligned}$$

Oke

$$\begin{aligned} \text{Arah Y} \quad & 370.504 \geq 0.85 \times 0.105 \times 4161.3814 \\ & 370.504 \geq 370.07 \end{aligned}$$

Oke

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

Tabel 4.7: nilai V_t sb. x dan y Model 1.

Struktur	Arah Gempa	V_t (KN)	$0,85 C_s W$	Cek
MODEL 1	Gempa X	370.5	370.07	Oke
	Gempa Y	370.504	370.07	Oke

4.2.1.4 Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas *ultimit*. Simpangan antar lantai yang diizinkan yaitu 0,01 dikali tinggi lantai, nilai simpangan tidak boleh melebihi ketentuan tersebut. Pada hasil yang diperoleh, nilai simpangan antar lantai tidak melebihi batas izin atau memenuhi syarat.

Tabel 4.8: Nilai Simpangan Antar Lantai arah x model 1.

Lantai	Tinggi per lantai	Simpangan arah x	Story drift arah x	Story drift arah X x cd/I	batas izin / 1,3 (ρ)	Cek arah X
	M	m	m	m		
Story6	4	0.011523	0.001	0.004	0.031	OKE
Story5	4	0.010431	0.002	0.006	0.031	OKE
Story4	4	0.008709	0.002	0.009	0.031	OKE
Story3	4	0.006355	0.003	0.010	0.031	OKE
Story2	4.5	0.003646	0.003	0.010	0.035	OKE
Story1	3.2	0.000858	0.001	0.003	0.025	OKE
Base		0	0	0		

Dari tabel diatas dapat disimpulkan bahwa nilai simpangan antar lantai masih dibawah nilai batas ijin yang telah ditentukan.

Tabel 4.9: Nilai simpangan antar lantai arah y model 1.

Lantai	Tinggi per lantai	Simpangan arah Y	Story drift arah Y	Story drift arah Y x cd/I	batas izin / 1,3 (ρ)	Cek arah Y
	M	m	m	m		
Story6	4	0.01416	0.002	0.006	0.031	OKE
Story5	4	0.012644	0.002	0.007	0.031	OKE
Story4	4	0.010608	0.003	0.010	0.031	OKE
Story3	4	0.007949	0.003	0.012	0.031	OKE
Story2	4.5	0.004768	0.004	0.013	0.035	OKE
Story1	3.2	0.001172	0.001	0.004	0.025	OKE
Base		0	0	0		

Dari tabel diatas dapat disimpulkan bahwa nilai simpangan antar lantai masih dibawah nilai batas ijin yang telah ditentukan.

4.2.1.5 Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 1.

$$\theta \text{ Maks} = \frac{0,5}{cd \times \beta}$$

$$= \frac{0,5}{5,5 \times 1} = 0,0909$$

Pada hasil perhitungan diatas, nilai dari *stability ratio* dibawah nilai 1 atau ≤ 1 maka dapat dikatakan kontrolnya memenuhi syarat yang ditentukan. Pada dasarnya efek p-delta dapat diabaikan jika syarat *stability ratio* ≤ 1 sudah terpenuhi.

4.2.1.6 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal

Berdasarkan SNI 1726:2012 tabel 10, ketidakberaturan horizontal harus di cek. Berikut tabel pengecekan ketidakberaturan horizontal.

Tabel 4.10: Ketidak Beraturan Horizontal

No.	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pengecekan
1a	Ketidakberaturan Torsi didefenisikan ada jika simpangan antarlantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.	No
1b	Ketidakberaturan Torsi Berlebihan didefenisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.	No
2	Ketidakberaturan Sudut Dalam didefenisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	No

Tabel 4.10: *Lanjutan*

3	Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	No
4	Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	No
5	Ketidakberaturan Sistem Nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan seismik.	No

Berikut perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan horizontal :

1a. Ketidakberaturan Torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak 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 yang diafragma kaku atau setengah kaku.

1b. ketidakberaturan Torsi Berlebihan didefinisikan jika ada simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak 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 yang diafragma kaku atau setengah kaku.

Berikut adalah analisa dari 1a. ketidakberaturan torsi dan 1b. ketidakberaturan torsi berlebihan.

Tabel 4.11: *Maximal* simpangan antar lantai arah x model 1.

Story	max simpangan arah x	max story drift arah x	max story drift arah x X Cd
	m	m	m
Story6	0.010479	0.0010	0.0055
Story5	0.009487	0.0016	0.0086
Story4	0.007924	0.0021	0.0118
Story3	0.005785	0.0025	0.0136
Story2	0.00332	0.0025	0.0140
Story1	0.000782	0.0008	0.0043

Tabel 4.12: Minimal simpangan antar lantai arah y model 1.

Story	min simpangan arah x	min story drift arah x	min story drift arah x X Cd
	m	m	M
Story6	0.010427	0.0010	0.0055
Story5	0.009436	0.0016	0.0086
Story4	0.007878	0.0021	0.0117
Story3	0.00575	0.0025	0.0135
Story2	0.003299	0.0025	0.0139
Story1	0.000777	0.0008	0.0043

Tabel 4.13: Cek ketidakberaturan torsi >1,2 model 1.

Story	Delta rata-rata, x	1,2 Delta rata-rata x	1,4 Delta rata-rata x	Cek x	
	M	M	Mm		
Story6	0.0055	0.0065	Mm	1.0025	OKE
Story5	0.0086	0.0103	0.0120	1.0027	OKE
Story4	0.0117	0.0141	0.0164	1.0029	OKE
Story3	0.0135	0.0162	0.0189	1.0030	OKE
Story2	0.0139	0.0167	0.0195	1.0032	OKE
Story1	0.0043	0.0051	0.0060	1.0032	OKE

Dari Tabel 4.11, Tabel 4.12 dan Tabel 4.13 dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan torsi yang disyaratkan yaitu <1,2 tidak terjadi pada struktur yang dianalisa, dan juga ketidakberaturan torsi berlebihan dengan syarat <1,4 tidak terjadi pada struktur arah x.

Tabel 4.14: Maximal simpangan antar lantai arah y model 1.

Story	max simpangan arah y	max story drift arah y	max story drift arah y X Cd
	m	M	M
Story6	0.0179	0.0015	0.0082
Story5	0.0164	0.0025	0.0137
Story4	0.0139	0.0034	0.0186
Story3	0.0105	0.0041	0.0227
Story2	0.0064	0.0048	0.0264
Story1	0.0016	0.0016	0.0087

Tabel 4.15: Minimal simpangan antar lantai arah y model 1.

Story	min simpangan arah y	min story drift arah y	min story drift arah y X Cd
	M	M	M
Story6	0.0093	0.0010	0.0055
Story5	0.0083	0.0015	0.0080
Story4	0.0068	0.0019	0.0102
Story3	0.0050	0.0021	0.0116
Story2	0.0029	0.0022	0.0120
Story1	0.0007	0.0007	0.0037

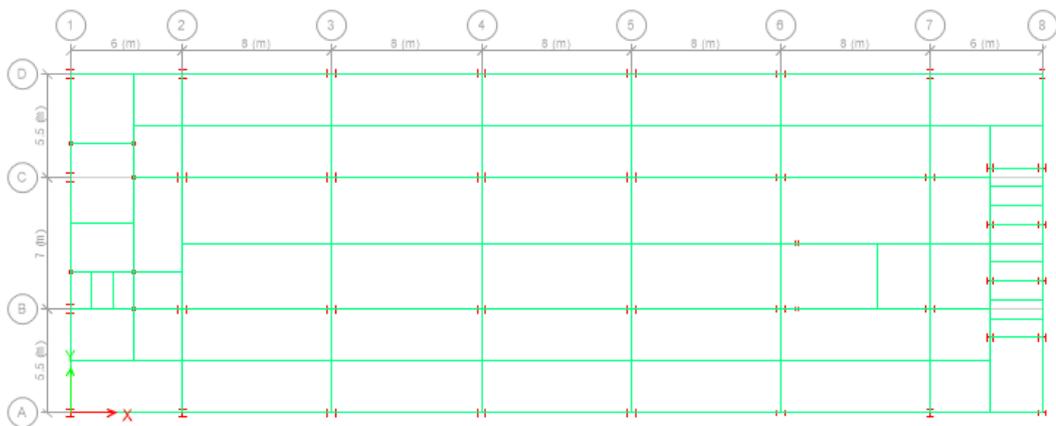
Tabel 4.16: Cek ketidakberaturan torsi >1,2 arah y model 1.

Delta rata-rata, y	1,2 Delta rata-rata y	1,4 Delta rata-rata y	Cek y	
M	M	M		
0.0068	0.0082	0.0096	1.3155	NO
0.0109	0.0131	0.0152	1.3277	NO
0.0144	0.0173	0.0202	1.3403	NO
0.0172	0.0206	0.0240	1.3570	NO
0.0192	0.0231	0.0269	1.3805	NO
0.0062	0.0075	0.0087	1.4015	NO

Dari Tabel 4.14, Tabel 4.15 dan Tabel 4.16 dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan torsi yang disyaratkan yaitu >1,2 terjadi di setiap lantai pada struktur yang dianalisa. Sedangkan ketidakberaturan torsi berlebihan dengan syarat <1,4 hanya terjadi di lantai dasar. Dapat disimpulkan bahwa nilai perpindahan maksimum dan minimum yang terjadi memiliki selisih yang besar sehingga melewati batas yang di ijinakan untuk nilai ketidakberaturan torsi yaitu

1,2 dan ketidakberaturan torsi berlebihan yaitu 1.4. Disebabkan oleh kolom pada arah y besarnya tidak simetris antara kiri dan kanan sehingga kekakuannya berbeda antara kiri dan kanan, kolom yang bagian kiri gedung lebih kaku daripada bagian kanan gedung, sehingga melewati batas yang diijinkan. Sehingga perpindahan yang terjadi antara kedua ujung gedung memiliki selisih yang cukup besar dan mengakibatkan ketidakberaturan torsi.

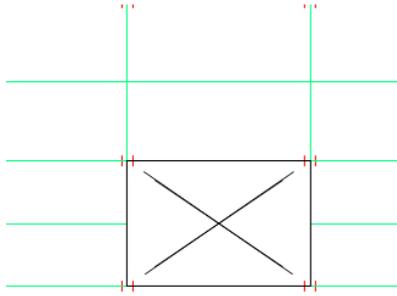
2. Ketidakberaturan Sudut Dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.



Gambar 4.2: Denah Struktur model 1.

Pada denah struktur yang dianalisa dapat dilihat bahwa struktur tersebut tidak memiliki sudut dalam dikarenakan struktur ini hampir seperti struktur simetris, maka ketidakberaturan ini tidak ada.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% atau dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.



Gambar 4.3: Opening pada lantai 2 model 1.

Pada analisa struktur ini luas bukaan total adalah $\pm 584 \text{ m}^2$ dan luas bruto total bangunan pada lantai adalah $\pm 5032 \text{ m}^2$, maka persentasenya adalah 11,6% sehingga ketidakberaturan ini tidak ada.

4. ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.

Pada bangunan yang sedang dianalisa tidak memiliki bidang elemen vertikal atau bresing, maka ketidakberaturan ini tidak ada.

5. ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem penahan seismik.

Seperti pada pasal ke 4, bangunan ini tidak memiliki bidang elemen vertikal atau bresing, jadi ketidakberaturan ini tidak terjadi.

4.2.1.7 pengecekan ketidakberaturan vertikal

Tabel 4.17: Ketidakberaturan vertikal.

No.	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pengecekan
1a	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefenisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	No
1b	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefenisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	No
2	ketidakberaturan berat(massa) didefenisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.	No
3	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefenisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat di dekatnya.	No
4	Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral didefenisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat dibawahnya.	No
5a	Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat didefenisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	No

Berikut perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan vertikal :

1a. ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ad ajika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya.

Berikut adalah analisa dari ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak :

Tabel 4.18: pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1a arah x model 1.

Story	Load Case	Stiffness X KN/m	Cek 70%	Cek 80%	cek	Cek
Story6	Gempa X	77249.999				
Story5	Gempa X	104837.783	135.712		OKE	
Story4	Gempa X	111695.915	106.54		OKE	
Story3	Gempa X	119572.626	107.05	122.10	OKE	OKE
Story2	Gempa X	129912.696	108.64	115.95	OKE	OKE
Story1	Gempa X	432596.489	332.99	359.31	OKE	OKE

Tabel 4.19: Pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1a arah model 1.

Story	Load Case	Stiffness Y KN/m	Cek 70%	Cek 80%	cek	cek
Story6	Gempa Y	67.5361				
Story5	Gempa Y	143.1229	211.92		OKE	
Story4	Gempa Y	207.1159	144.71		OKE	
Story3	Gempa Y	255.6724	123.44	183.59	OKE	OKE
Story2	Gempa Y	287.4286	112.42	142.31	OKE	OKE
Story1	Gempa Y	295.4701	102.79	118.15	OKE	OKE

Pada Tabel 4.18 dan Tabel 4.19 disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal 1a yaitu ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah X dan Y masih memenuhi batas yang diijinkan sehingga bangunan tidak mengalami *softstory*.

1b. ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya.

Tabel 4.20 adalah analisa dari ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebih:

Tabel 4.20: pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1b arah x model 1.

Story	Load Case	Stiffness X	Cek 60%	Cek 70% rata-rata	cek	Cek
		kN/m				
Story6	Gempa X	77249.999				
Story5	Gempa X	104837.783	135.712		OKE	
Story4	Gempa X	111695.915	106.54		OKE	
Story3	Gempa X	119572.626	107.05	122.10	OKE	OKE
Story2	Gempa X	129912.696	108.64	115.95	OKE	OKE
Story1	Gempa X	432596.489	332.99	359.31	OKE	OKE

Tabel 4.21 Pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1b arah y model 1

Story	Load Case	Stiffness Y	Cek 60%	Cek 70% rata-rata	cek	Cek
		kN/m				
Story6	Gempa Y	53983.67				
Story5	Gempa Y	72020.42	133.41		OKE	
Story4	Gempa Y	79143.12	109.88		OKE	
Story3	Gempa Y	82300.62	103.98	120.35	OKE	OKE
Story2	Gempa Y	82368.13	100.08	105.84	OKE	OKE
Story1	Gempa Y	261647.41	317.65	321.94	OKE	OKE

Pada Tabel 4.20 dan Tabel 4.21 dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal 1b yaitu ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan masih memenuhi batas yang diijinkan yaitu 60% dan 70% kekakuan tingkat diatasnya sehingga tidak terjadi *Softstory* berlebih pada bangunan.

2. ketidakberaturan berat (massa) didefinisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.

Tabel 4.20 adalah analisa dari ketidakberaturan berat (massa)

Tabel 4.22: pengecekan ketidakberaturan berat (massa) model 1.

Story	Massa		Dibandingkan dengan 1,5 x massa dilantai atas	Dibandingkan dengan 1,5 x massa dilantai bawah	Cek	cek
	Kg	kN				
Story1	7435.33	72.866	109.29	109.299351		OKE
Story2	7870.34	77.129	115.69	115.693998	OKE	OKE
Story3	7610.55	74.583	111.87	111.875085	OKE	OKE
Story4	7610.55	74.583	111.87	111.875085	OKE	OKE
Story5	7304.44	71.583	107.37	107.375268	OKE	OKE
Story6	5424.93	53.164	79.746	79.746471	OKE	

Pada Tabel 4.22 dapat disimpulkan bahwa massa setiap lantai tidak melebihi 150% massa efektif tingkat didekatnya sehingga ketidakberaturan berat tidak terjadi pada setiap lantai yang ada.

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat didekatnya.

Pada analisa bangunan ini, bangunan tidak memiliki Bresing. Hanya balok dan kolom sebagai penahan gaya gravitasi dan gaya gempanya.

4. diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen penahan lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat dibawahnya.

Seperti pasal ke 3, bangunan tidak memiliki bresing maka ketidak beraturan ini tidak ada

5a. diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat diatasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

Berikut adalah hasil analisa dari diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat sebagai berikut :

Tabel 4.23: pengecekan ketidakberaturan kuat lateral tingkat 5a model 1.

Story	Load Case/Combo	VX	VY	Cek 80 % arah X	Cek 80% arah y	cek	cek
		kN	kN				
Story6	Envelope Max	101.55	88.47				
Story5	Envelope Max	215.63	187.26	212.34	211.67	OKE	OKE
Story4	Envelope Max	312.56	270.92	144.95	144.68	OKE	OKE
Story3	Envelope Max	384.47	334.45	123.01	123.45	OKE	OKE
Story2	Envelope Max	429.66	375.93	111.75	112.40	OKE	OKE
Story1	Envelope Max	440.73	386.49	102.58	102.81	OKE	OKE

Pada Tabel 4.23 dapat dilihat bahwa gedung yang dianalisa tidak mengalami ketidakberaturan lateral tingkat karena kuat lateral pada setiap lantai masih diatas 80% dari setiap tingkat di atasnya.

5. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang 65% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

Tabel 4.24 adalah hasil analisa dari diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebihan.

Tabel 4.24: pengecekan ketidakberaturan kuat lateral model 1.

Story	Load Case/Combo	VX	VY	Cek 65 % arah X	Cek 65% arah y	Cek	cek
		kN	kN				
Story6	Envelope Max	101.55	88.47				
Story5	Envelope Max	215.63	187.26	212.34	211.67	OKE	OKE
Story4	Envelope Max	312.56	270.92	144.95	144.68	OKE	OKE
Story3	Envelope Max	384.47	334.45	123.01	123.45	OKE	OKE
Story2	Envelope Max	429.66	375.93	111.75	112.40	OKE	OKE
Story1	Envelope Max	440.73	386.49	102.58	102.81	OKE	OKE

Pada Tabel 4.24 dapat dilihat bahwa gedung yang di analisa tidak mengalami ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebih karena kuat lateral pada setiap lantai masih di atas 65% dari tingkat diatasnya.

4.2.2 Model 2

4.2.2.1 Koreksi Faktor Skala Gaya

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

$$0.85 \frac{V_t}{V_1} \geq 1$$

(4.2)

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Gaya geser dasar yang digunakan untuk ,menghitung gaya lateral statik ekivalen ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012

Data Struktur :

- S_{D1} : 0.61
- S_{Ds} : 0.56
- R : 7
- I_e : 1.5
- SI : 0.35

$$\begin{aligned} \text{Cs Maksimum} &= \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0.56}{\left(\frac{7}{1.5}\right)} = 0.12 \\ \text{Cs Minimum} &= 0.044 \cdot S_{Ds} \cdot I_e \\ &= 0.044 \cdot 0.56 \cdot 1,5 = 0.036 \\ \text{Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)} \end{aligned}$$

$$= \frac{0.61}{0.57\left(\frac{7}{1.5}\right)} = 0.23$$

Tabel 4.25: Nilai Cs model 2.

Arah	Cs Maksimum	Cs Minimum	Cs Hitungan	Cs yang dipakai
X	0.12	0.036	0.131	0.12
Y	0.12	0.036	0.23	0.12

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai C_{hitung} berada diantara $C_{minimum}$ dan $C_{maksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{maksimum}$

Tabel 4.26: Hasil output berat sendiri struktur model 2.

Lantai	Berat (w)
	kN
6	521.945
5	709.285
4	738.733
3	738.733
2	763.987
1	716.024
	4188.71

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,12 \times 4188.71$$

$$V = 500.85 \text{ KN}$$

Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, k adalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$

- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 0.408 detik, maka nilai k adalah 1

Tabel 4.27: Nilai Story Shear untuk gaya lateral static ekuivalen Model 2.

