

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG BAJA 5 LANTAI
TIDAK BERATURAN UNTUK PERKANTORAN
DI KOTA MEDAN
(*Studi Literatur*)**

*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:

RICKY PRIANDA DAMANIK
1307210109



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2017**

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Ricky Prianda Damanik

NPM : 1307210109

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Perencanaan Standar Gedung Baja Tidak Beraturan 5 Lantai Untuk Perkantoran Di Kota Medan.

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, Oktober 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II / Penguji

Tondi Amirsyah Putera , ST., MT.

Ir. Ellyza Chairina, M.Si.

Dosen Pembanding I / Penguji

Dosen Pembanding II / Penguji

Dr. Ade Faisal, ST., MSc.

Mizanuddin Sitompul, ST., MT.

Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Ricky Prianda Damanik

Tempat /Tanggal Lahir: Paya Lembang / 31 Juli 1995

NPM : 1307210109

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Perencanaan Standar Gedung Baja Tidak Beraturan 5 Lantai Untuk Perkantoran Di Kota Medan”

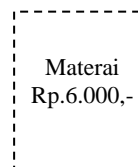
bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinal dan otentik.

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, Oktober 2017

Saya yang menyatakan,



Ricky Prianda Damanik

ABSTRAK

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG BAJA TIDAK BERATURAN 5 LANTAI UNTUK PERKANTORAN DI KOTA MEDAN (STUDI LITERATUR)

Ricky Prianda Damanik (1307210109)

Tondi Amirsyah Putera P, ST., MT.

Ir. Ellyza Chairina, M.Si

Medan merupakan kota yang terletak di pulau Sumatera, tepatnya di Sumatera Utara. Sebagai salah satu kota terbesar di Indonesia, Pemerintah Kota Medan terus mengembangkan infrastruktur dan gedung perkantoran yang digunakan untuk melayani masyarakat. Gedung yang memiliki ketidakberaturan dianggap memiliki keindahan yang lebih dibandingkan dengan gedung beraturan. Dalam penelitian ini direncanakan gedung tidak beraturan yang terletak di tiga jenis tanah yang berbeda, yaitu struktur gedung yang berada pada jenis tanah lunak (Model 1), jenis tanah sedang (Model 2), dan jenis tanah keras (Model 3). Analisis dilakukan dengan analisis respon spektrum terhadap setiap model untuk mengetahui pengaruhnya terhadap *drift ratio*, gaya geser dasar, torsi, periode getar struktur dan kekakuan yang berdasarkan SNI 1726:2012 sehingga didapat dimensi penampang yang dapat digunakan dengan ukuran yang sama untuk semua model.

Kata kunci: Ketidakberaturan, tanah lunak, tanah sedang, tanah keras.

ABSTRACT

STRUCTURE PLANNING OF IRREGULAR STEEL BUILDING 5 FLOORS FOR OFFICES IN MEDAN CITY (STUDY OF LITERATURE)

Ricky Prianda Damanik (1307210109)
Tondi Amirsyah Putera P, ST., MT.
Ir. Ellyza Chairina, M.Si

Medan is a city located on the island of Sumatra, precisely in North Sumatra. As one of the largest cities in Indonesia, Medan City Government continues to develop the infrastructure and office buildings used to serve the community. Buildings that have irregularities are considered to have more beauty than regular buildings. In this study, the irregular buildings are located in three different types of soil, ie building structures located in soft soil type (Model 1), medium soil type (Model 2), and hard soil type (Model 3). The analysis is done by analysis of spectrum response to each model to know the effect on drift ratio, base shear force, torque, vibration period of structure and stiffness based on SNI 1726: 2012 so that the dimension of cross section can be used with the same size for all models.

Keywords: irregularities, soft soil, moderate soil, hard soil.