Lantai	Berat (w) kN	Tinggi	K	h_x^k	$w \times h_x^k$	v	F _x
6	521.945	23.700	1	23.7	12370.096	62.410	14.099
5	709.285	19.700	1	19.7	13972.906	84.810	21.641
4	738.733	15.700	1	15.7	11598.112	88.331	18.709
3	738.733	11.700	1	11.7	8643.179	88.331	13.942
2	763.987	7.700	1	7.7	5882.701	91.351	9.814
1	716.024	3.200	1	3.2	2291.277	85.616	3.582
	4188.707				54758.27	500.85	81.79

Berdasarkan tabel 4.27 dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 2 arah x adalah 500.85 KN dan V_t 391.161 Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI 1726:2012, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1

$$\text{Syarat} \quad 0.85 \frac{V_1}{V_t} \leq 1$$

$$\text{Arah x} \quad 0.85 \frac{500.85}{391.161} \leq 1$$

$$1.0884 \leq 1$$

$$\text{Arah y} \quad 0.85 \frac{44.8}{381.579} \leq 1$$

$$1.1157 \leq 1$$

Tabel 4.28: gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 model 2.

Struktur	Arah Gempa	V_t (kN)	$0.85V_1$ (kN)	$0.85V_1/V_t \leq 1$	Cek
MODEL 1	Gempa X	391.161	425.72	1.0884	Not Ok
	Gempa Y	381.579	425.72	1.1157	Not Ok

pada Tabel 4.28 dapat disimpulkan bahwa bangunan tersebut tidak memenuhi syarat gaya geser dasar yaitu ≤ 1 maka harus dikalikan faktor skala yaitu arah x = 2.29 arah y= 2.34

Tabel 4. 29: gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 model 2.

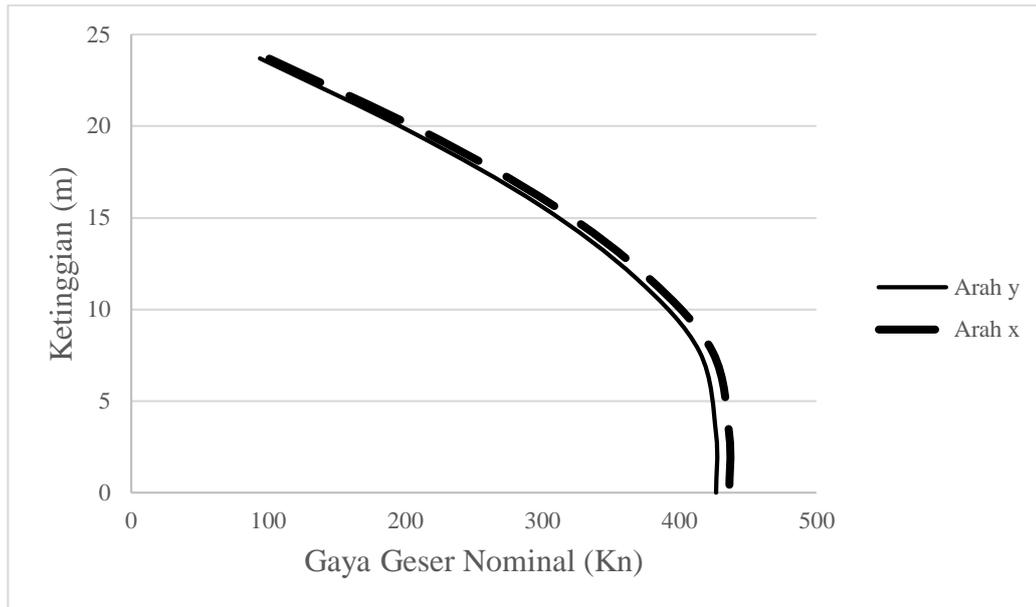
Struktur	Arah Gempa	V_t (kN)	$0.85V_1$ (kN)	$0,85V_1/V_t \leq 1$	Cek
MODEL 1	Gempa X	426.551	425.72	0.998	Ok
	Gempa Y	436.090	425.72	0.98	Ok

4.2.2.2 Pengecekan Gaya Geser Dasar (*base shear*)

Pada pengecekan ini dapat dilihat langsung pada program analisa struktur. berikut adalah tabel dan diagram gaya geser struktur terhadap ketinggian bangunan arah x dan y :

Tabel 4.30 Nilai gaya geser perlantai gedung model 2

lantai	Tinggi	arah x	arah y
6	23.7	94.0601	100.6655
5	19.7	204.0341	213.631
4	15.7	297.8148	307.613
3	11.7	368.3473	377.7701
2	7.7	414.4173	423.9546
1	3.2	426.5512	436.0901



Gambar 4.4: Diagram greser nominal kumulatif sepanjang tinggi bangunan model 2.

Gambar 4.4 adalah grafik antara gaya geser arah x dan y, nilai gaya geser antar x dan y hampir sama sehingga terlihat seperti berhimpit pada grafik, itu karena nilai faktor skala di naikkan agar nilai gaya geser yang dihasilkan bisa menjadi lebih kecil dari nilai $0.85.C_s.W$. menaikkan faktor skala antara x dan y berbeda karena berat bangunan (W) arah x dan y sama sehingga nilai gaya geser yang harus di capai hampir sama antara x dan y

4.2.2.3 Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai

Nilai V_1 dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum (V_t) dapat dilihat pada Tabel 4.. Kontrol Koreksi skala simpangan antar tingkat,yaitu:

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

$$\text{Arah X} \quad 426.551 \geq 0.85 \times 0.12 \times 4188.71$$

$$426.551 \geq 425.722$$

Oke

$$\text{Arah Y} \quad 436.090 \geq 0.85 \times 0.12 \times 4188.71$$

$$436.090 \geq 425.722$$

Oke

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

Tabel 4.31: nilai V_t sb. x dan y model 2.

Struktur	Arah Gempa	V_t (KN)	$0,85 C_s W$	Cek
MODEL 2	Gempa X	426.551	425.722	Oke
	Gempa Y	436.090	425.722	Oke

4.2.2.4 Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai yang diizinkan yaitu 0,01 dikali tinggi lantai, nilai simpangan tidak boleh melebihi ketentuan tersebut. Pada hasil yang diperoleh, nilai simpangan antar lantai tidak melebihi batas izin atau memenuhi syarat.

Tabel 4.32: simpangan gedung arah x model 2.

Lantai	Tinggi perlantai	Simpangan arah x	Story drift arah x	Story drift arah X x $\frac{cd}{I}$	batas izin / 1,3 (ρ)	Cek arah X
	M	m	m	m		
Story6	4	0.0053	0.001	0.002	0.031	OKE
Story5	4	0.0048	0.001	0.003	0.031	OKE
Story4	4	0.0040	0.001	0.004	0.031	OKE
Story3	4	0.0030	0.001	0.004	0.031	OKE
Story2	4.5	0.0018	0.001	0.005	0.035	OKE
Story1	3.2	0.0004	0.000	0.002	0.025	OKE
Base		0	0	0		

Tabel 4.33: simpangan gedung arah y model 2.

Lantai	Tinggi per lantai	Simpangan arah Y	Story drift arah Y	Story drift arah Y x cd/I	batas izin / 1,3 (ρ)	Cek arah Y
	Mm	Mm	Mm	mm		
Story6	4	0.007404	0.001	0.003	0.031	OKE
Story5	4	0.006507	0.001	0.004	0.031	OKE
Story4	4	0.005327	0.001	0.005	0.031	OKE
Story3	4	0.003924	0.002	0.006	0.031	OKE
Story2	4.5	0.002367	0.002	0.006	0.035	OKE
Story1	3.2	0.000619	0.001	0.002	0.025	OKE
Base		0	0	0		

Dari Tabel 4.33 dapat disimpulkan bahwa nilai simpangan antar lantai yang terjadi pada arah x dan y belum melewati batas ijin yang telah di tentukan. Sehingga gedung tersebut masih aman.

4.2.2.5 Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 1.

$$\begin{aligned} \theta \text{ Maks} &= \frac{0,5}{cd \times \beta} \\ &= \frac{0,5}{5,5 \times 1} = 0,0909 \end{aligned}$$

Pada hasil perhitungan diatas, nilai dari *stability ratio* dibawah nilai 1 atau ≤ 1 maka dapat dikatakan kontrolnya memenuhi syarat yang ditentukan. Pada dasarnya efek p-delta dapat diabaikan jika syarat *stability ratio* ≤ 1 sudah terpenuhi.

4.2.2.6 Persyaratan Penggunaan Sistem Ganda

Sistem bangunan gedung yang menggunakan system ganda memiliki syarat gaya gempa yaitu gaya gempa pada rangka baja pemikul momen nya tidak boleh melebihi 25% dari besar gaya gempa pada bresing. Hasil analisa dapat dilihat pada Tabel 4.34.

Tabel 4.34: tabel gaya gempa rangka baja arah x model 2.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX (KN)
Base	1	1	Gempa x Max	5.7299
Base	2	8	Gempa x Max	3.757
Base	9	34	Gempa x Max	5.6942
Base	12	444	Gempa x Max	4.9829
Base	4	21	Gempa x Max	12.8808
Base	5	71	Gempa x Max	12.8052
Base	6	78	Gempa x Max	12.6385
Base	7	85	Gempa x Max	12.9133
Base	14	92	Gempa x Max	12.8002
Base	15	99	Gempa x Max	12.6984
Base	16	106	Gempa x Max	12.6919
Base	17	113	Gempa x Max	12.9724
Base	19	121	Gempa x Max	12.7431
Base	20	128	Gempa x Max	12.6182
Base	21	135	Gempa x Max	12.5946
Base	23	149	Gempa x Max	5.5869
Base	24	156	Gempa x Max	6.2048
Base	25	163	Gempa x Max	5.2463
Base	27	177	Gempa x Max	4.6673
Base	30	198	Gempa x Max	1.7728
Base	33	219	Gempa x Max	4.3789
Total Gaya Gempa				192.6369

Tabel 4.35: Tabel Gaya gempa bresing arah x model 2.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX (KN)
Base	10	41	Gempa x Max	7.1519
Base	11	48	Gempa x Max	12.027
Base	13	62	Gempa x Max	46.2214
Base	3	10	Gempa x Max	51.5995
Base	22	142	Gempa x Max	45.5013
Base	26	170	Gempa x Max	43.6133
Base	28	184	Gempa x Max	4.5338
Base	29	191	Gempa x Max	2.2225
Total gaya gempa				212.8707

Nilai syarat gaya gempa adalah

$$= \frac{\text{Gaya geser dasar rangka pemikul momen}}{\text{gaya geser dasar rangka pemikul momen} + \text{gaya geser dasar bresing}} \times 100 \geq 25\%$$

$$= \frac{192.6369}{192.6369 + 212.8707} \times 100$$

$$= 47.51\%$$

Dari hasil perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa nilai persyaratan system ganda pada arah x, gaya gempa $\geq 25\%$ sudah terpenuhi. Jadi bangunan tersebut dapat menerapkan system ganda untuk bangunan ini pada arah x.

Tabel 4.36: Tabel gaya gempa rangka baja arah Y model 2.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FY (KN)
Base	1	1	Gempa y Max	11.0552
Base	2	8	Gempa y Max	13.128
Base	8	27	Gempa y Max	13.5566
Base	9	34	Gempa y Max	11.2457
Base	12	444	Gempa y Max	0.6491
Base	4	21	Gempa y Max	6.2452
Base	5	71	Gempa y Max	7.9966
Base	6	78	Gempa y Max	8.0111
Base	7	85	Gempa y Max	6.6954
Base	14	92	Gempa y Max	8.5667
Base	15	99	Gempa y Max	8.5638
Base	16	106	Gempa y Max	6.6969
Base	17	113	Gempa y Max	7.176
Base	19	121	Gempa y Max	9.1621
Base	20	128	Gempa y Max	9.1671
Base	21	135	Gempa y Max	7.1728
Base	23	149	Gempa y Max	2.925
Base	24	156	Gempa y Max	2.9379
Base	25	163	Gempa y Max	2.2391
Base	27	177	Gempa y Max	3.4309
Base	30	198	Gempa y Max	5.108
Base	33	219	Gempa y Max	1.5177
Total Gaya Gempa				153.2469

Tabel 4. 37: gaya gempa bresing arah y model 2.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FY (KN)
Base	10	41	Gempa y Max	55.0114
Base	11	48	Gempa y Max	51.1262
Base	13	62	Gempa y Max	11.6148
Base	3	10	Gempa y Max	6.2541
Base	22	142	Gempa y Max	2.2135
Base	26	170	Gempa y Max	6.4812
Base	28	184	Gempa y Max	64.7318
Base	29	191	Gempa y Max	65.2058
				262.6388

Nilai syarat gaya gempa adalah

$$= \frac{\text{Gaya geser dasar rangka pemikul momen}}{\text{gaya geser dasar rangka pemikul momen} + \text{gaya geser dasar bresing}} \times 100 \geq 25\%$$

$$= \frac{153.25}{153.25 + 262.6488} \times 100$$

$$= 58.34\%$$

4.2.2.7 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal

Berdasarkan SNI 1726:2012 tabel 10, ketidakberaturan horizontal harus di cek. Terdapat pada Tabel 4.38 pengecekan ketidakberaturan horizontal.

Tabel 4.38: Ketidak Beraturan Horizontal

No.	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pengecekan
1a	Ketidakteraturan Torsi didefinisikan ada jika simpangan antarlantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.	No

Tabel 4.38: *Lanjutan*

No.	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pengecekan
1b	Ketidakberaturan Torsi Berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragma kaku atau setengah kaku.	No
2	Ketidakberaturan Sudut Dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	No
3	Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	No
4	Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	No
5	Ketidakberaturan Sistem Nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan seismik.	No

Berikut perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan horizontal :

1a. Ketidakberaturan Torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak 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 yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.

1b. ketidakberaturan Torsi Berlebihan didefinisikan jika ada simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak 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 yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.

Berikut adalah analisa dari 1a. ketidakberaturan torsi dan 1b. ketidakberaturan torsi berlebihan.

Tabel 4.39: Maximal simpangan antar lantai arah x model 2.

Story	max simpangan arah x	max story drift arah x	max story drift arah x X Cd
	m	m	M
Story6	0.0056	0.0006	0.0030
Story5	0.0050	0.0008	0.0045
Story4	0.0042	0.0011	0.0059
Story3	0.0031	0.0012	0.0068
Story2	0.0019	0.0014	0.0075
Story1	0.0005	0.0005	0.0028

Tabel 4.40: Minimal simpangan antar lantai arah x model 2.

Story	min simpangan arah x	min story drift arah x	min story drift arah x X Cd
	m	m	M
Story6	0.0645	0.0051	0.0282
Story5	0.0608	0.0047	0.0256
Story4	0.0529	0.0039	0.0216
Story3	0.0405	0.0029	0.0161
Story2	0.0249	0.0018	0.0098
Story1	0.0063	0.0005	0.0027

Tabel 4.41: Cek ketidakberaturan torsi >1,2 arah x model 2.

Delta rata-rata, x	1,2 Delta rata- rata x	1,4 Delta rata- rata x	Cek x	
Mm	Mm	Mm		
0.0156	0.0188	0.0219	0.1588	OKE
0.0151	0.0181	0.0211	0.1522	OKE
0.0137	0.0165	0.0192	0.1467	OKE
0.0115	0.0138	0.0160	0.1427	OKE
0.0087	0.0104	0.0121	0.1402	OKE
0.0027	0.0033	0.0038	0.1488	OKE

Dari Tabel 4.39, Tabel 4.40 dan Tabel 4.41 dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan torsi yang disyaratkan yaitu <1,2 tidak terjadi pada struktur yang dianalisa, dan juga ketidakberaturan torsi berlebihan dengan syarat <1,4 tidak terjadi pada struktur arah x.

Tabel 4.42: Maximum simpangan antar lantai arah y model 2.

Story	max simpangan arah y	max story drift arah y	max story drift arah y X Cd
	m	m	M
Story6	0.009591	0.0012	0.0066
Story5	0.00839	0.0016	0.0089
Story4	0.00678	0.0018	0.0101
Story3	0.004936	0.0020	0.0108
Story2	0.002971	0.0022	0.0121
Story1	0.00078	0.0008	0.0043

Tabel 4.43: Minimum simpangan antar lantai arah y model 2.

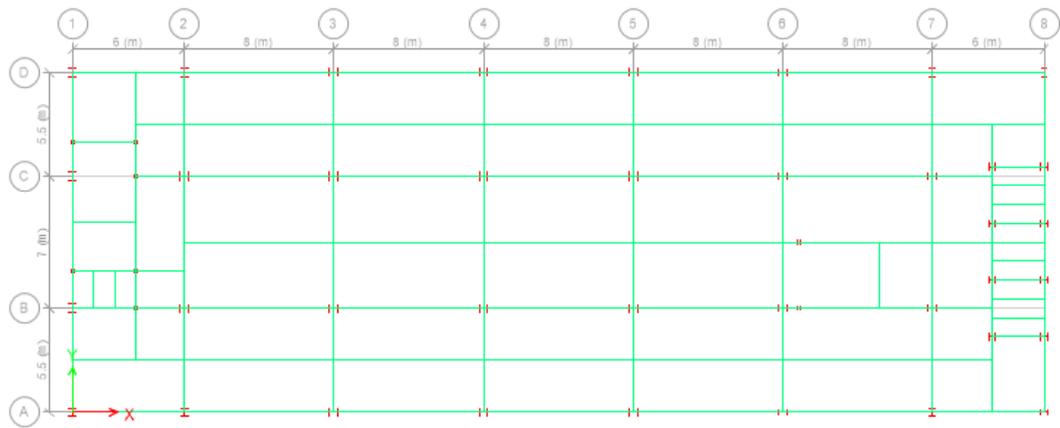
Story	min simpangan arah y	min story drift arah y	min story drift arah y X Cd
	mm	Mm	Mm
Story6	0.0058	0.0006	0.0032
Story5	0.0052	0.0009	0.0048
Story4	0.0044	0.0011	0.0061
Story3	0.0033	0.0013	0.0071
Story2	0.0020	0.0015	0.0081
Story1	0.0005	0.0005	0.0028

Tabel 4.44: Cek ketidakberaturan torsi >1,2 arah y model 2.

Delta rata-rata, y	1,2 Delta rata-rata y	1,4 Delta rata-rata y	Cek x	
m	m	m		
0.0049	0.0059	0.0069	1.2436	NO
0.0068	0.0082	0.0096	1.2307	NO
0.0081	0.0097	0.0114	1.2159	NO
0.0089	0.0107	0.0125	1.2035	NO
0.0101	0.0121	0.0141	1.2004	NO
0.0036	0.0043	0.0050	1.2056	NO

Dari Tabel 4.42, Tabel 4.43 dan Tabel 4.44 dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan torsi yang disyaratkan yaitu <1,2 terjadi di setiap lantai pada struktur yang dianalisa. Sedangkan ketidakberaturan torsi berlebihan dengan syarat <1,4 tidak terjadi. Dapat disimpulkan bahwa nilai perpindahan maksimum dan minimum yang terjadi memiliki selisih yang besar sehingga melewati batas yang di ijinakan untuk nilai ketidakberaturan torsi yaitu 1,2 dan ketidakberaturan torsi berlebihan yaitu 1.4. Disebabkan oleh kolom pada arah y besarnya tidak simetris antara kiri dan kanan sehingga kekakuannya berbeda antara kiri dan kanan, kolom yang bagian kiri gedung lebih kaku daripada bagian kanan gedung, Sehingga perpindahan yang terjadi antara kedua ujung gedung memiliki selisih yang cukup besar dan mengakibatkan ketidakberaturan torsi.

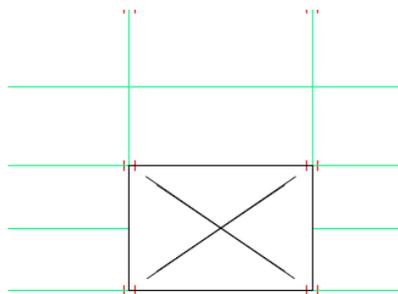
2. Ketidakberaturan Sudut Dalam didefinisikan ad ajika kedua proyeksu denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.



Gambar 4.5: Denah Struktur model 2.

Pada denah struktur yang dianalisa dapat dilihat bahwa struktur tersebut tidak memiliki sudut dalam dikarenakan struktur ini hampir seperti struktur simetris, maka ketidakberaturan ini tidak ada.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma didefinisikan ad ajika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% atau dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.



Gambar 4.6: Opening pada lantai 2 model 2.

Pada analisa struktur ini luas bukaan total adalah $\pm 584 \text{ m}^2$ dan luas bruto total bangunan pada lantai adalah $\pm 5032 \text{ m}^2$, maka persentasenya adalah 11,6% sehingga ketidakberaturan ini tidak ada.

4. ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.

Karena perencanaan penahan gaya lateral yaitu bresing yang direncanakan menerus dari atas ke bawah, maka tidak ada pergeseran melintang terhadap bidang yang terjadi.

5. ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama system penahan seismik.

Karena semua penahan gaya lateral terletak di sumbu x dan sumbu y, maka ketidakberaturan ini tidak ada.

4.2.2.8 pengecekan ketidakberaturan vertical

Berdasarkan SNI 1726:2012 tabel 10, ketidakberaturan horizontal harus di cek. Berikut tabel pengecekan ketidakberaturan horizontal.

Tabel 4.45: Ketidakberaturan vertikal.

No.	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pengecekan
1a	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	No

Tabel 4.45: *Lanjutan*

1b	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	No
2	ketidakteraturan berat(massa) didefinisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.	No
3	Ketidakteraturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat di dekatnya.	No
4	Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakteraturan Elemen Penahan Gaya Lateral didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat dibawahnya.	No
5a	Diskontinuitas Dalam Ketidakteraturan Kuat Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	No

Berikut perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan vertikal :

1a. ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

Tabel 4.46 adalah analisa dari ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak :

Tabel 4.46: pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1a arah x model 2.

Story	Load Case	Stiffness X KN/m	Cek 70%	Cek 80%	cek	cek
Story6	Gempa X	175585.246				
Story5	Gempa X	254639.032	145.023		OKE	
Story4	Gempa X	283325.914	111.266		OKE	
Story3	Gempa X	306755.634	108.27	128.97017	OKE	OKE
Story2	Gempa X	316366.838	103.133	112.35674	OKE	OKE
Story1	Gempa X	865770.305	273.66	286.5371	OKE	OKE

Tabel 4.47: Pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1a arah y model 2.

Story	Load Case	Stiffness Y KN/m	Cek 70%	Cek 80%	cek	cek
Story6	Gempa Y	111329.778				
Story5	Gempa Y	170516.238	153.16		OKE	
Story4	Gempa Y	207495.373	121.69		OKE	
Story3	Gempa Y	231751.81	111.69	142.08	OKE	OKE
Story2	Gempa Y	231928.801	100.08	114.11	OKE	OKE
Story1	Gempa Y	673892.998	290.56	301.21	OKE	OKE

Pada Tabel 4.46 dan Tabel 4.47 dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal 1a yaitu ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah X dan Y masih memenuhi batas yang diijinkan sehingga bangunan tidak mengalami *softstory*.

1b. ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

Berikut adalah analisa dari ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebih:

Tabel 4.48: pengecekan ketidakberaturan vertical 1b arah x model 2.

Story	Load Case	Stiffness X	Cek 60%	Cek 70% rata- rata	Cek	cek
		kN/m				
Story6	Gempa X	175585.246				
Story5	Gempa X	254639.032	145.023		OKE	
Story4	Gempa X	283325.914	111.266		OKE	
Story3	Gempa X	306755.634	108.27	128.97017	OKE	OKE
Story2	Gempa X	316366.838	103.133	112.35674	OKE	OKE
Story1	Gempa X	865770.305	273.66	286.5371	OKE	OKE

Tabel 4.49: Pengecekan Ketidakberaturan vertical 1b arah y model 2.

Story	Load Case	Stiffness Y	Cek 60%	Cek 70% rata-rata	cek	Cek
		kN/m				
Story6	Gempa Y	111329.78				
Story5	Gempa Y	170516.24	153.163		OKE	
Story4	Gempa Y	207495.37	121.687		OKE	
Story3	Gempa Y	231751.81	111.69	142.08	OKE	OKE
Story2	Gempa Y	231928.80	100.076	114.108	OKE	OKE
Story1	Gempa Y	673893.00	290.56	301.214	OKE	OKE

Pada Tabel 4.48 dan Tabel 4.49 dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal 1b yaitu ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan masih memenuhi batas yang diijinkan yaitu 60% dan 70% kekakuan tingkat diatasnya sehingga tidak terjadi *Softstory* berlebih pada bangunan.

2. ketidakberaturan berat (massa) didefinisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.

Berikut adalah analisa dari ketidakteraturan berat (massa)

Tabel 4.50: pengecekan ketidakberaturan berat (massa) model 2.

Story	Massa		Dibandingkan dengan 1,5 x massa dilantai atas	Dibandingkan dengan 1,5 x massa dilantai bawah	cek	cek
	Kg	kN				
Story1	72.9892	716.0241	1074.036	1074.036		OKE
Story2	77.8784	763.9871	1145.981	1145.981	OKE	OKE
Story3	75.3041	738.7332	1108.100	1108.100	OKE	OKE
Story4	75.3041	738.7332	1108.100	1108.100	OKE	OKE
Story5	72.3022	709.2846	1063.927	1063.927	OKE	OKE
Story6	53.2054	521.9450	782.9175	782.917	OKE	

Pada tabel 4.50 dapat disimpulkan bahwa massa setiap lantai tidak melebihi 150% massa efektif tingkat didekatnya sehingga ketidakberaturan berat tidak terjadi pada setiap lantai yang ada.

3. Ketidak beraturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat didekatnya.

pada analisa bangunan ini bangunan menggunakan bresing yang memiliki ukuran sama sepanjang tinggi bangunan sehingga ketidakberaturan ini tidak terjadi.

4. diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen penahan lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat dibawahnya.

Pada analisa bangunan ini bangunan ini memiliki bresing yang menerus sepanjang tinggi bangunan sehingga ketidakberaturan ini tidak terjadi

5a. diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat diatasnya. Kuat

lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismic yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

Tabel 4.51 adalah hasil analisa dari diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat.

Tabel 4.51: pengecekan ketidakberaturan vertical 5a model 2.

Story	Load Case/Combo	VX	VY	Cek 80 % arah X	Cek 80% arah y	cek	cek
		kN	kN				
Story6	Envelope Max	123.97	132.20				
Story5	Envelope Max	268.90	280.93	216.91	212.51	OKE	OKE
Story4	Envelope Max	392.48	404.78	145.96	144.09	OKE	OKE
Story3	Envelope Max	485.40	497.30	123.67	122.86	OKE	OKE
Story2	Envelope Max	546.07	558.22	112.50	112.25	OKE	OKE
Story1	Envelope Max	562.28	574.34	102.97	102.89	OKE	OKE

Pada Tabel 4.51 dapat dilihat bahwa gedung yang dianalisa tidak mengalami ketidakberaturan lateral tingkat karena kuat lateral pada setiap lantai masih diatas 80% dari setiap tingkat di atasnya.

5. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang 65% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah adalah kuat total semua elemen penahan seismic yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

Tabel 4.52: pengecekan ketidakberaturan vertical 5 model 2.

Story	Load Case/Combo	VX	VY	Cek 65 % arah X	Cek 65% arah y	Cek	cek
		kN	kN				
Story6	Envelope Max	123.97	132.20				
Story5	Envelope Max	268.90	280.93	216.91	212.51	OKE	OKE
Story4	Envelope Max	392.48	404.78	145.96	144.09	OKE	OKE
Story3	Envelope Max	485.40	497.30	123.67	122.86	OKE	OKE
Story2	Envelope Max	546.07	558.22	112.50	112.25	OKE	OKE
Story1	Envelope Max	562.28	574.34	102.97	102.89	OKE	OKE

Pada 4.52 dapat dilihat bahwa gedung yang di analisa tidak mengalami ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebih karena kuat lateral pada setiap lantai masih di atas 65% dari tingkat diatasnya.

4.2.3 Model 3

4.2.3.1 Koreksi Faktor Skala Gaya

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

$$0.85 \frac{V_t}{V_1} \geq 1$$

(4.3)

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Gaya geser dasar yang digunakan untuk ,menghitung gaya lateral static ekivalen ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012

Data Struktur :

- S_{D1} : 0.61
- S_{Ds} : 0.56
- R : 7
- I_e : 1.5
- SI : 0.35

$$\begin{aligned} \text{Cs Maksimum} &= \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0.56}{\left(\frac{7}{1.5}\right)} = 0.12 \\ \text{Cs Minimum} &= 0.044 \cdot S_{Ds} \cdot I_e \\ &= 0.044 \cdot 0.56 \cdot 1,5 = 0.036 \\ \text{Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)} \end{aligned}$$

$$= \frac{0.61}{0.57\left(\frac{7}{1.5}\right)} = 0.23$$

Tabel 4.53: Nilai Cs model 3.

Arah	Cs Maksimum	Cs Minimum	Cs Hitungan	Cs yang dipakai
X	0.12	0.036	0.23	0.12
Y	0.12	0.036	0.23	0.12

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{shitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{smaksimum}$.

Tabel 4.54: Hasil output berat sendiri struktur model 3.

Lantai	Berat (w)
	kN
6	525.195
5	711.171
4	742.270
3	742.270
2	767.502
1	725.523
	4213.931

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,12 \times 4213.931$$

$$V = 503.87 \text{ KN}$$

Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, k adalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 0.368 detik, maka nilai k adalah 1

Tabel 4.55: Nilai Story Shear untuk gaya lateral static ekivalen Model 3.

Lantai	Berat (w) kN	Tinggi	K	hx^k	$W \times hx^k$	V	F _x
6	525.195	23.700	1	23.700	12447.122	62.798	14.205
5	711.171	19.700	1	19.700	14010.070	85.036	21.650
4	742.270	15.700	1	15.700	11653.635	88.754	18.796
3	742.270	11.700	1	11.700	8684.556	88.754	14.008
2	767.502	7.700	1	7.700	5909.766	91.771	9.856
1	725.523	3.200	1	3.200	2321.674	86.752	3.660
	4213.931				55026.82	503.87	82.18

Berdasarkan Tabel 4.55 dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 2 arah x adalah 500.85 KN dan V_t 391.161 Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI 1726:2012, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1

$$\text{Syarat} \quad 0.85 \frac{V_1}{V_t} \leq 1$$

$$\text{Arah x} \quad 0.85 \frac{503.87}{352.63} \leq 1$$

$$1.2145 \leq 1$$

$$\text{Arah y} \quad 0.85 \frac{503.87}{345.88} \leq 1$$

$$1.2382 \leq 1$$

Tabel 4.56: gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 model 3.

Struktur	Arah Gempa	V_t (kN)	$0.85V_1$ (kN)	$0.85V_1/V_t \leq 1$	Cek
MODEL 3	Gempa X	352.63	428.29	1.2145	Not Ok
	Gempa Y	345.88	428.29	1.2382	Not Ok

pada Tabel 4.56 dapat disimpulkan bahwa bangunan tersebut tidak memenuhi syarat gaya geser dasar yaitu ≤ 1 maka harus dikalikan faktor skala yaitu arah x = 2.55 arah y= 2.6

Tabel 4.57: gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 model 3.

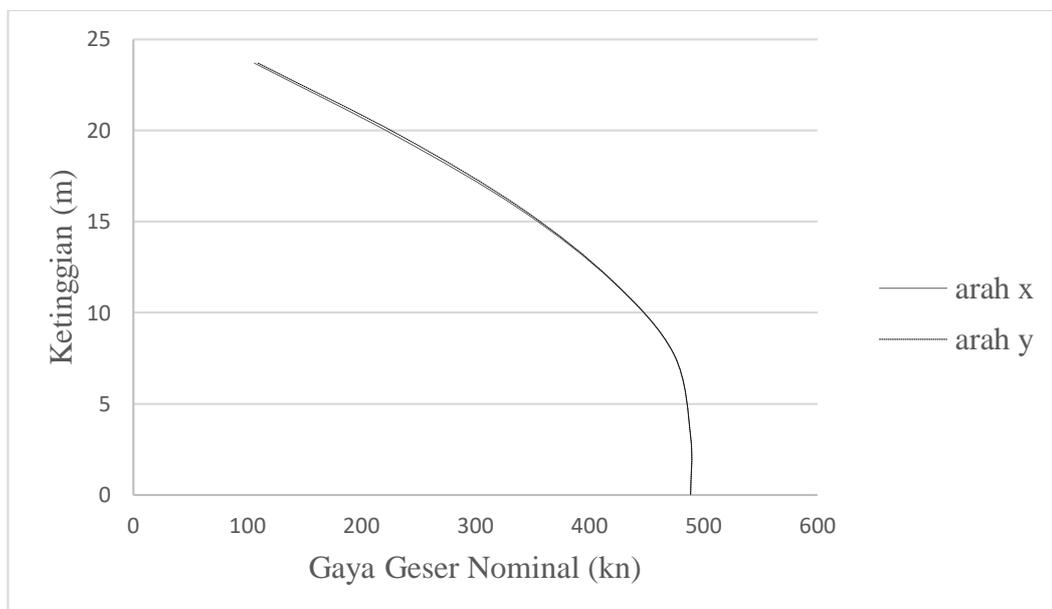
Struktur	Arah Gempa	V_t (kN)	$0.85V_1$ (kN)	$0,85V_1/V_t \leq 1$	Cek
MODEL 3	Gempa X	488.7	428.29	0.876	Ok
	Gempa Y	488.74	428.29	0.88	Ok

4.2.3.2 Pengecekan Gaya Geser Dasar (*base shear*)

Pada pengecekan ini dapat dilihat langsung pada program analisa struktur. Tabel 4.58 dan Gambar 4.7 adalah tabel dan diagram gaya geser struktur terhadap ketinggian bangunan arah x dan y :

Tabel 4.58 Nilai gaya geser per lantai gedung model 3

lantai	tinggi	arah x	arah y
6	23.7	106.0289	109.6241
5	19.7	230.3614	235.0652
4	15.7	338.4473	341.0566
3	11.7	420.4673	421.0202
2	7.7	474.198	474.1381
1	3.2	488.7079	488.7474



Gambar 4.7: Diagram geser nominal kumulatif sepanjang tinggi bangunan.

Gambar 4.7 adalah grafik antara gaya geser arah x dan y, nilai gaya geser antar x dan y hampir sama sehingga terlihat seperti berhimpit pada grafik, itu karena nilai faktor skala di naikkan agar nilai gaya geser yang dihasilkan bisa menjadi lebih kecil dari nilai $0.85.C_s.W$. menaikkan faktor skala antara x dan y berbeda karena berat bangunan (W) arah x dan y sama sehingga nilai gaya geser yang harus di capai hampir sama antara x dan y.

4.2.3.3 Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai

Nilai V_1 dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum (V_t) dapat dilihat pada Tabel 4.. Kontrol Koreksi skala simpangan antar tingkat,yaitu:

Syarat : $V_t \geq 0,85 C_s.W$

Arah X $488.7 \geq 0.85 \times 0.12 \times 4213.931$

$488.7 \geq 428.29$

Oke

Arah Y $436.090 \geq 0.85 \times 0.12 \times 4213.931$

$436.090 \geq 428.29$

Oke

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

Tabel 4.59: nilai V_t sb. x dan y model 3.

Struktur	Arah Gempa	V_t (KN)	$0,85 C_s W$	Cek
MODEL 3	Gempa X	488.7	428.29	Oke
	Gempa Y	436.090	428.29	Oke

4.2.3.4 Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai yang diizinkan yaitu 0,01 dikali tinggi lantai, nilai simpangan tidak boleh melebihi ketentuan tersebut. Pada hasil yang diperoleh, nilai simpangan antar lantai tidak melebihi batas izin atau memenuhi syarat.

Tabel 4.60: nilai simpangan gedung arah x model 3

Lantai	Tinggi per lantai	Simpangan arah x	Story drift arah x	Story drift arah X x cd/I	batas izin / 1,3 (ρ)	Cek arah X
	m	m	M	m		
Story6	4	0.005602	0.00048	0.002	0.031	OKE
Story5	4	0.005119	0.00077	0.003	0.031	OKE
Story4	4	0.004351	0.00107	0.004	0.031	OKE
Story3	4	0.003282	0.00128	0.005	0.031	OKE
Story2	4.5	0.002006	0.00146	0.005	0.035	OKE
Story1	3.2	0.000545	0.00055	0.002	0.025	OKE
Base		0	0	0		

Tabel 4.61: nilai simpangan gedung arah y model 3.

Lantai	Tinggi per lantai	Simpangan arah Y	Story drift arah Y	Story drift arah Y x cd/I	batas izin / 1,3 (ρ)	Cek arah Y
	m	m	M	M		
Story6	4	0.006612	0.00071	0.003	0.031	OKE
Story5	4	0.005906	0.00101	0.004	0.031	OKE
Story4	4	0.004898	0.00124	0.005	0.031	OKE
Story3	4	0.003659	0.00141	0.005	0.031	OKE
Story2	4.5	0.00225	0.00163	0.006	0.035	OKE
Story1	3.2	0.000617	0.00062	0.002	0.025	OKE
Base		0	0	0		

Dari Tabel 4.60 dan Tabel 4.61 dapat disimpulkan bahwa nilai simpangan antar lantai masih dibawah nilai batas ijin yang telah ditentukan.

4.2.3.5 Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 1.

$$\begin{aligned}\theta \text{ Maks} &= \frac{0,5}{cd \times \beta} \\ &= \frac{0,5}{5,5 \times 1} = 0,0909\end{aligned}$$

Pada hasil perhitungan diatas, nilai dari *stability ratio* dibawah nilai 1 atau ≤ 1 maka dapat dikatakan kontrolnya memenuhi syarat yang ditentukan. Pada dasarnya efek p-delta dapat diabaikan jika syarat *stability ratio* ≤ 1 sudah terpenuhi.

4.2.3.6 Persyaratan Penggunaan Sistem Ganda

Sistem bangunan gedung yang menggunakan system ganda memiliki syarat gaya gempa yaitu gaya gempa pada rangka baja pemikul momen nya tidak boleh melebihi 25% dari besar gaya gempa pada bresing. Hasil analisa dapat dilihat pada tabel 4.62.