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xiv
DAFTAR GAMBAR	xix
DAFTAR NOTASI	xxi
DAFTAR SINGKATAN	xxiv
BAB 1. PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Ruang Lingkup Penelitian	2
1.4. Tujuan Penelitian	3
1.5. Manfaat Penelitian	3
1.6. Sistematika Pembahasan	4
BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum	5
2.2. Konfigurasi Bangunan	5
2.2.1. Bangunan Beraturan (<i>Regular Building</i>)	6
2.2.2. Bangunan Tidak Beraturan (<i>Irregular Building</i>)	7
2.3. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	8
2.3.1. Gempa Rencana	8
2.3.2. Arah Pembebanan Gempa	8
2.3.3. Wilayah Gempa	9
2.4. Kriteria Desain Perencanaan Struktur Gedung Tahan Gempa	10
2.4.1. Kategori Desain Seismik	10
2.4.1.1. Kategori Desain Seismik A	11
2.4.1.2. Kategori Desain Seismik B	11

2.4.1.3. Kategori Desain Seismik C	11
2.4.1.4. Kategori Desain Seismik D Sampai F	12
2.4.2. Kriteria Struktur Gedung	12
2.4.3. Faktor Keutamaan (I_e) dan Kategori Resiko Struktur Bangunan	14
2.4.4. Faktor Reduksi Gempa (R)	16
2.4.5. Klasifikasi Situs	17
2.4.6. Penentuan Percepatan Tanah Puncak	18
2.4.7. Penentuan Respon Spektrum	19
2.5. Analisis Gaya Lateral Ekuivalen	21
2.5.1. Geser Dasar Seismik	21
2.5.2. Perhitungan Koefisien Dasar Seismik	22
2.6. Periode Alami Fundamental	23
2.7. Analisis Respon Dinamik	24
2.8. Simpangan Antar Lantai	26
2.9. Torsi dan Eksentrisitas	27
2.10. Beban dan Kombinasi Beban	28
2.11. Distribusi Kekakuan Secara Vertikal	30
2.11.1. <i>Soft Story</i>	31
2.11.2. Kekakuan Struktur	31
2.12. Konsep Umum Perencanaan Gedung Struktur Baja	32
2.12.1. Metode Perencanaan Gedung Struktur Baja	32
2.12.1.1. Metode Tegangan Izin	32
2.12.1.2. Metode Desain Faktor Beban Ketahanan (DFBK)	33
2.12.2. Perencanaan Stabilitas	33
2.12.3. Perencanaan Aksial Tarik	35
2.12.4. Perencanaan Aksial Tekan	36
2.12.5. Perencanaan Elemen Lentur	38
2.12.6. Perencanaan Struktur Untuk Geser	39
2.13. Struktur Bangunan Baja Tahan Gempa	40

2.13.1. Sistem Rangka Pemikul Momen (<i>Moment Resisting Frames</i>)	40
2.14. Ketentuan Seismik Untuk Struktur Rangka Momen Khusus	41
2.14.1. Persyaratan	41
2.14.1.1. Rasio Momen	41
BAB 3. PEMODELAN STRUKTUR	
3.1. Metodologi Penelitian	44
3.2. Tinjauan Umum	45
3.3. Faktor Respon Gempa	45
3.3.1. Tanah Lunak	45
3.3.2. Tanah Sedang	48
3.3.3. Tanah Keras	51
3.4. Pemodelan dan Analisis Struktur	54
3.4.1. Pemodelan Gedung	55
3.4.1.1. Data Perencanaan Struktur	57
3.4.1.2. Faktor Keutamaan Struktur	57
3.4.1.3. Faktor Reduksi gempa	58
3.4.1.4. Dimensi Penampang	58
3.4.1.4.1. Tebal Pelat Lantai	58
3.4.2. Pembebanan Struktur	59
3.4.2.1. Beban Mati (<i>Dead Load</i>)	59
3.4.2.2. Beban Hidup (<i>Live</i>)	61
3.4.2.3. Beban Notional	62
3.4.3. Kombinasi Pembebanan	63
3.4.3.1. Kombinasi Pembebanan Pada Model 1	63
3.4.3.2. Kombinasi Pembebanan Pada Model 2	64
3.4.3.3. Kombinasi Pembebanan Pada Model 3	65
3.4.4. Perhitungan Berat Per Lantai Gedung	66
3.5. Analisis Respon Spektrum	66
3.5.1. Analisis Respon Spektrum Model 1	67
3.5.2. Analisis Respon Spektrum Model 2	70
3.5.3. Analisis Respon Spektrum Model 3	72