Tabel 4.62: tabel gaya gempa rangka baja arah x model 3.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX kN
Base	1	1	Gempa x Max	6.2468
Base	2	8	Gempa x Max	4.1106
Base	8	27	Gempa x Max	4.6758
Base	9	34	Gempa x Max	6.2116
Base	10	41	Gempa x Max	7.7809
Base	13	62	Gempa x Max	7.7296
Base	3	10	Gempa x Max	13.9861
Base	4	21	Gempa x Max	14.079
Base	5	71	Gempa x Max	14.056
Base	6	78	Gempa x Max	14.0201
Base	14	92	Gempa x Max	14.0443
Base	15	99	Gempa x Max	14.0085
Base	19	121	Gempa x Max	13.9781
Base	20	128	Gempa x Max	13.9199
Base	22	142	Gempa x Max	5.9364
Base	23	149	Gempa x Max	6.1385
Base	24	156	Gempa x Max	6.8835

Tabel 4.62: Lanjutan.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX
				kN
Base	25	163	Gempa x Max	5.8822
Base	26	170	Gempa x Max	2.3895
Base	29	191	Gempa x Max	2.4869
Base	30	198	Gempa x Max	1.7275
Base	33	219	Gempa x Max	4.837
Total Gaya Gempa				185.1288

Tabel 4.63: Tabel Gaya gempa bresing arah x model 3.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX (KN)
Base	11	48	Gempa x Max	13.1935
Base	12	55	Gempa x Max	13.1143
Base	7	85	Gempa x Max	58.1435
Base	16	106	Gempa x Max	57.841
Base	17	113	Gempa x Max	58.0792
Base	21	135	Gempa x Max	57.7777
Base	27	177	Gempa x Max	5.1271
Base	28	184	Gempa x Max	5.004
Total gaya gempa				268.2803

Nilai syarat gaya gempa adalah

$$= \frac{\text{Gaya geser dasar rangka pemikul momen}}{\text{gaya geser dasar rangka pemikul momen} + \text{gaya geser dasar bresing}} \times 100 \geq 25\%$$

$$= \frac{185.1288}{185.1288 + 268.2803} \times 100$$

$$= 40.83 \%$$

Dari hasil perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa nilai persyaratan system ganda pada arah x, gaya gempa $\geq 25\%$ sudah terpenuhi. Jadi bangunan tersebut dapat menerapkan system ganda untuk bangunan ini pada arah x.

Tabel 4.64 Tabel gaya gempa rangka baja arah Y model 3

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FY (KN)
Base	1	1	Gempa y Max	12.0269
Base	2	8	Gempa y Max	14.1743
Base	8	27	Gempa y Max	14.62
Base	9	34	Gempa y Max	12.2256
Base	12	444	Gempa y Max	12.9773
Base	4	21	Gempa y Max	12.987
Base	5	71	Gempa y Max	6.7481
Base	6	78	Gempa y Max	6.7492
Base	7	85	Gempa y Max	8.5064
Base	14	92	Gempa y Max	8.5074
Base	15	99	Gempa y Max	9.0376
Base	16	106	Gempa y Max	9.0371
Base	17	113	Gempa y Max	9.5911
Base	19	121	Gempa y Max	9.5925
Base	20	128	Gempa y Max	2.2293
Base	21	135	Gempa y Max	2.8782
Base	23	149	Gempa y Max	2.8749
Base	24	156	Gempa y Max	2.233
Base	25	163	Gempa y Max	7.1102
Base	27	177	Gempa y Max	7.0585
Base	30	198	Gempa y Max	5.5267
Base	33	219	Gempa y Max	1.5398
Total Gaya Gempa				178.2311

Tabel 4.65: gaya gempa bresing arah y model 3.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FY (KN)
Base	11	48	Gempa y Max	59.3381
Base	12	55	Gempa y Max	59.3821
Base	7	85	Gempa y Max	7.1958
Base	16	106	Gempa y Max	7.1965
Base	17	113	Gempa y Max	7.6714
Base	21	135	Gempa y Max	7.6699
Base	27	177	Gempa y Max	68.3081
Base	28	184	Gempa y Max	68.3889
Total gaya gempa				285.1508

Nilai syarat gaya gempa adalah

$$= \frac{\text{Gaya geser dasar rangka pemikul momen}}{\text{gaya geser dasar rangka pemikul momen} + \text{gaya geser dasar bresing}} \times 100 \geq 25\%$$

$$= \frac{178.2311}{178.2311 + 285.1508} \times 100$$

$$= 62.5\%$$

Dari hasil perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa nilai persyaratan system ganda pada arah x, gaya gempa $\geq 25\%$ sudah terpenuhi. Jadi bangunan tersebut dapat menerapkan system ganda untuk bangunan ini pada arah y.

4.2.3.7 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal

Berdasarkan SNI 1726:2012 tabel 10, ketidakberaturan horizontal harus di cek. Berikut tabel pengecekan ketidakberaturan horizontal.

Tabel 4.66: Ketidak Beraturan Horizontal.

No.	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pengecekan
1a	Ketidakteraturan Torsi didefinisikan ada jika simpangan antarlantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.	No
1b	Ketidakteraturan Torsi Berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.	No

Tabel 4.66: *Lanjutan.*

2	Ketidakteraturan Sudut Dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	No
3	Ketidakteraturan Diskontinuitas Diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	No
4	Ketidakteraturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	No
5	Ketidakteraturan Sistem Nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan seismik.	No

Berikut perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan horizontal :

1a. Ketidakteraturan Torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak 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 yang diaftagmanya kaku atau setengah kaku.

1b. ketidakberaturan Torsi Berlebihan didefinisikan jika ada simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak 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 yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.

Berikut adalah analisa dari 1a. ketidakberaturan torsi dan 1b. ketidakberaturan torsi berlebihan.

Tabel 4.67: *Maximal* simpangan antar lantai arah x model 3.

Story	max simpangan arah x	max story drift arah x	max story drift arah x X Cd
	m	m	m
Story6	0.00561	0.0005	0.0027
Story5	0.005127	0.0008	0.0042
Story4	0.004357	0.0011	0.0059
Story3	0.003287	0.0013	0.0070
Story2	0.00201	0.0015	0.0081
Story1	0.000546	0.0005	0.0030

Tabel 4.68: *Minimal* simpangan antar lantai arah x model 3.

Story	min simpangan arah x	min story drift arah x	min story drift arah x X Cd
	m	m	m
Story6	0.005594	0.0005	0.0027
Story5	0.005112	0.0008	0.0042
Story4	0.004344	0.0011	0.0059
Story3	0.003276	0.0013	0.0070
Story2	0.002002	0.0015	0.0080
Story1	0.000544	0.0005	0.0030

Tabel 4.69: Cek ketidakberaturan torsi >1,2 arah x model 3.

Delta rata-rata, x	1,2 Delta rata-rata x	1,4 Delta rata-rata x	Cek x	
m	m	m		
0.0027	0.0032	0.0042	1.0014	OKE
0.0042	0.0051	0.0059	1.0015	OKE
0.0059	0.0071	0.0082	1.0015	OKE
0.0070	0.0084	0.0098	1.0017	OKE
0.0080	0.0096	0.0112	1.0020	OKE
0.0030	0.0036	0.0042	1.0018	OKE

Dari Tabel 4.67, Tabel 4.68 dan Tabel 4.69 dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan torsi yang disyaratkan yaitu $<1,2$ tidak terjadi pada struktur yang dianalisa, dan juga ketidakberaturan torsi berlebihan dengan syarat $<1,4$ tidak terjadi pada struktur arah x.

Tabel 4.70: Maksimal simpangan antar lantai arah y model 3.

Story	max simpangan arah y	max story drift arah y	max story drift arah y X Cd
	m	m	m
Story6	0.0078	0.0009	0.0048
Story5	0.0069	0.0012	0.0068
Story4	0.0057	0.0015	0.0081
Story3	0.0042	0.0016	0.0088
Story2	0.0026	0.0019	0.0102
Story1	0.0007	0.0007	0.0040

Tabel 4.71: Minimal simpangan antar lantai arah y model 3.

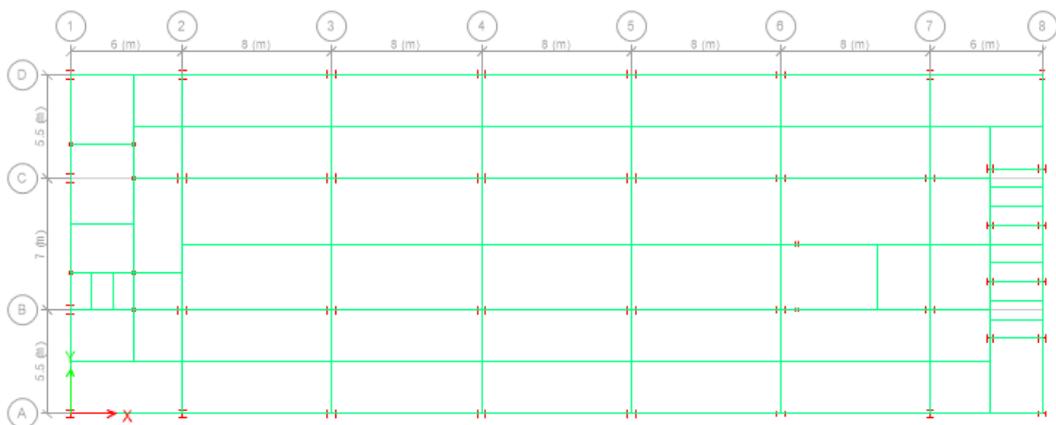
Story	min simpangan arah y	min story drift arah y	min story drift arah y X Cd
	m	m	m
Story6	0.0057	0.0005	0.0029
Story5	0.0052	0.0008	0.0046
Story4	0.0044	0.0011	0.0059
Story3	0.0033	0.0013	0.0070
Story2	0.0020	0.0015	0.0081
Story1	0.0005	0.0005	0.0029

Tabel 4.72: Cek ketidak beraturan torsi $>1,2$ arah y model 3.

Delta rata-rata, y	1,2 Delta rata-rata y	1,4 Delta rata-rata y	Cek y	
M	m	M		
0.0039	0.0046	0.0054	1.2450	NO
0.0057	0.0068	0.0080	1.1418	OKE
0.0070	0.0084	0.0098	1.1545	OKE
0.0079	0.0095	0.0111	1.1172	OKE
0.0092	0.0110	0.0128	1.1151	OKE
0.0035	0.0042	0.0049	1.1535	OKE

Dari Tabel 4.70, Tabel 4.71 dan Tabel 4.72 dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan torsi yang disyaratkan yaitu $<1,2$ terjadi di lantai 6 pada struktur yang dianalisa. Sedangkan ketidakberaturan torsi berlebihan dengan syarat $<1,4$ tidak terjadi. Dikarenakan penempatan bresing untuk penahan gaya lateral belum pas sehingga masih terjadi ketidakberaturan torsi, sedangkan ketidakberaturan torsi berlebihan sudah tidak terjadi.

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.

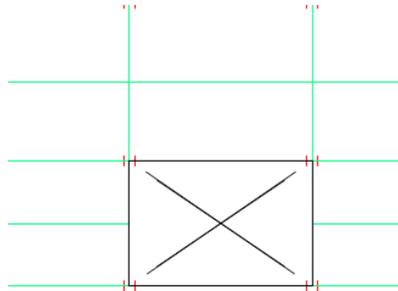


Gambar 4.8: Denah Struktur model 3.

Pada denah struktur yang dianalisa dapat dilihat bahwa struktur tersebut tidak memiliki sudut dalam dikarenakan struktur ini hamper seperti struktur simetris, maka ketidakberaturan ini tidak ada.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma didefinisikan ad ajika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah

diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% atau dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.



Gambar 4.9: Opening pada lantai 2 model 3.

Pada analisa struktur ini luas bukaan total adalah $\pm 584 \text{ m}^2$ dan luas bruto total bangunan pada lantai adalah $\pm 5032 \text{ m}^2$, maka persentasenya adalah 11,6% sehingga ketidakberaturan ini tidak ada.

4. ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.

Karena perencanaan penahan gaya lateral yaitu bresing yang direncanakan menerus dari atas ke bawah, maka ketidakberaturan ini tidak terjadi.

5. ketidakberaturan system nonparalel didefinisikan ad ajika elemen penahan lateral vertical tidak parallel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama system penahan seismic.

Karena semua penahan gaya lateral terletak di sumbu x dan sumbu y, maka ketidakberaturan ini tidak ada.

4.2.3.8 pengecekan ketidakberaturan vertical

Berdasarkan SNI 1726:2012 tabel 10, ketidakberaturan vertikal harus di cek. Berikut tabel pengecekan ketidakberaturan vertikal.

Tabel 4.73: Ketidakberaturan vertikal.

No.	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pengecekan
1a	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	No
1b	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	No
2	ketidakteraturan berat(massa) didefinisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.	No
3	Ketidakteraturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat di dekatnya.	No
4	Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakteraturan Elemen Penahan Gaya Lateral didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat dibawahnya.	No
5a	Diskontinuitas Dalam Ketidakteraturan Kuat Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	No

Berikut perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan vertical :

1a. ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ad ajika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya.

Berikut adalah analisa dari ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak :

Tabel 4.74: pengecekan ketidakberaturan vertical 1a arah x model 3.

Story	Load Case	Stiffness X KN/m	Cek 70%	Cek 80%	cek	cek
Story6	Gempa X	220084.202				
Story5	Gempa X	283724.709	128.916		OKE	
Story4	Gempa X	310856.439	109.563		OKE	
Story3	Gempa X	328568.397	105.698	120.99	OKE	OKE
Story2	Gempa X	330938.384	100.721	107.54	OKE	OKE
Story1	Gempa X	896653.41	270.943	277.21	OKE	OKE

Tabel 4.75: Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1a arah y model 3.

Story	Load Case	Stiffness Y KN/m	Cek 70%	Cek 80%	cek	Cek
Story6	Gempa Y	154394.621				
Story5	Gempa Y	225012.083	145.74		OKE	
Story4	Gempa Y	267229.829	118.76		OKE	
Story3	Gempa Y	292245.877	109.36	135.58	OKE	OKE
Story2	Gempa Y	284273.759	97.27	108.71	OKE	OKE
Story1	Gempa Y	773124.96	271.96	274.89	OKE	OKE

Pada Tabel 4.74 dan Tabel 4.75 dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal 1a yaitu ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah X dan Y masih memenuhi batas yang diijinkan sehingga bangunan tidak mengalami *softstory*.

1b. ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya.

Berikut adalah analisa dari ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebih:

Tabel 4.76: pengecekan ketidakberaturan vertical 1b arah x Model 3.

Story	Load Case	Stiffness X	Cek 60%	Cek 70% rata- rata	cek	cek
		kN/m				
Story6	Gempa X	220084.202				
Story5	Gempa X	283724.709	128.916		OKE	
Story4	Gempa X	310856.439	109.563		OKE	
Story3	Gempa X	328568.397	105.698	120.9951	OKE	OKE
Story2	Gempa X	330938.384	100.721	107.54651	OKE	OKE
Story1	Gempa X	896653.41	270.943	277.21168	OKE	OKE

Tabel 4.77: Pengecekan Ketidakberaturan vertical 1b arah y model 3.

Story	Load Case	Stiffness Y	Cek 60%	Cek 70% rata-rata	cek	Cek
		kN/m				
Story6	Gempa Y	154394.62				
Story5	Gempa Y	225012.08	145.738		OKE	
Story4	Gempa Y	267229.83	118.762		OKE	
Story3	Gempa Y	292245.88	109.361	135.584	OKE	OKE
Story2	Gempa Y	284273.76	97.2721	108.711	OKE	OKE
Story1	Gempa Y	773124.96	271.965	274.889	OKE	OKE

Pada Tabel 4.76 dan 4.77 dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal 1b yaitu ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan masih memenuhi batas yang diijinkan yaitu 60% dan 70% kekakuan tingkat diatasnya sehingga tidak terjadi *Softstory* berlebih pada bangunan.

2. ketidakberaturan berat (massa) didefinisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.

Tabel 4.78: pengecekan ketidakberaturan berat model 3.

Story	Massa		Dibandingkan dengan 1,5 x massa dilantai atas	Dibandingkan dengan 1,5 x massa dilantai bawah	cek	cek
	Ton	kN				
Story1	73.9575	725.5231	1088.285	1088.285		OKE
Story2	78.2367	767.5020	1151.253	1151.253	OKE	OKE
Story3	75.6646	742.2697	1113.405	1113.405	OKE	OKE
Story4	75.6646	742.2697	1113.405	1113.405	OKE	OKE
Story5	72.4945	711.1710	1066.757	1066.757	OKE	OKE
Story6	53.5367	525.1950	787.7925	787.793	OKE	

Pada Tabel 4.78 dapat disimpulkan bahwa massa setiap lantai tidak melebihi 150% massa efektif tingkat didekatnya sehingga ketidakberaturan berat tidak terjadi pada setiap lantai yang ada.

3. Ketidak beraturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat didekatnya.
pada analisa bangunan ini bangunan memiliki bresing yang ukurannya sama sepanjang tinggi bangunan sehingga ketidakberaturan ini tidak terjadi.

4. diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral didefinisikan ad ajika pergeseran arah bidang elemen penahan lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat dibawahnya.
Pada analisa bangunan ini bangunan ini memiliki bresing yang menerus sepanjang tinggi bangunan sehingga ketidakberaturan ini tidak terjadi,

5a. diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat diatasnya. Kuat

lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismic yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

Berikut adalah hasil analisa dari diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat sebagai berikut :

Tabel 4.79: pengecekan ketidakberaturan vertical 5a model 3.

Story	Load Case/Combo	VX	VY	Cek 80 % arah X	Cek 80% arah y	cek	Cek
		kN	kN				
Story6	Envelope Max	137.89	142.56				
Story5	Envelope Max	299.58	305.69	217.25	214.42	OKE	OKE
Story4	Envelope Max	440.13	443.52	146.92	145.09	OKE	OKE
Story3	Envelope Max	546.79	547.50	124.23	123.45	OKE	OKE
Story2	Envelope Max	616.66	616.58	112.78	112.62	OKE	OKE
Story1	Envelope Max	635.53	635.58	103.06	103.08	OKE	OKE

Pada Tabel 4.79 dapat dilihat bahwa gedung yang dianalisa tidak mengalami ketidakberaturan lateral tingkat karena kuat lateral pada setiap lantai masih diatas 80% dari setiap tingkat diatasnya.

5. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang 65% kuat lateral tingkat diatasnya. Kuat tingkat adalah adalah kuat total semua elemen penahan seismic yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

Tabel 4.80: pengecekan ketidakberaturan vertical 5a model 3.