BAB 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum	76
4.2. Hasil Analisis Gedung	76
4.2.1. Hasil Analisis Struktur Model 1	76
4.2.1.1. Berat Struktur	76
4.2.1.2. Gaya Geser Dasar Nominal	77
4.2.1.3. Penentuan Faktor Redundansi	79
4.2.1.4. Gaya Geser Lantai	80
4.2.1.5. Nilai Simpangan	81
4.2.1.6. Pengaruh Efek P-Delta	81
4.2.1.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	82
4.2.1.8. Ketidakberaturan Torsi	83
4.2.1.9. Ketidakberaturan Massa	84
4.2.1.10. Ketidakberaturan Sudut Dalam	85
4.2.1.11. Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang	87
4.2.1.12. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel	87
4.2.1.13. Ketidakberaturan Geometri Vertikal	87
4.2.1.14. Ketidakberaturan Diskontinuitas Arah Dalam Bidang	88
4.2.1.15. Kontrol Desain SCWB (<i>Strong Column Weak Beam</i>)	88
4.2.2. Hasil Analisis Struktur Model 2	90
4.2.2.1. Berat Struktur	90
4.2.2.2. Gaya Geser Dasar Nominal	91
4.2.2.3. Penentuan Faktor Redundansi	93
4.2.2.4. Gaya Geser Lantai	94
4.2.2.5. Nilai Simpangan	95
4.2.2.6. Pengaruh Efek P-Delta	95
4.2.2.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	96

4.2.2.8. Ketidakberaturan Torsi	97
4.2.2.9. Ketidakberaturan Massa	99
4.2.2.10. Kontrol Desain SCWB (<i>Strong Column Weak Beam</i>)	100
4.2.3. Hasil Analisis Struktur Model 3	102
4.2.3.1. Berat Struktur	102
4.2.3.2. Gaya Geser Dasar Nominal	103
4.2.3.3. Penentuan Faktor Redundansi	105
4.2.3.4. Gaya Geser Lantai	105
4.2.3.5. Nilai Simpangan	106
4.2.3.6. Pengaruh Efek P-Delta	107
4.2.3.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	108
4.2.3.8. Ketidakberaturan Torsi	109
4.2.3.9. Ketidakberaturan Massa	111
4.2.3.10. Kontrol Desain SCWB (<i>Strong Column Weak Beam</i>)	112
4.3. Rangkuman Grafik Perbandingan	114
4.3.1. Perbandingan Grafik Simpangan Antar Lantai	114
4.3.2. Perbandingan Grafik Gaya Geser Lantai	116
4.3.3. Grafik Perbandingan Gaya Dalam Torsi Pada Kolom Sudut Dalam	117
4.4. Perencanaan Struktur	118
4.4.1. Balok Induk	118
4.4.1.1. Balok Induk Model 1	118
4.4.1.2. Balok Induk Model 2	120
4.4.1.3. Balok Induk Model 3	120
4.4.2. Balok Lift	121
4.4.3. Perencanaan Kolom	123
4.4.3.1. Kolom Model 1	123
4.4.3.1.1. Kolom Lantai 1	123
4.4.3.1.2. Kolom Lantai 2-5	126

4.4.4.1.3. Kolom Sudut Dalam Lantai 1-3	130
4.4.3.2. Kolom Model 2	133
4.4.3.2.1. Kolom Lantai 1	133
4.4.3.2.2. Kolom Lantai 2-5	134
4.4.4.2.3. Kolom Sudut Dalam Lantai 1-3	135
4.4.3.3. Kolom Model 3	137
4.4.3.2.1. Kolom Lantai 1	137
4.4.3.2.2. Kolom Lantai 2-5	138
4.4.4.2.3. Kolom Sudut Dalam Lantai 1-3	139
4.4.4. Perencanaan Pelat	140
BAB 5. KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1. Kesimpulan	141
5.2. Saran	142
DAFTAR PUSTAKA	143
LAMPIRAN	
RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek	11
Tabel 2.2	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda 1 detik	11
Tabel 2.3	Ketidakteraturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	13
Tabel 2.4	Ketidakteraturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	14
Tabel 2.5	Kategori resiko bangunan dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	15
Tabel 2.6	Faktor keutamaan (I_e) berdasarkan SNI 1726:2012	15
Tabel 2.7	Prosedur analisis yang boleh digunakan berdasarkan SNI 1726:2012	16
Tabel 2.8	Faktor koefisien modifikasi respon, faktor pembesaran defleksi, dan batasan tinggi sistem struktur berdasarkan SNI 1726:2012	17
Tabel 2.9	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	18
Tabel 2.10	Koefisien situs untuk PGA (F_{PGA}) berdasarkan SNI 1726:2012	18
Tabel 2.11	Koefisien perioda pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012	20
Tabel 2.12	Koefisien perioda 1 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012	20
Tabel 2.13	Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012	24
Tabel 2.14	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	24
Tabel 2.15	Simpangan antar lantai izin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726:2012	27
Tabel 2.16	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1727:2013 metode DFBK	29

Tabel 2.17	Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar	29
Tabel 3.1	Spektrum respon untuk wilayah gempa Medan pada tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012	47
Tabel 3.2	Spektrum respon untuk wilayah gempa Medan pada tanah sedang berdasarkan SNI 1726:2012	50
Tabel 3.3	Spektrum respon untuk wilayah gempa Medan pada tanah keras berdasarkan SNI 1726:2012	53
Tabel 3.4	Faktor reduksi gempa pada gedung berdasarkan SNI 1726:2012	58
Tabel 3.5	Ukuran penampang gedung	58
Tabel 3.6	Berat material struktur gedung	59
Tabel 3.7	Berat tambahan komponen struktur gedung	59
Tabel 3.8	Beban dinding bata pada balok	60
Tabel 3.9	Beban tangga akibat reaksi perletakan	61
Tabel 3.10	Beban hidup pada lantai struktur	62
Tabel 3.11	Rekapitulasi beban notional arah x dan y model 1	62
Tabel 3.12	Rekapitulasi beban notional arah x dan y model 2	63
Tabel 3.13	Rekapitulasi beban notional arah x dan y model 3	63
Tabel 3.14	Kombinasi pembebanan model 1 berdasarkan SNI 1727 : 2013	63
Tabel 3.15	Kombinasi pembebanan model 2 berdasarkan SNI 1727 : 2013	64
Tabel 3.16	Kombinasi pembebanan model 2 berdasarkan SNI 1727 : 2013	65
Tabel 3.17	Data perioda <i>outout</i> program analisis struktur Model 1	67
Tabel 3.18	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 1	67
Tabel 3.19	Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012	68
Tabel 3.20	Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada Model 1	69
Tabel 3.21	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 2	70
Tabel 3.22	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2	70

Tabel 3.23	Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 2 berdasarkan SNI 1726:2012	71
Tabel 3.24	Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada Model 2	72
Tabel 3.25	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 3	73
Tabel 3.26	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 3	73
Tabel 3.27	Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 3 berdasarkan SNI 1726:2012	74
Tabel 3.28	Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada Model 3	75
Tabel 4.1	Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 1	76
Tabel 4.2	Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen Model 1	78
Tabel 4.3	Gaya geser hasil respon respon spektrum Model 1 <i>output</i> program analisis struktur	78
Tabel 4.4	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi ρ 1,0 untuk Model 1	79
Tabel 4.5	Tabel gaya geser respon spektrum gempa x Model 1	80
Tabel 4.6	Tabel gaya geser respon spektrum gempa y Model 1	80
Tabel 4.7	Nilai simpangan antar lantai akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 Model 1	81
Tabel 4.8	Nilai simpangan antar lantai akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 Model 1	81
Tabel 4.9	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 1	82
Tabel 4.10	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 1	82
Tabel 4.11	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x	83
Tabel 4.12	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y	83
Tabel 4.13	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 1	84
Tabel 4.14	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 1	84
Tabel 4.15	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 1	85
Tabel 4.16	Kontrol ketidakberaturan sudut dalam	86
Tabel 4.17	Kontrol ketidakberaturan diskontinuitas diafragma	87