Story	Load Case/Combo	VX	VY	Cek 65 % arah X	Cek 65% arah y	cek	Cek
		kN	kN				
Story6	Envelope Max	137.89	142.56				
Story5	Envelope Max	299.58	305.69	217.25	214.42	OKE	OKE
Story4	Envelope Max	440.13	443.52	146.92	145.09	OKE	OKE
Story3	Envelope Max	546.79	547.50	124.23	123.45	OKE	OKE
Story2	Envelope Max	616.66	616.58	112.78	112.62	OKE	OKE
Story1	Envelope Max	635.53	635.58	103.06	103.08	OKE	OKE

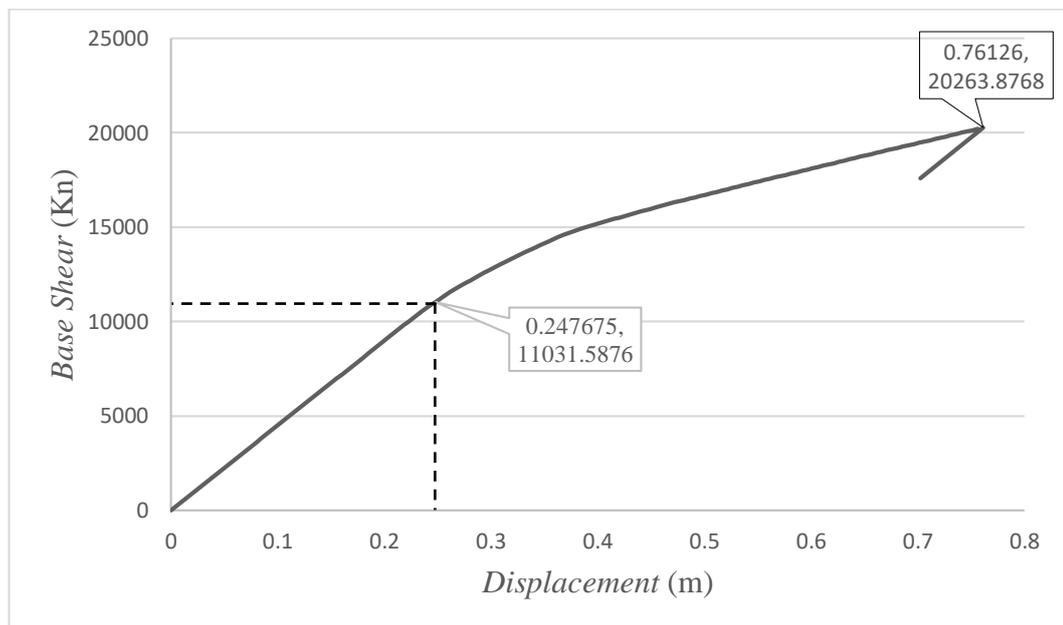
Pada Tabel 4.80 dapat dilihat bahwa gedung yang di analisa tidak mengalami ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebih karena kuat lateral pada setiap lantai masih di atas 65% dari tingkat diatasnya.

4.3 Hasil Analisa Nonlinier

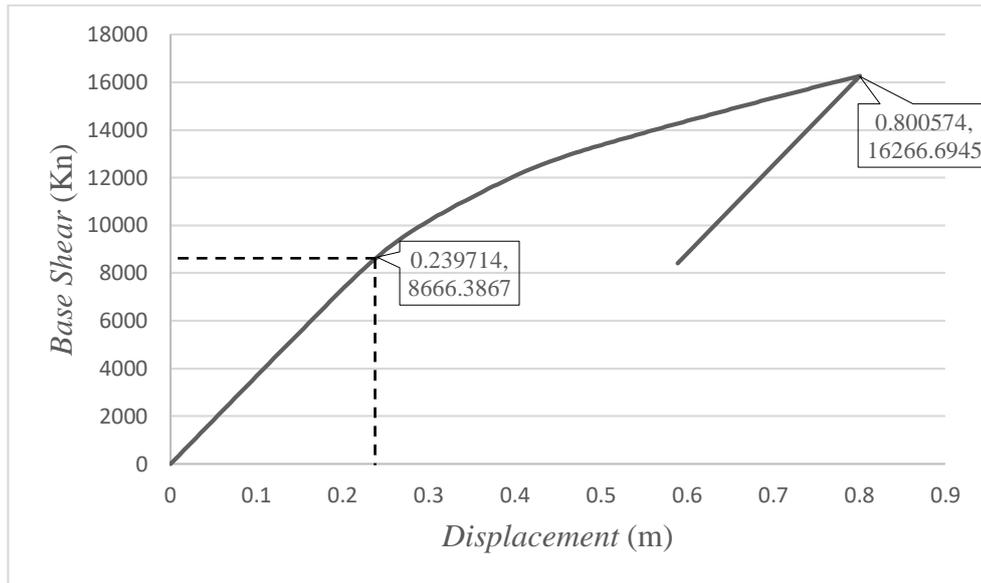
4.3.1 Model 1

4.3.1.1 Kurva Kapasitas (*Capacity Curve*)

Kurva kapasitas menunjukkan hubungan antara gaya gempa dan perpindahan yang terjadi hingga struktur runtuh. Perpindahan yang ditinjau adalah perpindahan atap dan gaya geser dasar (base shear). Dari analisis pushover dengan program analisis struktur didapat kurva kapasitas pada Gambar 4.10.



Gambar 4.10: kurva kapasitas akibat pushover arah x model 1.



Gambar 4.11: kurva kaasitas akibat pushover arah y model 1.

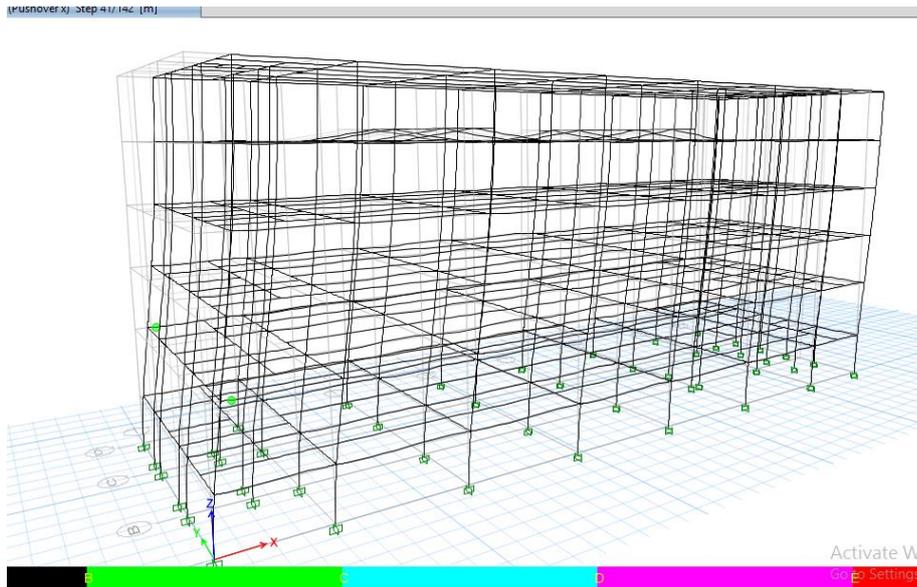
Dari Gambar 4.10 dan 4.11 didapatkan hasil perpindahan dan gaya geser maksimum, seperti ditampilkan dalam Tabel 4.81

Tabel 4.81: Perpindahan dan Gaya Geser Maksimum Model 1.

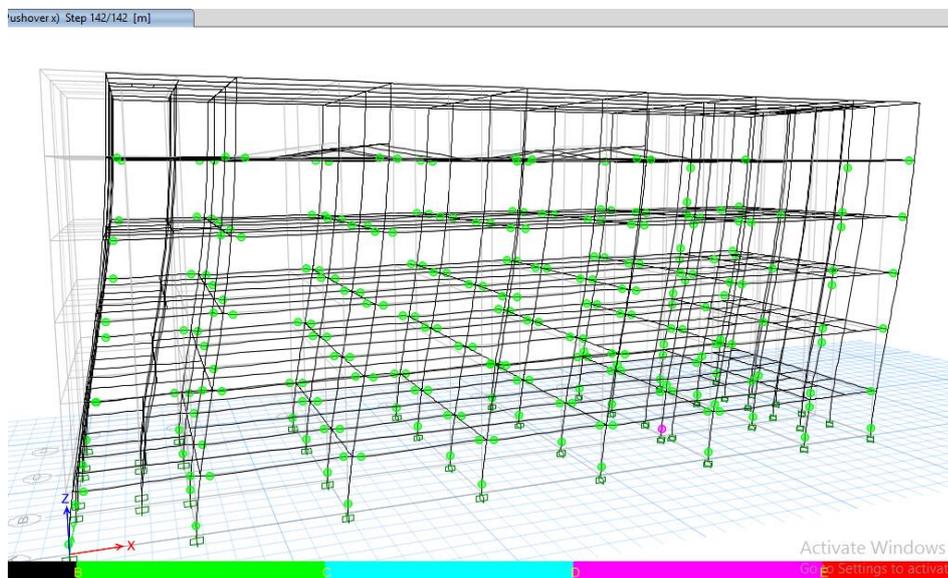
Struktur	Tipe <i>Pushover</i>	Perpindahan Maksimum(m)	Gaya Geser Dasar Maksimum (kN)
Model 1	Pushover X	0.76126	20263.8768
	Pushover Y	0.800574	16266.6945

4.3.1.2 Mekanisme Sendi Plastis

Pada mekanisme sendi plastis ini akan ditampilkan gambar pola distribusi sendi plastis, yang diambil pada portal eksternal yang menjadi model dalam penampilansendi plastis, dan dapat dilihat seberapa kemampuan gedung tersebut.



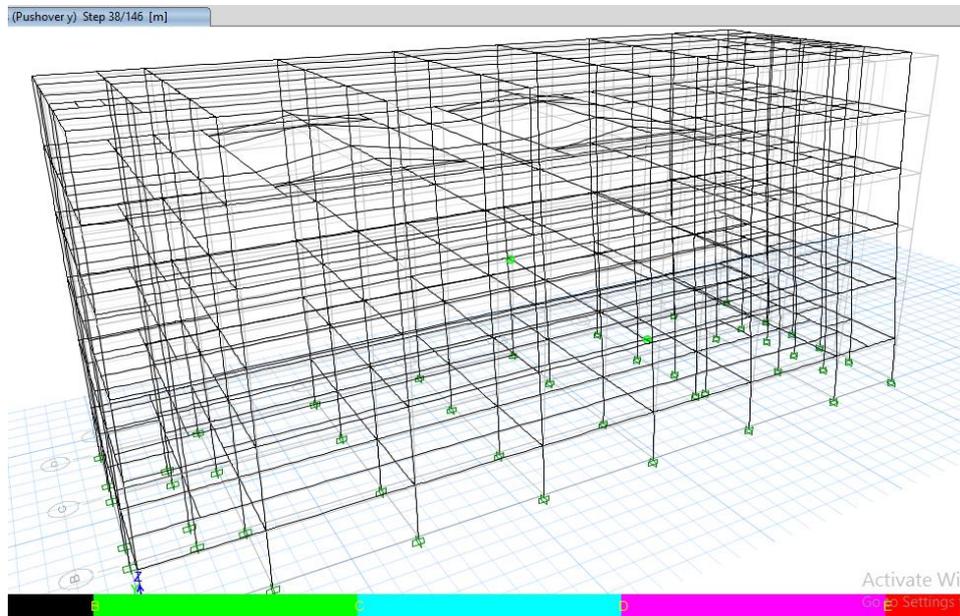
Gambar 4.12: terjadi sendi plastis pertama kali step 41 arah x model 1.



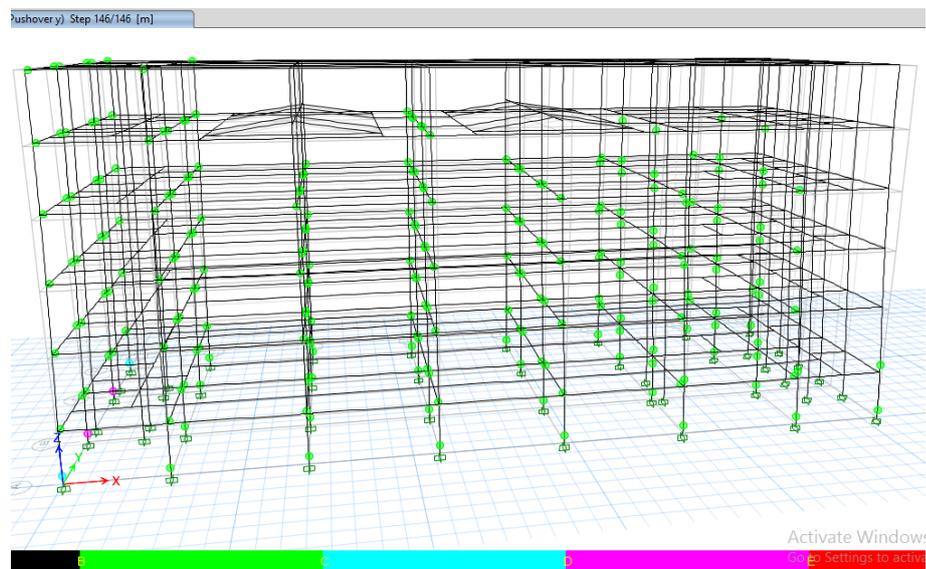
Gambar 4.13 sendi plastis maksimum step 142 arah y model 1.

Pelelehan sendi plastis pertama kali terjadi pada balok pada *step* ke 41 seperti yang ditunjukkan gambar 4.12. Pada *step* 41 ini besar perpindahan adalah sebesar 0.217895 m dan gaya geser dasar sebesar 9795.9476 kN. Sedangkan pada gambar 4.15 ditunjukkan distribusi sendi plastis pada *step* ke 142 yang merupakan kondisi maksimum dan kerusakan yang besar terjadi pada kolom di lantai dasar, pada *step*

ke 142 gedung masih aman dengan gaya geser sebesar 20263.8768 kN dan mengalami perpindahan sebesar 76126 m.



Gambar 4.14: sendi plastis pertama kali step 38 arah y model 1.



Gambar 4.15: sendi plastis maksimum step 146 arah y model 1.

Pelelehan sendi plastis pertama kali terjadi pada balok pada *step* ke 38 seperti yang ditunjukkan gambar 4.14 Pada *step* 38 ini, besar perpindahan adalah sebesar 0.19 m dan gaya geser dasar sebesar 6982.1152 kN. Sedangkan pada gambar 4.15 ditunjukkan distribusi sendi plastis pada *step* ke 146 yang merupakan kondisi maksimum, pada *step* ke 146 ini mengalami kerusakan yang besar pada kolom lantai dasar mengakibatkan *softstory* pada gedung. besar perpindahan adalah 0.589056 m dan gaya geser dasar sebesar 8414.6383 kN. Dapat lihat pada Tabel 4.82

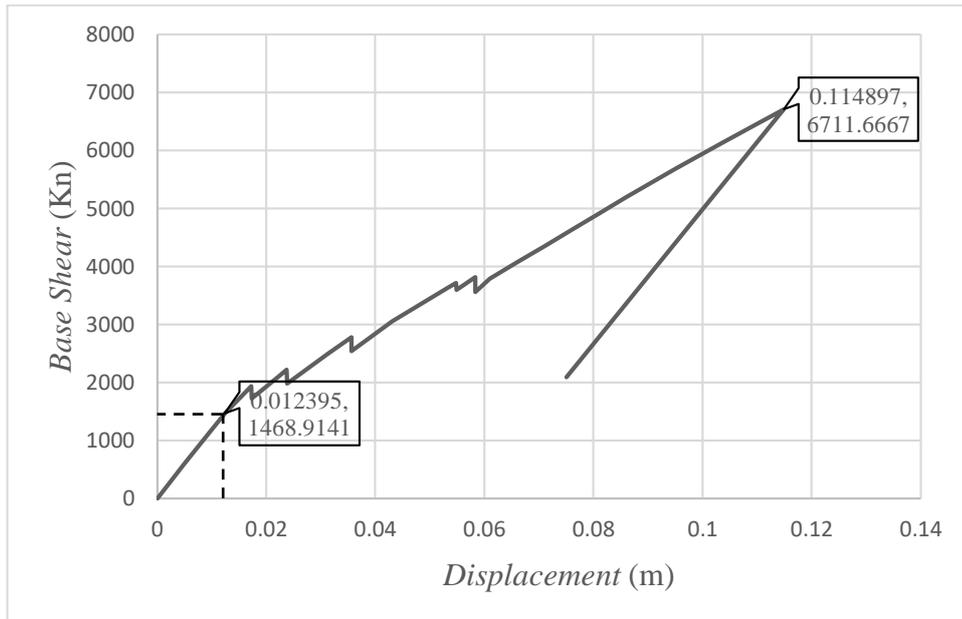
Tabel 4.82: Tingkat kerusakan struktur akibat terbentuknya sendi plastis model 1.

Keterangan	Simbol	Penjelasan
A		Menunjukkan batas linier yang kemudian diikuti perlelehan pertama pada gedung.
B		Terjadi kerusakan mulai dari kecil sampai tingkat sedang kekakuan struktur berkurang tetapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan.
C		Terjadi kerusakan yang parah pada struktur hingga kekakuannya berkurang banyak.
D		Terjadi degradasi kekuatan struktur yang besar sehingga kondisi struktur stabil dan hampir <i>collapse</i> .
E		Struktur sudah tidak mampu menahan gaya geser.

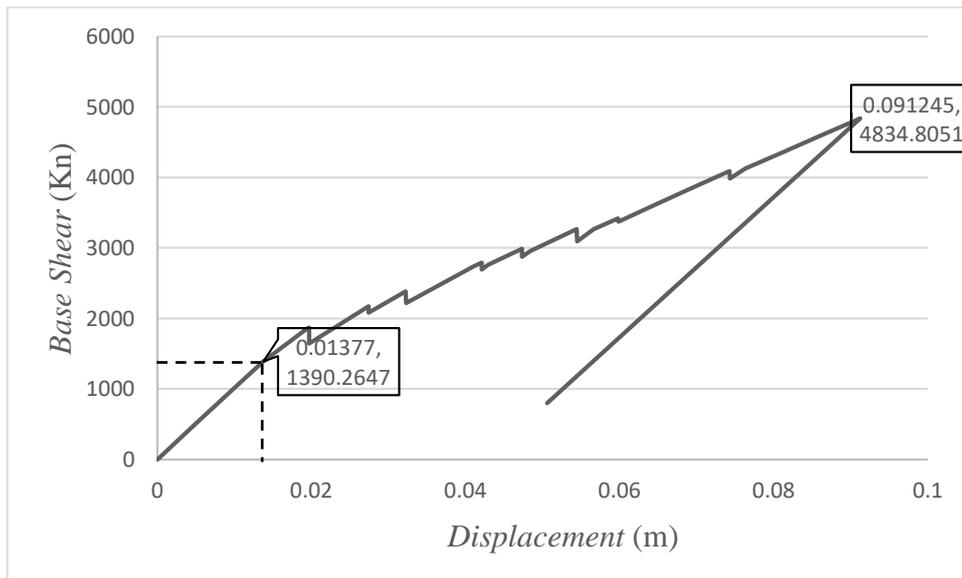
4.3.2 Model 2

4.3.2.1 Kurva Kapasitas (*Capacity Curve*)

Kurva kapasitas menunjukkan hubungan antara gaya gempa dan perpindahan yang terjadi hingga struktur runtuh. Perpindahan yang ditinjau adalah perpindahan atap dan gaya geser dasar (base shear). Dari analisis pushover dengan program analisis struktur didapat kurva kapasitas seperti pada Gambar 4.16.



Gambar 4.16: kurva kapasitas akibat pushover arah x model 2.



Gambar 4.17: kurva kapasitas akibat pushover arah y model 2.