Tabel 4.18	Data properti kolom dan balok Model 1	89
Tabel 4.19	Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 1	89
Tabel 4.20	Momen tambahan akibat amplifikasi geser pada lokasi sendi plastis untuk Model 1	89
Tabel 4.21	Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 2	91
Tabel 4.22	Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen Model 2	92
Tabel 4.23	Gaya geser hasil respon spektrum pada Model 2	92
Tabel 4.24	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi ρ 1,3 untuk Model 2	93
Tabel 4.25	Tabel gaya geser respon spektrum gempa x Model 2	94
Tabel 4.26	Tabel gaya geser respon spektrum gempa y Model 2	94
Tabel 4.27	Nilai simpangan antar lantai akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 Model 2	95
Tabel 4.28	Nilai simpangan antar lantai akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 Model 2	95
Tabel 4.29	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 2	96
Tabel 4.30	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 2	96
Tabel 4.31	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x Model 2	97
Tabel 4.32	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y Model 2	97
Tabel 4.33	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 2	98
Tabel 4.34	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 2	98
Tabel 4.35	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 2	99
Tabel 4.36	Data properti kolom dan balok Model 2	100
Tabel 4.37	Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 2	100
Tabel 4.38	Momen tambahan akibat amplifikasi geser pada lokasi sendi plastis untuk Model 2	101
Tabel 4.39	Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 3	102

Tabel 4.40	Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen Model 3	103
Tabel 4.41	Gaya geser hasil respon spektrum Model 3	104
Tabel 4.42	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi ρ 1,0 untuk Model 3	105
Tabel 4.43	Tabel gaya geser respon spektrum gempa x Model 3	106
Tabel 4.44	Tabel gaya geser respon spektrum gempa y Model 3	106
Tabel 4.45	Nilai simpangan antar lantai akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 Model 3	107
Tabel 4.46	Nilai simpangan antar lantai akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 Model 3	107
Tabel 4.47	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 3	108
Tabel 4.48	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 3	108
Tabel 4.49	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x Model 3	109
Tabel 4.50	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y Model 3	109
Tabel 4.51	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 3	110
Tabel 4.52	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 3	110
Tabel 4.53	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 3	111
Tabel 4.54	Data properti kolom dan balok Model 3	112
Tabel 4.55	Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 3	112
Tabel 4.56	Momen tambahan akibat amplifikasi geser pada lokasi sendi plastis untuk Model 3	113

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Denah bangunan sederhana dan simetri (Pawirodikromo,2012)	6
Gambar 2.2	Bangunan tidak beraturan (Pawirodikromo,2012)	7
Gambar 2.3	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_b untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012)	9
Gambar 2.4	Peta respon spectra percepatan 1 detik di batuan dasar S_b untuk probablitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012)	10
Gambar 2.5	Bentuk tipikal spektrum respon desain di permukaan tanah (SNI 1726:2012)	21
Gambar 2.6	Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012	26
Gambar 3.1	Diagram alir penelitian	44
Gambar 3.2	Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah lunak	48
Gambar 3.3	Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah sedang	51
Gambar 3.4	Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah keras	54
Gambar 3.5	Denah struktur pada lantai 4 dan 5	55
Gambar 3.6	Denah struktur pada lantai 1, 2, dan 3	56
Gambar 3.7	Tampak elevasi struktur	56
Gambar 3.8	Tampak 3D struktur bangunan baja	57
Gambar 4.1	Denah untuk perhitungan sudut dalam	86
Gambar 4.2	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x antara Model 1, 2, dan 3	114
Gambar 4.3	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu y antara Model 1, 2, dan 3	115

Gambar 4.4	Perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu x antara Model 1, 2, dan 3	115
Gambar 4.5	Perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu y antara Model 1, 2, dan 3	116
Gambar 4.6	Perbandingan gaya geser lantai respon spektrum sumbu x antara Model 1, 2, dan 3	116
Gambar 4.7	Perbandingan gaya geser lantai respon spektrum sumbu y antara Model 1, 2, dan 3	117
Gambar 4.8	Perbandingan torsi kolom sudut dalam pada Model 1, 2, dan 3	117