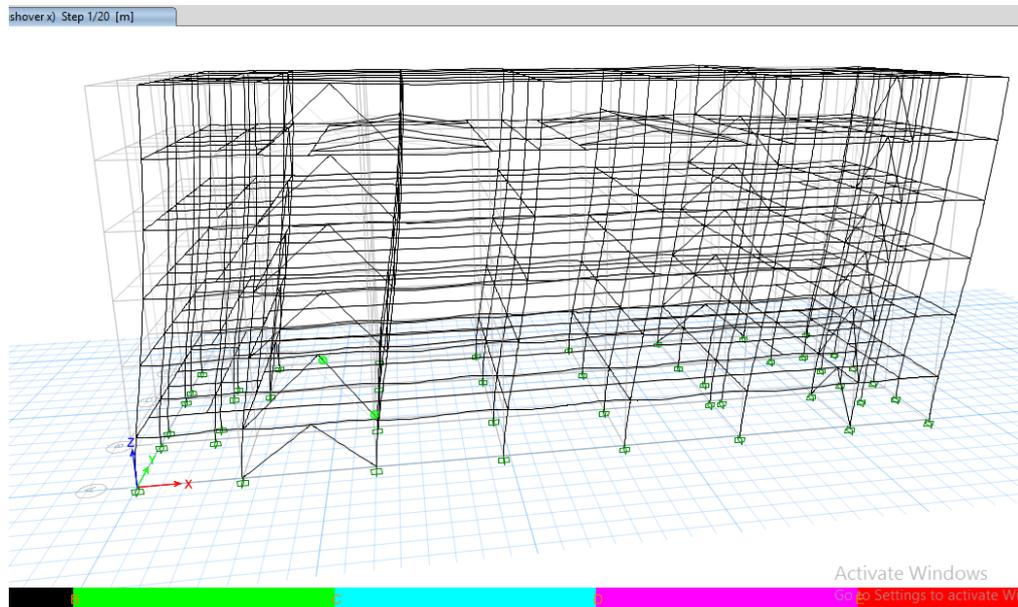
Dari Gambar 4.16 dan gambar 4.17 didapatkan hasil perpindahan dan gaya geser maksimum, seperti ditampilkan dalam Tabel 4.83.

Tabel 4.83: Perpindahan dan Gaya Geser Maksimum model 2.

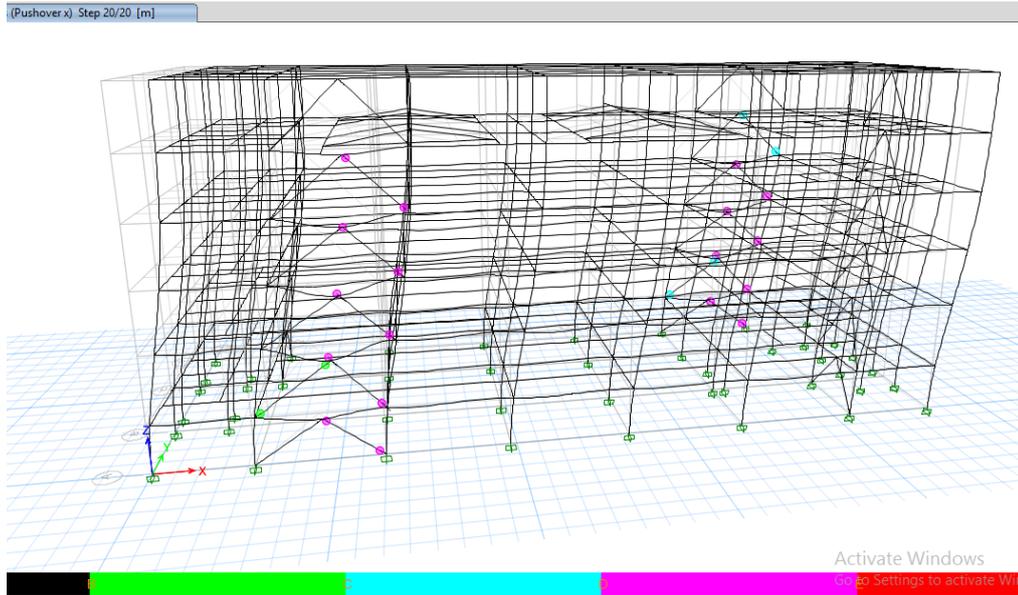
Struktur	Tipe Pushover	Perpindahan Maksimum(m)	Gaya Geser Dasar Maksimum (kN)
Model 2	Pushover X	0.067519	4089.3827
	Pushover Y	0.125486	6100.0885

4.3.2.2 Mekanisme Sendi Plastis

Pada mekanisme sendi plastis ini akan ditampilkan gambar pola distribusi sendi plastis, yang diambil pada portal eksternal yang menjadi model dalam penampilansendi plastis, dan dapat dilihat seberapa kemampuan gedung tersebut.

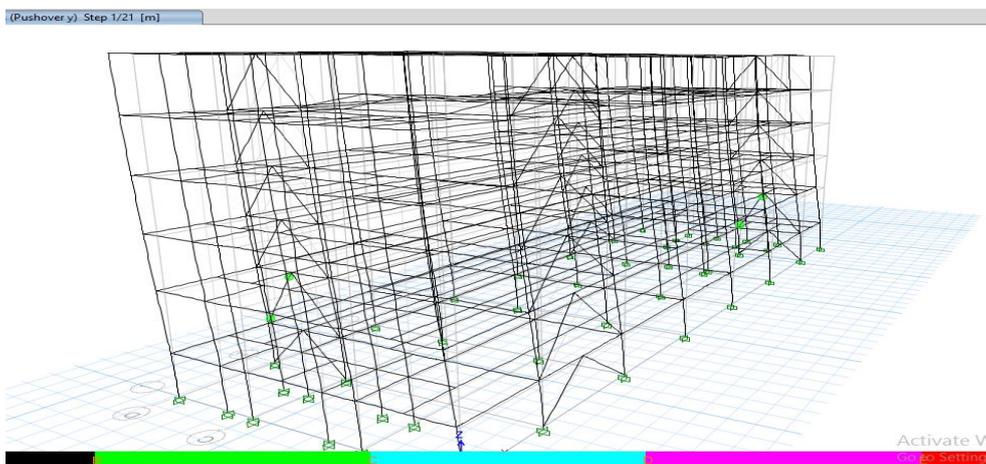


Gambar 4.18: sendi plastis pertama kali pada step 1 arah x model 2.

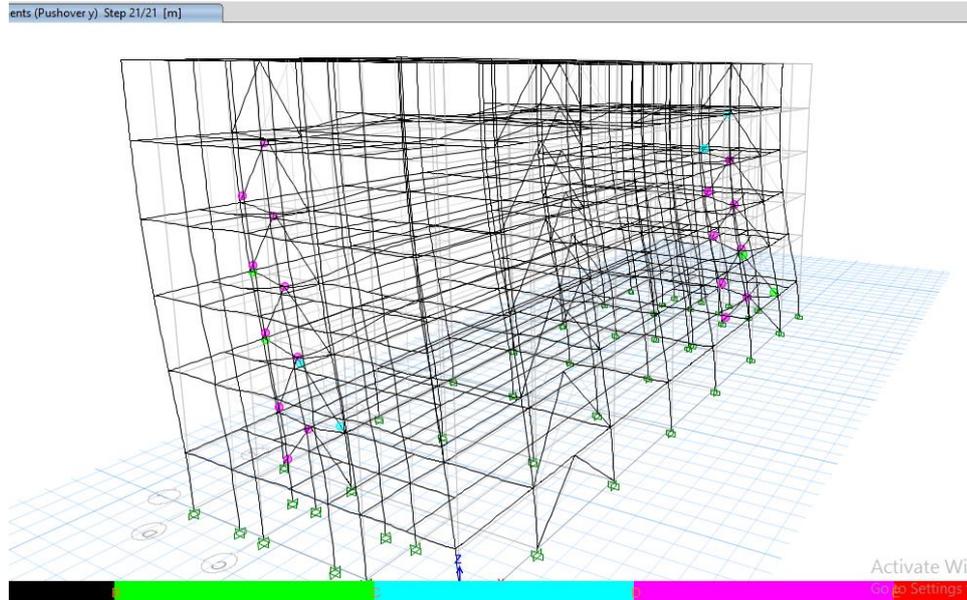


Gambar 4.19: sendi plastis maksimum pada step 20 arah x model 2.

Pelelehan sendi plastis pertama kali terjadi pada bresing pada *step* ke 1 seperti yang ditunjukkan gambar 4.18. Pada *step* 1 ini, besar perpindahan adalah sebesar 0.013025 m dan gaya geser dasar sebesar 1430.3885 kn. Sedangkan pada gambar 4.19 ditunjukkan distribusi sendi plastis pada *step* ke 20 yang terjadi pada bresing, pada *step* ini balok dan kolom belum menunjukkan munculnya sendi plastis. Pada *step* ini merupakan kondisi maksimum. pada *step* ke 20 ini besar perpindahan aalah 0.03403 m dan gaya geser dasar sebesar 498.2507kN.



Gambar 4.20: sendi plastis pertama kali step 1 arah y model 2.



Gambar 4.21: sendi plastis maksimum step 21 arah y model 2.

Pelelehan sendi plastis pertama kali terjadi pada bresing pada *step* ke 1 seperti yang ditunjukkan Gambar 4.20. Pada *step* 1 ini, besar perpindahan adalah sebesar 0.019289 m dan gaya geser dasar sebesar 1566.9815 kN. Sedangkan pada Gambar 4.21 ditunjukkan distribusi sendi plastis pada *step* ke 21 yang terjadi pada bresing sedangkan balok dan kolom belum menunjukkan munculnya sendi plastis yang merupakan kondisi maksimum, pada *step* ke 21 ini besar perpindahan adalah 0.061931 m dan gaya geser dasar sebesar 1001.929 kN.

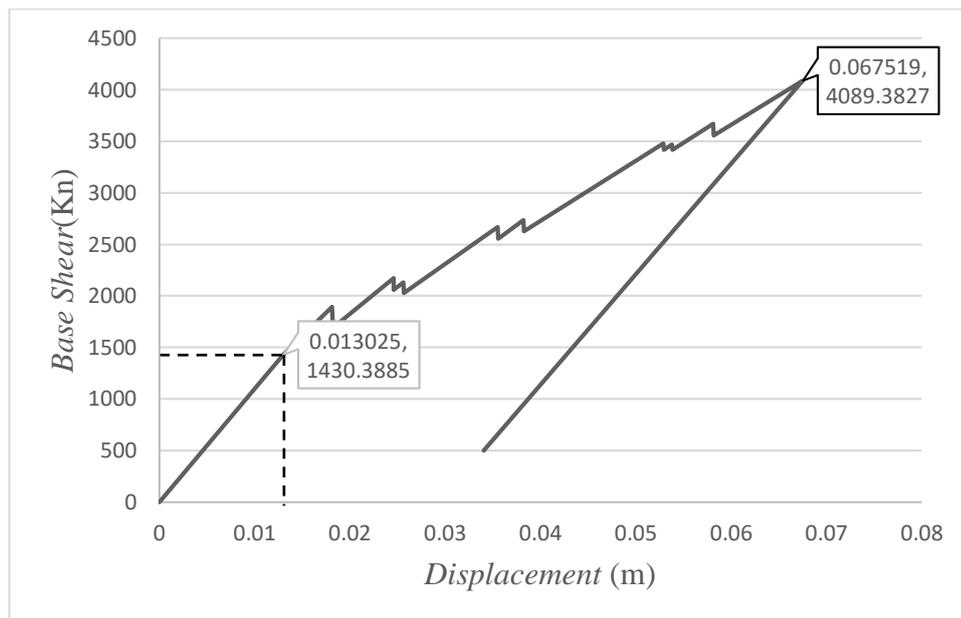
Tabel 4.84: Tingkat kerusakan struktur akibat terbentuknya sendi plastis model 2.

Keterangan	Simbol	Penjelasan
A		Menunjukkan batas linier yang kemudian diikuti perlelehan pertama pada gedung.
B		Terjadi kerusakan mulai dari kecil sampai tingkat sedang kekakuan struktur berkurang tetapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan.
C		Terjadi kerusakan yang parah pada struktur hingga kekakuannya berkurang banyak.
D		Terjadi degradasi kekuatan struktur yang besar sehingga kondisi struktur stabil dan hampir <i>collapse</i> .
E		Struktur sudah tidak mampu menahan gaya geser.

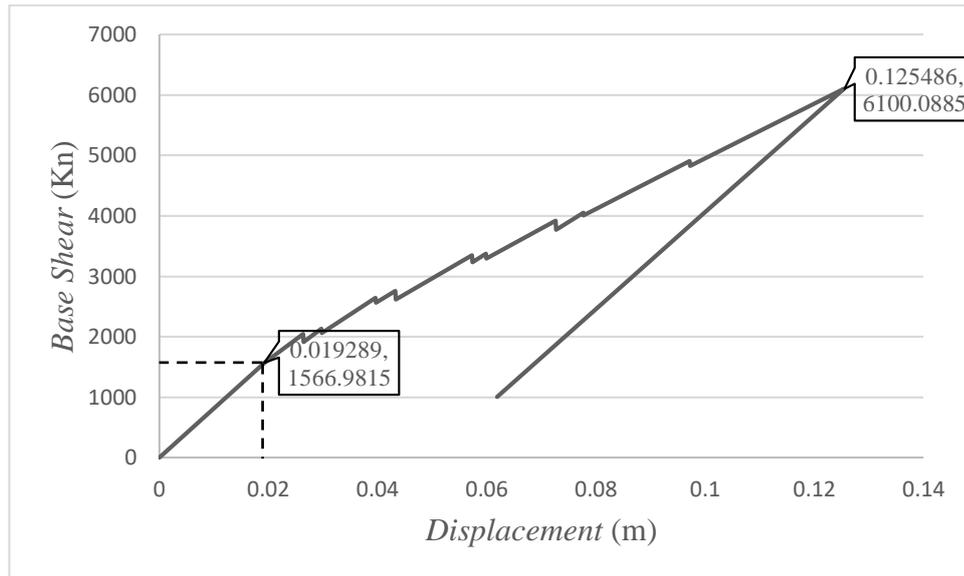
4.3.3 Model 3

4.3.3.1 Kurva Kapasitas (*Capacity Curve*)

Kurva kapasitas menunjukkan hubungan antara gaya gempa dan perpindahan yang terjadi hingga struktur runtuh. Perpindahan yang ditinjau adalah perpindahan atap dan gaya geser dasar (base shear). Dari analisis pushover dengan program analisis struktur didapat kurva kapasitas seperti pada Gambar 4.22.



Gambar 4.22: kurva kapasitas akibat pushover arah x model 3.



Gambar 4.23: kurva kapasitas akibat pushover arah y model 3.

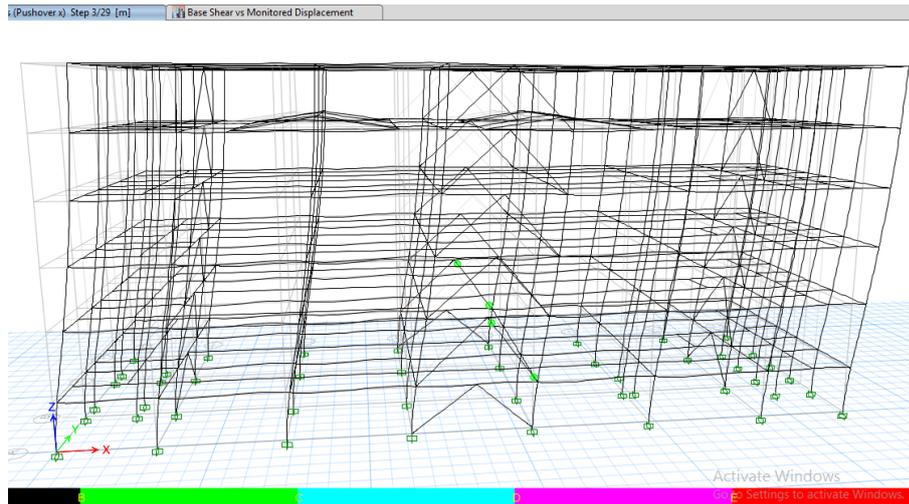
Dari Gambar 4.22 dan 4.23 didapatkan hasil perpindahan dan gaya geser maksimum, seperti ditampilkan dalam tabel berikut:

Tabel 4.85: Perpindahan dan Gaya Geser Maksimum model 3.

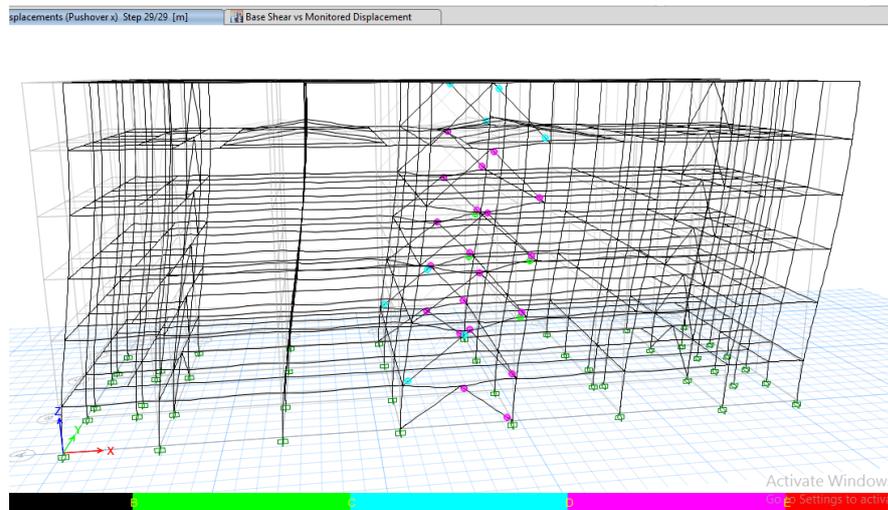
Struktur	Tipe Pushover	Perpindahan Maksimum(m)	Gaya Geser Dasar Maksimum (kN)
Model 3	Pushover X	0.075037	2087.7857
	Pushover Y	0.050632	800.0463

4.3.3.2 Mekanisme Sendi Plastis

Pada mekanisme sendi plastis ini akan ditampilkan gambar pola distribusi sendi plastis, yang diambil pada portal eksternal yang menjadi model dalam penampilansendi plastis, dan dapat dilihat seberapa kemampuan gedung tersebut.

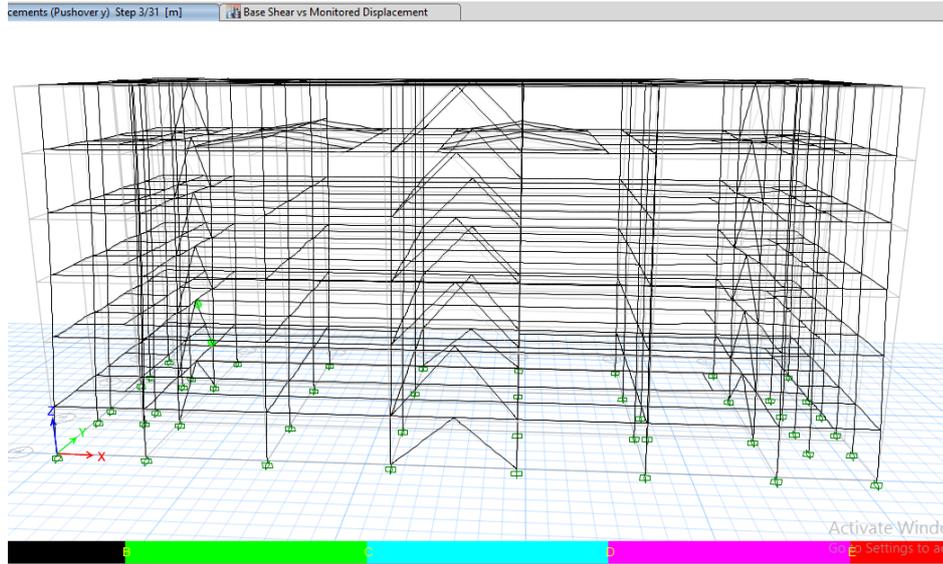


Gambar 4.24: sendi plastis pertama kali step 3 arah x model 3.

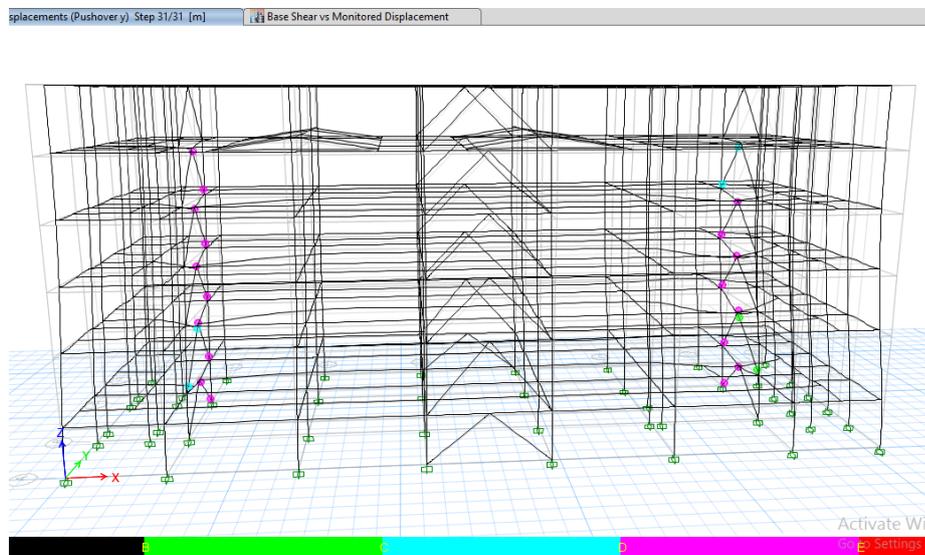


Gambar 4.25: sendi plastis maksimum step 29 arah x model 3.

Pelelehan sendi plastis pertama kali terjadi pada bresing pada *step* ke 3 seperti yang ditunjukkan gambar 2.24 Pada *step* 3 ini, besar perpindahan adalah sebesar 0.013025 m dan gaya geser dasar sebesar 1430.3885. Sedangkan pada gambar 4.25 ditunjukkan distribusi sendi plastis pada *step* ke 29 yang merupakan kondisi maksimum, pada *step* ini balok dan kolom belum terlihat sendi plastirnya pada *step* ke 29 ini besar perpindahan aalah 0.03403 m dan gaya geser dasar sebesar 498.2507kN.



Gambar 4.26: sendi plastis pertama kali step 3 arah y model 3.



Gambar 4.27: sendi plastis maksimum step 31 arah y model 3.

Pelelehan sendi plastis pertama kali terjadi pada bresing pada *step* ke 3 seperti yang ditunjukkan Gambar 4.26 Pada *step* 3 ini, besar perpindahan adalah sebesar 0.019289 m dan gaya geser dasar sebesar 1566.9815 kN. Sedangkan pada Gambar 4.27 ditunjukkan distribusi sendi plastis pada *step* ke 31 yang merupakan kondisi maksimum, pada *step* ke 31 ini besar perpindahan adalah 0.061931 m dan gaya geser dasar sebesar 1001.929 kN.

Tabel 4.86 Tingkat kerusakan struktur akibat terbentuknya sendi plastis

Keterangan	Simbol	Penjelasan
A		Menunjukkan batas linier yang kemudian diikuti perlelahan pertama pada gedung.
B		Terjadi kerusakan mulai dari kecil sampai tingkat sedang kekakuan struktur berkurang tetapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan.
C		Terjadi kerusakan yang parah pada struktur hingga kekakuannya berkurang banyak.
D		Terjadi degradasi kekuatan struktur yang besar sehingga kondisi struktur stabil dan hampir <i>collapse</i> .
E		Struktur sudah tidak mampu menahan gaya geser.

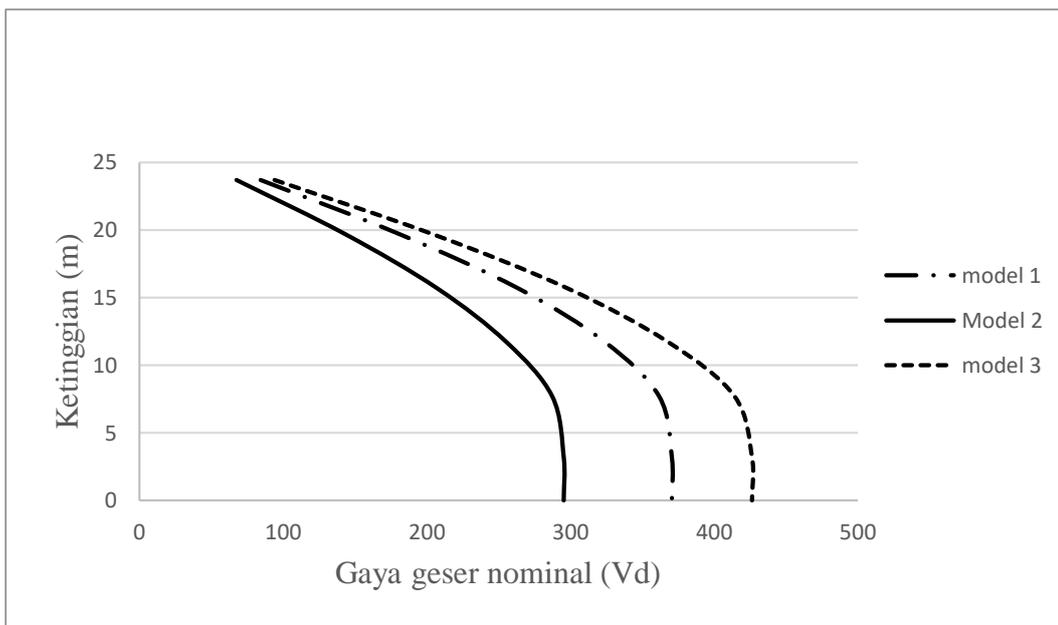
4.4 Perbandingan Analisa struktur antar model

4.4.1 Gaya geser dasar

Setiap model memiliki gaya geser dasar masing-masing, dibawah ini akan dibandingkan gaya geser dasar tiap model.

Tabel 4.87: nilai gaya geser dasar tiap model arah x.

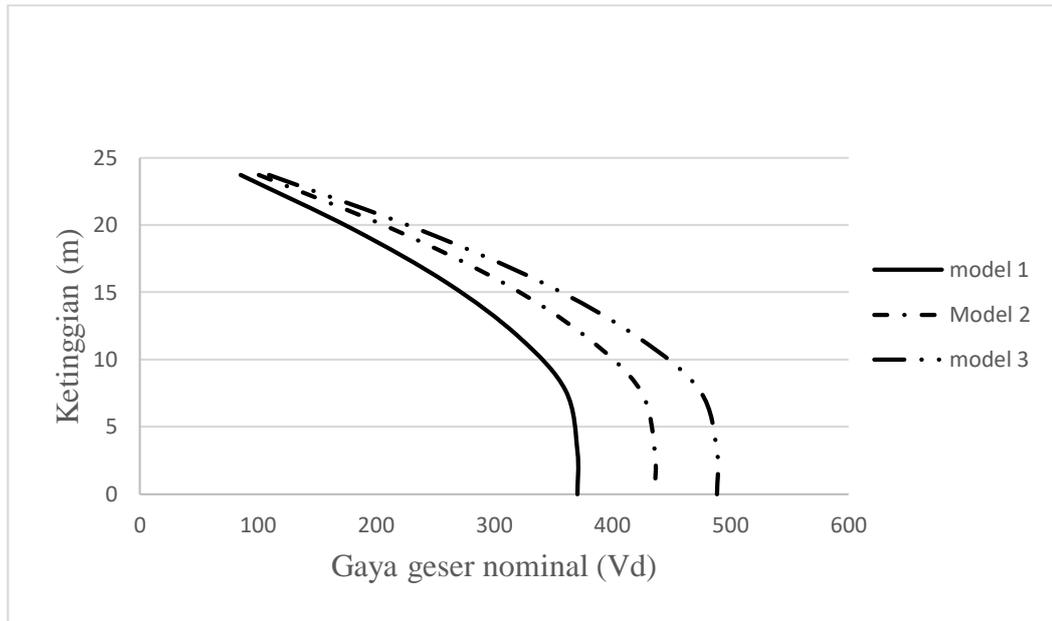
lantai	tinggi	model 1	model 2	model 3
6	23.7	84.1784	67.5042	94.0601
5	19.7	180.7484	143.1882	204.0341
4	15.7	263.2636	207.1726	297.8148
3	11.7	324.127	255.7246	368.3473
2	7.7	361.64	287.4804	414.4173
1	3.2	370.4995	295.5219	426.5512
Base	0	370.4995	295.5219	426.5512



Gambar 4.28: grafik perbandingan gaya geser dasar arah x setiap model

Tabel 4.88: nilai gaya geser dasar gtiap model arah y.

lantai	tinggi	model 1	model 2	model 3
6	23.7	85.4003	100.6655	109.6241
5	19.7	179.9611	213.631	235.0652
4	15.7	259.8995	307.613	341.0566
3	11.7	320.6299	377.7701	421.0202
2	7.7	360.4542	423.9546	474.1381
1	3.2	370.5039	436.0901	488.7474
Base	0	370.5039	436.0901	488.7474



Gambar 4.29: grafik perbandingan gaya geser dasar tiap model arah y.

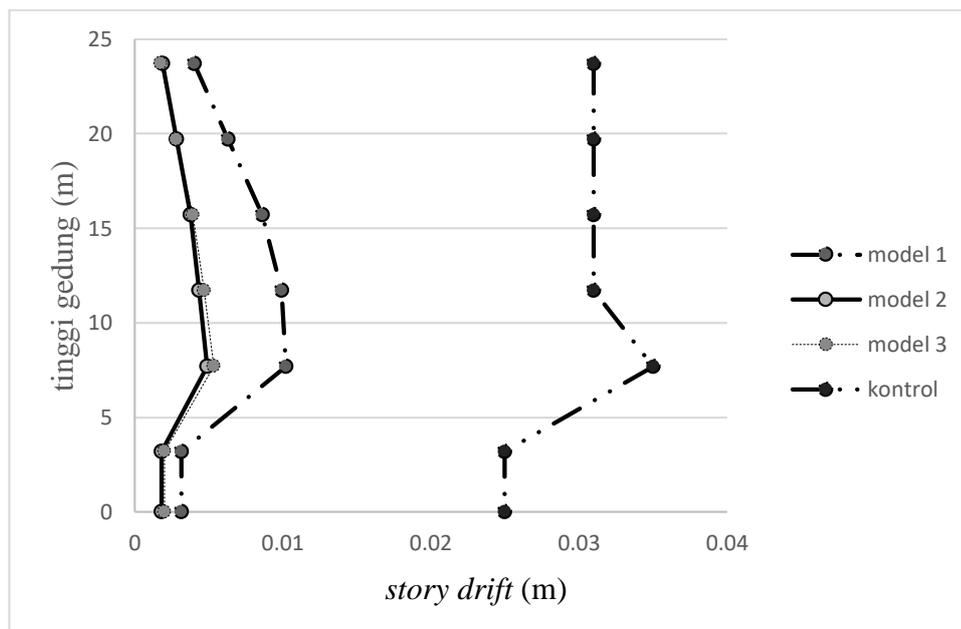
Dari Gambar 4.28 dan Tabel 4.87 dapat disimpulkan bahwa gaya geser yang terjadi di model 1 yaitu gedung baja pemikul momen khusus memiliki gaya geser paling rendah, setelah ditambah bresing pada model 2 nilai gaya geser meningkat, dan pada model ketiga dengan memindahkan letak bresing gaya geser yang terjadi makin meningkat. Maka dapat disimpulkan bahwa dengan menambahkan penahan gaya lateral pada gedung seperti bresing dan menempatkannya pada posisi yang terbaik dapat meningkatkan besarnya gaya geser pada gedung. Pada ketiga model diatas gaya geser terbesar terjadi pada model ketiga yaitu gedung baja dengan bresing konsentris khusus.

4.4.2 simpangan gedung

Setiap model memiliki simpangan yang berbeda-beda diakibatkan karena adanya penambahan penahan gaya lateral yaitu bresing dan perubahan posisi bresing tersebut. berikut adalah perbandingan nilai simpangan permodel

Tabel 4.89: nilai simpangan gedung tiap model arah x.

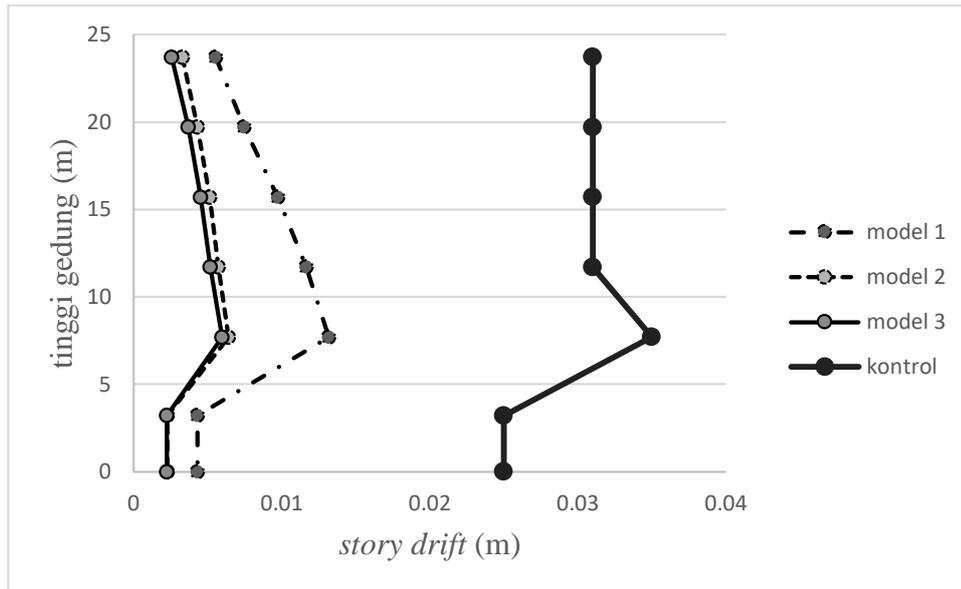
Tinggi	Model 1	Model 2	Model 3	Kontrol
23.7	0.004004	0.001877	0.001771	0.031
19.7	0.006314	0.002842	0.002816	0.031
15.7	0.008631	0.003769	0.00392	0.031
11.7	0.009933	0.004363	0.004679	0.031
7.7	0.010223	0.004877	0.005357	0.035
3.2	0.003146	0.0018	0.001998	0.025
0	0.003146	0.0018	0.001998	0.025



Gambar 4.30: grafik perbandingan nilai simpangan gedung tiap model arah x.

Tabel 4.90: nilai simpangan gedung tiap model arah y.

Tinggi	Model 1	Model 2	Model 3	Kontrol
23.7	0.005559	0.003289	0.002589	0.031
19.7	0.007465	0.004327	0.003696	0.031
15.7	0.00975	0.005144	0.004543	0.031
11.7	0.011664	0.005709	0.005166	0.031
7.7	0.013185	0.006409	0.005988	0.035
3.2	0.004297	0.00227	0.002262	0.025
0	0.004297	0.00227	0.002262	0.025



Gambar 4.31: grafik perbandingan nilai simpangan gedung tiap model arah y.

Dari Tabel 4.90 dan Gambar 4.31 dapat dilihat bahwa nilai perpindahan pada model 1 merupakan perpindahan yang paling besar, setelah ditambah penahan gaya lateral yaitu bresing pada model 2 perpindahan yang terjadi semakin mengecil. Dan setelah posisi bresing dipindahkan pada model ketiga gedung memiliki nilai perpindahan yang makin kecil. Dari pernyataan diatas dapat disimpulkan bahwa penambahan bresing dapat menahan gaya (memperkaku bangunan) untuk memperkecil nilai perpindahan yang terjadi akibat terkena gaya gempa baik dari arah x maupun y. letak posisi bresing juga dapat mempengaruhi kemampuan kerja bresing dalam menahan gaya yang terjadi. Model ketiga merupakan model yang paling kecil perpindahannya baik arah x maupun arah y.

4.4.3 Cek Ketidakberaturan Torsi

Setiap gedung mengalami torsi, untuk mencegah torsi itu terjadi maka harus diberi tambahan elemen atau membesarkan dimensi kolom. Pada gedung yang dianalisa terjadi torsi, karna nilai perpindahan yang terjadi melewati batas ijin yang telah d syaratkan. Berikut adalah tabel nilai pengecekan torsi permodel bangunan.

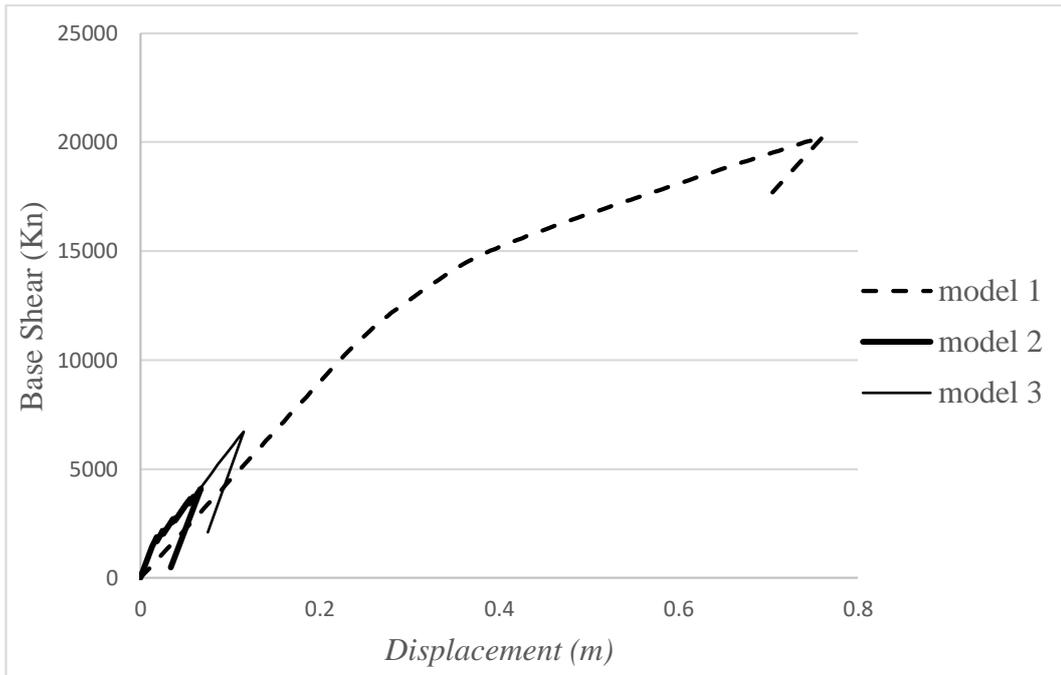
Tabel tabel 4.91: nilai cek ketidakberaturan torsi.