DAFTAR NOTASI

A_g	Luas penampang bruto komponen struktur, mm^2
A_T	Luas tributari, m^2
A_x	Faktor amplifikasi torsi
C	Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana, g
C_d	Faktor amplifikasi defleksi
C_s	Koefisien respon gempa, g
C_{vx}	Faktor distribusi vertikal
D	Pengaruh dari beban mati
d	Tinggi nominal total penampang, mm
F_a	Koefisien situs periode pendek (pada periode 0,2 detik)
F_i	Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke-i struktur atas gedung, kg
F_{PGA}	Faktor amplifikasi untuk PGA
F_v	Koefisien situs periode panjang (pada periode 1 detik)
f_c'	Kuat tekan beton, MPa
f_y	Kuat leleh baja, MPa
E	Modulus elastisitas bahan, Mpa
E	Pengaruh beban seismik
E_h	Pengaruh beban seismik horizontal
E_s	Modulus elastisitas baja, Mpa
E_v	Pengaruh beban seismik vertikal
G	Modulus geser, Mpa
g	Percepatan gravitasi, mm/det^2
H	Tinggi gedung yang ditinjau, m
h	Tinggi komponen struktur, mm
h_i	Tinggi tingkat yang ditinjau, m
I	Momen inersia, mm^4

- I Faktor Keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh Gempa Rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan menyesuaikan umur gedung itu
- I_e Faktor Keutamaan
- k Kekakuan struktur, KN/m
- L Panjang bentang, m
- S_1 Parameter percepatan respons spectral MCE dari peta gempa pada perioda 1 detik, redaman 5 persen
- S_a Faktor respon gempa
- S_B Batuan dasar
- S_{D1} Parameter percepatan respons spectral spesifik situs pada perioda 1 detik, redaman 5 persen
- S_{DS} Parameter percepatan respons spectral spesifik situs pada perioda pendek, redaman 5 persen
- S_{M1} Parameter percepatan respon spectral MCE pada perioda 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
- S_{MS} Parameter percepatan respon spectral MCE pada perioda pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
- S_S Parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada perioda pendek, redaman 5 persen
- S_{PGA} Nilai PGA di batuan dasar (S_B) mengacu pada peta gempa Indonesia 2012
- T Waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik yang menentukan besarnya Faktor Respon Gempa struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum respon Gempa Rencana, detik.
- T_1 Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan maupun tidak beraturan, detik
- T_s S_{D1} / S_{DS} , detik
- V_1 Gaya geser dasar nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung, kg

- V_t Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh gempa rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung dan yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon atau dari hasil analisis respon dinamik riwayat waktu, kg
- Z Modulus penampang plastis, mm³

DAFTAR SINGKATAN

PGA	= Peak Ground Acceleration
DFBK	= Desain Faktor Beban dan Ketahanan
DKI	= Desain Kekuatan Izin
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SNI	= Standar Nasional Indonesia
CQC	= Complete Quadratic Combination
SRSS	= Square Root of the SUM of Squares

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pada saat ini pembangunan gedung bertingkat di Indonesia semakin banyak dipergunakan. Bangunan bertingkat umumnya digunakan sebagai gedung-gedung pemerintah seperti perkantoran dan rumah sakit. Selain itu pembangunan gedung bertingkat di Indonesia dapat juga dijadikan sebagai investasi seperti *apartement*, hotel, mall, dan lainnya. Hal ini mengakibatkan kebutuhan akan lahan yang luas semakin sulit diperoleh sehingga pembangunan gedung bertingkat akan berpengaruh pada bentuk bangunan yang cenderung tidak beraturan. Pada perencanaan struktur khususnya struktur bangunan baja yang jarang digunakan di Indonesia, harus didesain dengan mempertimbangkan pengaruh gempa terhadap struktur. Besarnya gaya gempa yang diterima struktur dipengaruhi oleh beberapa faktor, salah satunya adalah karakteristik struktur bangunan antara lain beban yang bekerja, bentuk bangunan, massa bangunan dan kekakuan (Hotma, 2014).

Pengaruh gaya gempa akan berbeda jika diaplikasikan terhadap bangunan beraturan dan tidak beraturan. Kinerja struktur yang dihasilkan untuk gedung tidak beraturan akan berbeda dengan gedung beraturan untuk intensitas beban yang sama, misalnya jika dibandingkan terhadap simpangan (*displacement*) dan simpangan antar lantai (*drift*). Pada peraturan perencanaan ketahanan gempa yang terbaru SNI03-1726-2012 diatur mengenai ketidakberaturan struktur, yaitu ketidakberaturan horizontal dan vertikal. Ketidakberaturan horizontal ditetapkan berdasarkan kepada ketidakberaturan arah sumbu xy sedangkan ketidakberaturan vertikal ditetapkan berdasarkan arah sumbu xz atau yz (Hotma, 2014).