Model 1	Model 2	Model 3
1.3155	1.2436	1.245
1.3277	1.2307	1.1418
1.3403	1.2159	1.1545
1.357	1.2035	1.1172
1.3805	1.2004	1.1151
1.4015	1.2056	1.1535

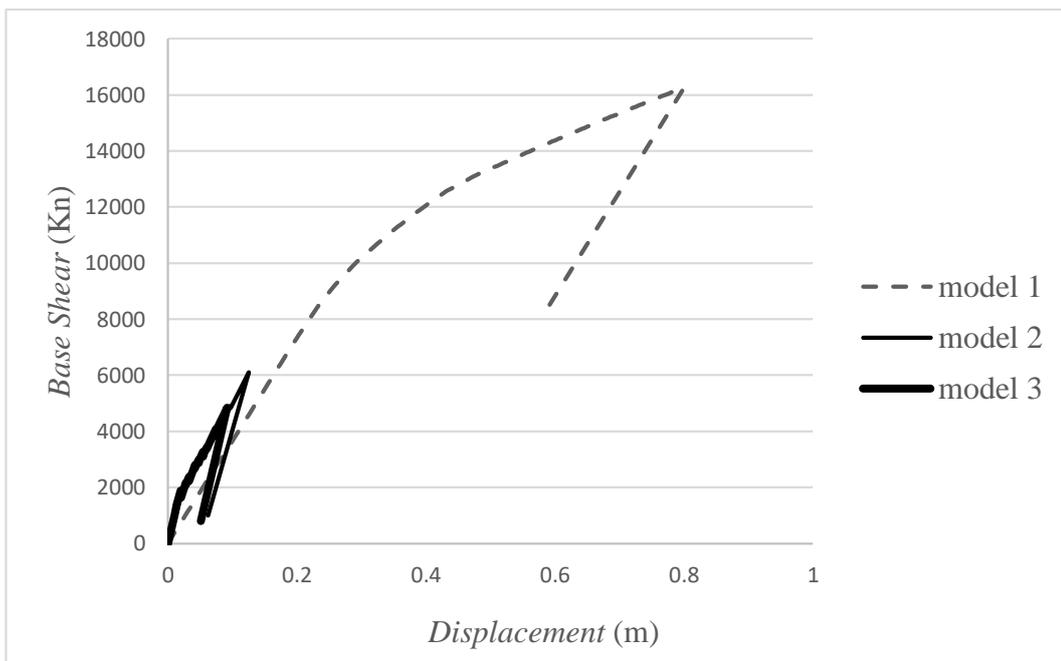
Dari Tabel 4.91 dapat terlihat bahwa pada model 1 yaitu gedung baja pemikul momen khusus melewati nilai batas yang diijinkan yaitu 1,2 maka gedung terjadi torsi pada gedung model 1, setelah ditambah bresing nilai pengecekan menjadi menurun akibat nilai simpangan yang terjadi pada model kedua makin menurun itu karena bresing yang ditambahkan dapat menahan gaya gempa yang terjadi pada arah y. setelah posisi bresing di pindahkan menjadi model ketiga, nilai pengecekan menjadi makin kecil sehingga gedung tidak mengalami torsi lagi. Dari pernyataan diatas dapat disimpulkan bahwa torsi dapat terjadi pada gedung, untuk mengatasinya dengan menambahkan sistem penahan gaya lateral dan menempatkannya pada posisi yang pas.

4.4.4 perbandingan perpindahan dengan gaya geser dasar

Dapat dilihat dibawah ini bagaimana nilai perbandingan ketiga model gedung yang dianalisa akan dibandingkan kan pada besarnya perpindahan dengan gaya geser dasar yang terjadi pada ketiga model :



Gambar 4.32: perbandingan nilai gaya geser dan perpindahan tiap model arah x.



Gambar 4.33: grafik perbandingan gaya geser dan perpindahan tiap model arah y.

Dari Gambar 4.32 dan Gambar 4.33 dapat dilihat bahwa gedung model 1 mengalami perpindahan paling besar dengan gaya berulang yang paling banyak. Dengan ditambahkan bresing pada model 2 dan ketiga, nilai perpindahannya berkurang dan *base shear* berkurang.

4.4.5 kinerja struktur menggunakan Metode FEMA 440

Menentukan nilai kinerja struktur menggunakan metode FEMA 440 harus melihat metode FEMA 356 karena metode FEMA 440 adalah pengembangan dari metode FEMA 356, yaitu dengan hasil akhir menentukan nilai target perpindahan (δ_T). Dapat dilihat pada tabel 4.92 hasil dari analisa kinerja struktur:

Tabel 4.92: level kinerja struktur.

Arah	Parameter	Model 1	Model 2	Model 3
Sumbu X	Target Perpindahan, δ_T (m)	0,075	0,193	0,203
	<i>Drift</i> aktual (δ_T/H)	0,003	0,008	0,009
	Level Kinerja	<i>Damage Control</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Damage Control</i>
Sumbu Y	Target Perpindahan, δ_T (m)	0,144	0,198	0,22
	<i>Drift</i> aktual (δ_T/H)	0,006	0,008	0,009
	Level Kinerja	<i>Damage Control</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Damage Control</i>

Dari tabel 4.92 dapat dilihat bahwa untuk masing-masing model menghasilkan nilai target perpindahan yang hampir sama namun ada peningkatan pada nilai target perpindahan dengan adanya pemindahan posisi dinding geser. Hal ini berarti seluruh struktur berada dalam kategori kinerja *damage control*. Pembahasan analisa dapat dilihat pada lampiran.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisa dan pembahasan mengenai struktur baja dengan bresing maka dapat disimpulkan sebagai berikut.

1. Berdasarkan hasil analisa pada bangunan struktur baja, dapat diketahui bahwa bangunan tersebut tidak memenuhi syarat perpindahan gedung, sehingga bangunan tersebut tidak memenuhi syarat daya layan gedung yang telah ditentukan.
2. Berdasarkan hasil analisa setelah ditambahkan bresing, bangunan tersebut mengalami peningkatan kekakuan yang berpengaruh pada nilai simpangan yang terjadi. Dan menurunnya nilai simpangan gedung. Nilai simpangan pada model 1 ($X = 0.004004$ m, $Y = 0.005559$ m), nilai simpangan pada model 2 ($X = 0.001877$ m, $Y = 0.003289$ m), nilai simpangan Model 3 ($X = 0.001771$ m, $Y = 0.002589$ m)
3. Berdasarkan hasil analisa menggunakan metode pushover didapat bahwa penambahan bresing dan letak posisi bresing mempengaruhi nilai dari kekakuan gedung. Dapat dilihat dari perubahan nilai perpindahan yang terjadi pada setiap model. Nilai perpindahan dari model 1 ($X = 0.70241$ m, $Y = 0.589056$ m), nilai perpindahan pada model 2 ($X = 0.067519$ m, $Y = 0.125486$ m), nilai perpindahan dari model 2 ($X = 0.114897$ m, $Y = 0.091245$ m).
4. Berdasarkan hasil analisa, gedung yang memiliki nilai perpindahan terkecil adalah gedung model 3.

5.2 Saran

1. Tugas akhir ini dianalisa menggunakan program ETABS V.15, disarankan agar sebelum menggunakan program tersebut sebaiknya harus mempelajari

terlebih dahulu tentang cara penggunaan, data yang diperlukan serta hasil yang akan ditampilkan program tersebut agar hasil yang diperoleh lebih akurat.

2. Pada tugas akhir ini masih banyak kekurangan dalam hal menganalisa dan pengecekannya, diharapkan untuk selanjutnya agar lebih teliti dalam hal menganalisanya agar mendapat hasil yang lebih akurat dan sesuai yang diharapkan.

DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction, 2010, ASCE/SEI 7-10 : ANSI/AISC 360-10, 2010, *Spesification for Structural Steel Building*, Chicago.
- ASCE, 2000. *Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency 356*. Washinton, DC.
- Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan dan Non Gedung SNI 1726:2012*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2015) *Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural SNI 1729:2015*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Departemen Pekerjaan Umum (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*, Jakarta : Yayasan Badan Penerbit PU.
- FEMA 356 (2000) *NEHRP Guidenes for The Seismic Rehabilitation of Buildings*. Prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency. Wasington, D.C.
- FEMA 440 (2005) *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedurs*. ATC-55, NEHRP, FEMA, California and Wasington D.C, USA.
- Gunawan, R (1987) *Tabel Profil Konstruksi Baja*. Yogyakarta: KANISIUS.
- Gusnedi, Yurisman dan Ikhlas, Farid Muhammad (2018) *Perencanaan Struktur Gedung Rangka Baja Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen (Moment Resisting Frames)*. Universitas Bung Hatta.
- Mamesah, H,Y (2014) *Analisis Pushover Pada Bangunan Dengan Soft First Story*. Jurnal Sipil Statik Vol.2 No.4.
- Mustafa, Badrul (2010) *Analisi Gempa Nias dan Gempa Sumatera Barat dan Kesamaannya Yang Tidak Menimbulkan Tsunami*: Jurnal Ilmu Fisika (JIF) Vol 2 No 1.
- Nur, Arif Mustofa (2010) *Gempa Bumi, Tsunami dan Mitigasinya*. Jurnal Balai Informasi dan Konservasi Kebumian Vol. 7.
- Sitompul, N.G (2019) *Analisa Defornasi Tidak Linier Struktur SRPMK Baja Dengan Bracing Konsentris Berdasarkan Gabungan Metode Pushover dan Metode Respon Riwayat Waktu*. Medan : Tugas akhir.

Standar Nasional Indonesia (2002) *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung SNI 03-1729-2002*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.

Uniform Building Code (1997), *Structural Engineering Design Provisions*, Volume 2, ICBO, U.S.A.

Windah, Reky Stenly dan Wallah, Steenie E. (2014) *Analisis Pushover Pada Bangunan Dengan Soft First Story*. Jurnal Sipil Statik

LAMPIRAN

L.1 Hasil output *Modal Participating Mass Ratios* struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur

Tabel L.1: Modal participating Mass Ratio model 1.

<i>Modal Participating Mass Ratio</i>				
Case	Mode	Period	UX	Sum UX
		Sec		
Modal	1	0.62	0.0001	0.0001
Modal	2	0.551	0.7619	0.7620
Modal	3	0.536	0.0045	0.7665
Modal	4	0.193	0.0000	0.7665
Modal	5	0.158	0.0290	0.7955
Modal	6	0.157	0.0783	0.8738
Modal	7	0.1	0.0000	0.8738
Modal	8	0.077	0.0301	0.9039
Modal	9	0.077	0.0158	0.9197
Modal	10	0.063	0.0000	0.9197
Modal	11	0.046	0.0000	0.9197
Modal	12	0.046	0.0304	0.9501

Tabel L.2: Hasil selisih persentase nilai perioda model 1.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	11.129	OKE	NO
T2-T3	2.722	OKE	NO
T3-T4	63.993	NO	OKE
T4-T5	18.135	NO	OKE

Tabel L.3: *Lanjutan.*

<i>Modal Participating Mass Ratio</i>				
Case	Mode	Period	UX	Sum UX
		Sec		
Modal	11	0.066	0.0000	0.8926
Modal	12	0.065	0.0000	0.8926

Tabel L.4: Hasil selisih persentase nilai perioda model 2.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	12.500	OKE	NO
T2-T3	5.042	OKE	NO
T3-T4	61.357	NO	OKE
T4-T5	14.504	OKE	NO
T5-T6	4.464	OKE	NO
T6-T7	34.579	NO	OKE
T7-T8	5.714	OKE	NO
T8-T9	0.000	OKE	NO
T9-T10	0.000	OKE	NO
T10-T11	0.000	OKE	NO
T11-T12	1.515	OKE	NO

Analisa menggunakan metode *CQC* (*Complete Quadratic Combination*), hasil persentase perioda rata-rata yang didapat lebih kecil dari 15% dan *SRSS* (*Square Root of the Sum of Square*) lebih besar dari 15%. Pada hasil analisa didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak dibawah 15 %.

Tabel L.5: Modal Participating Mass ratio model 3.

Case	Mode	Period	UX	Sum UX
		Sec		
Modal	1	0.368	0.000	8.6E-07
Modal	2	0.344	0.790	0.7895
Modal	3	0.310	0.000	0.7895
Modal	4	0.120	0.000	0.7895
Modal	5	0.108	0.103	0.8922
Modal	6	0.100	0.000	0.8922
Modal	7	0.065	0.000	0.8922
Modal	8	0.059	0.038	0.9306
Modal	9	0.054	0.000	0.9307
Modal	10	0.053	0.000	0.9307
Modal	11	0.053	0.000	0.9307
Modal	12	0.051	0.000	0.9307
JUMLAH			0.93	

Tabel L.6: Hasil selisih persentase nilai perioda model 3.

mode	Persentase	CQC	SRSS
T1-T2	6.522	OKE	NO
T2-T3	9.884	OKE	NO
T3-T4	61.290	NO	OKE
T4-T5	10.000	OKE	NO
T5-T6	7.407	OKE	NO
T6-T7	35.000	NO	OKE
T7-T8	9.231	OKE	NO
T8-T9	8.475	OKE	NO
T9-t10	1.852	OKE	NO
T10-T11	0.000	OKE	NO
T11-T12	3.774	OKE	NO
	100		

Analisa menggunakan metode *CQC* (*Complete Quadratic Combination*), hasil persentase perioda rata-rata yang didapat lebih kecil dari 15% dan *SRSS* (*Square Root of the Sum of Square*) lebih besar dari 15%. Pada hasil analisa didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak dibawah 15 %.

L.2 Perhitungan tangga

Tabel L.7 hasil output beban tangga dari software sap2000

<i>Joint</i>	<i>OutputCase</i>	<i>CaseType</i>	F1	F2	F3
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	KN	KN	KN
2	1,2 DL + 1,6 LL	<i>Combination</i>	-18.24	1.256	23.678
2	1,4 DL	<i>Combination</i>	-10.438	0.654	14.014
3	1,2 DL + 1,6 LL	<i>Combination</i>	-24.015	-0.113	26.604
3	1,4 DL	<i>Combination</i>	-13.316	-0.064	15.01
52	1,2 DL + 1,6 LL	<i>Combination</i>	-0.317	-0.00395	2.614
52	1,4 DL	<i>Combination</i>	-0.157	0.002659	1.442

Jadi beban tangga yang di input untuk bangunan sebesar 52.9 Kn

Tabel L.8 Tumpuan tangga

<i>Joint</i>	<i>OutputCase</i>	<i>CaseType</i>	F1	F2	F3
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	KN	KN	KN
81	1,2 DL + 1,6 LL	<i>Combination</i>	17.692	-0.413	10.84
81	1,4 DL	<i>Combination</i>	10.319	-0.126	5.913
82	1,2 DL + 1,6 LL	<i>Combination</i>	-15.934	-1.553	10.847
82	1,4 DL	<i>Combination</i>	-8.952	-0.918	5.947

Jadi beban tumpuan tangga yang di input untuk bangunan sebesar 21.68 Kn.

L3. Perhitungan Target Perpindahan Dan Kinerja Struktur

Kinerja struktur menggunakan metode *FEMA 440* dan *FEMA 356*, perhitungannya seperti dibawah ini.

L.3.1 Kinerja Struktur Model 1

- Nilai target perpindahan arah X:

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

Dimana:

$$T_S = \frac{Sd1}{Sds} = \frac{0,558}{0,6067} = 0,9197 \text{ det}$$

$$T_e = 0,62 \text{ det}$$

$$C_0 = 1,4 \text{ (berdasarkan tabel 3-2 dari FEMA 356)}$$

$$C_1 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_2 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_3 = 1,02$$

$$S_a = \frac{Sd1}{T_e} = \frac{0,558}{0,62} = 0,9 \text{ g}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_T = 1,4 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0,62 \times 0,9 \times \frac{0,62^2}{4\pi^2} \times 9,81 = 0,075 \text{ m}$$

- Nilai target perpindahan arah Y:

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

Dimana:

$$T_S = \frac{Sd1}{Sds} = \frac{0,558}{0,6067} = 0,9197 \text{ det}$$

$$T_e = 0,551 \text{ det}$$

$$C_0 = 1,4 \text{ (berdasarkan tabel 3-2 dari FEMA 356)}$$

$$C_1 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_2 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_3 = 1,013$$

$$S_a = \frac{Sd1}{T_e} = \frac{0,558}{0,551} = 1,01 \text{ g}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_T = 1,4 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1,013 \times 1,01 \times \frac{0,551^2}{4\pi^2} \times 9,81 = 0,144 \text{ m}$$

L.3.2 Kinerja Struktur Model 2

- Nilai target perpindahan arah X:

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

Dimana:

$$T_S = \frac{S_d1}{S_d5} = \frac{0,558}{0,6067} = 0,9197 \text{ det}$$

$$T_e = 0,408 \text{ det}$$

$$C_0 = 1,4 \text{ (berdasarkan tabel 3-2 dari FEMA 356)}$$

$$C_1 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_2 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_3 = 2,46$$

$$S_a = \frac{S_d1}{T_e} = \frac{0,558}{0,408} = 1,36 \text{ g}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_T = 1,4 \times 1 \times 1 \times 1 \times 2,46 \times 1,36 \times \frac{0,408,2}{4\pi^2} \times 9,81 = 0,193 \text{ m}$$

- Nilai target perpindahan arah Y:

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

Dimana:

$$T_S = \frac{S_d1}{S_d5} = \frac{0,558}{0,6067} = 0,9197 \text{ det}$$

$$T_e = 0,357 \text{ det}$$

$$C_0 = 1,4 \text{ (berdasarkan tabel 3-2 dari FEMA 356)}$$

$$C_1 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_2 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_3 = 2,87$$

$$S_a = \frac{S_d1}{T_e} = \frac{0,558}{0,357} = 1,56 \text{ g}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_T = 1,4 \times 1 \times 1 \times 1 \times 2,87 \times 1,56 \times \frac{0,357^2}{4\pi^2} \times 9,81 = 0,198 \text{ m}$$

L.3.3 Kinerja Struktur Model 3

- Nilai target perpindahan arah X:

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

Dimana:

$$T_S = \frac{Sd1}{Sds} = \frac{0,558}{0,6067} = 0,9197 \text{ det}$$

$$T_e = 0,368 \text{ det}$$

$$C_0 = 1,4 \text{ (berdasarkan tabel 3-2 dari FEMA 356)}$$

$$C_1 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_2 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_3 = 2,86$$

$$S_a = \frac{Sd1}{T_e} = \frac{0,558}{0,368} = 1,51 \text{ g}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_T = 1,4 \times 1 \times 1 \times 1 \times 2,86 \times 1,51 \times \frac{0,368^2}{4\pi^2} \times 9,81 = 0,203 \text{ m}$$

- Nilai target perpindahan arah Y:

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

Dimana:

$$T_S = \frac{Sd1}{Sds} = \frac{0,558}{0,6067} = 0,9197 \text{ det}$$

$$T_e = 0,344 \text{ det}$$

$$C_0 = 1,4 \text{ (berdasarkan tabel 3-2 dari FEMA 356)}$$

$$C_1 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_2 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_3 = 3,34$$

$$S_a = \frac{Sd1}{T_e} = \frac{0,558}{0,344} = 1,62 \text{ g}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_T = 1,4 \times 1 \times 1 \times 1 \times 3,34 \times 1,62 \times \frac{0,344^2}{4\pi^2} \times 9,81 = 0,22 \text{ m}$$

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Tirta Ayu Ananda
Panggilan : Tirta/Ayu
Tempat,Tanggal Lahir : Perbaungan, 7 Agustus 1997
Jenis Kelamin : Perempuan
Alamat Sekarang : Psr. Bengkel Gg Damai Kec. Perbaungan
HP/ Telp.Seluler : 081262924077

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Pokok Mahasiswa : 1507210173
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri, No.3 Medan 20238

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun Kelulusan
1	Sekolah Dasar	SD SETIA BUDI ABADI	2009
2	SMP	SMP NEGERI 1 PERBAUNGAN	2012
3	SMA	SMA NEGERI 1 PERBAUNGAN	2015
4	S1	Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara	2019