Suatu perencanaan bangunan yang mempunyai lokasi tertentu pasti memiliki jenis tanah yang berbeda pula dengan lokasi lainnya. Perbedaan ini menghasilkan gaya gempa pada suatu struktur bangunan berbeda pula. Bangunan yang terletak pada wilayah gempa tertentu dengan percepatan puncak batuan dasar periode ulang 500 tahun belum tentu memiliki percepatan respon gempa yang sama, jika dilihat dari berbagai jenis tanah yang ada (Kukuh, 2017).

Medan merupakan kota yang terletak di Pulau Sumatera, tepatnya di Sumatera Utara. Sebagai salah satu kota terbesar di Indonesia, Pemerintah Kota Medan terus mengembangkan infrastruktur dan gedung perkantoran yang digunakan untuk melayani masyarakat. Kurangnya lahan kosong di daerah Kota Medan menjadi satu kendala untuk membangun suatu gedung. Untuk itu dibutuhkan perencanaan gedung bertingkat untuk mengatasi masalah tersebut. Gedung yang dibangun diharapkan dapat menjadi ikon untuk meningkatkan potensi daerah di kota ini.

Oleh karena itu, penulis mencoba merencanakan suatu gedung perkantoran yang memiliki struktur tidak beraturan yang terletak di Kota Medan. Karena gedung tidak beraturan dianggap memiliki keindahan yang lebih dibandingkan dengan gedung yang beraturan. Dengan perencanaan ini diharapkan dapat merekomendasi struktur yang digunakan untuk membangun gedung perkantoran ini.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian yang telah di sebutkan di atas, maka pokok masalah yang terjadi adalah sebagai berikut:

1. Berapakah nilai perbandingan dimensi balok, kolom, *flexible plate* pada bangunan yang didapat untuk tanah lunak (SE), tanah sedang (SD) dan tanah keras (SC)?
2. Bagaimana pengaruh struktur bangunan tidak beraturan horizontal dan vertikal terhadap jenis tanah lunak (SE), tanah sedang (SD) dan tanah keras (SC) apabila mengalami gempa?

1.3 Ruang Lingkup Penelitian

Untuk menghindari timbulnya penyimpangan permasalahan yang semakin meluas dalam tugas akhir ini, maka diperlukan ruang lingkup/pembatasan masalah yang diantaranya sebagai berikut:

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan struktur baja dengan perbandingan dimensi bangunan struktur gedung tidak beraturan horizontal

dan vertikal berbentuk L yang berfungsi sebagai gedung perkantoran terhadap kondisi jenis tanah lunak (SE), tanah sedang (SD) dan tanah keras (SC).

2. Struktur dimodelkan 3D dengan tinggi base ke lantai satu 4 meter dan lantai 2 sampai dengan lantai 5 setinggi 3,6 meter.
3. Bangunan di rencanakan di Kota Medan yang mengacu pada SNI 1726:2012.
4. Penelitian tidak memperhitungkan struktur bawah.
5. Analisis struktur gedung terhadap beban gempa menggunakan analisis desain *response spectrum*.
6. Perhitungan dan analisis struktur dilakukan dengan menggunakan bantuan program ETABS 2015.
7. Sistem struktur direncanakan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
8. Perencanaan tidak menghitung sambungan.
9. Parameter yang ditinjau adalah:
 - a. Ketidakberaturan struktur
 - b. Dimensi pelat , balok dan kolom

1.4 Tujuan Penelitian

Dari Tugas Akhir ini penulis ingin mendapatkan beberapa tujuan akhir, diantaranya:

1. Untuk mengetahui nilai dimensi balok, kolom, dan pelat bangunan yang didapat untuk tanah lunak (SE), tanah sedang (SD) dan tanah keras (SC).
2. Untuk mengetahui pengaruh struktur bangunan tidak beraturan horizontal dan vertikal terhadap jenis tanah lunak (SE), tanah sedang (SD) dan tanah keras (SC) apabila mengalami gempa.

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 di bidang teknik sipil.

2. Mengetahui dimensi bangunan yang efektif untuk setiap jenis tanah.
3. Memberikan pemahaman tentang pengaruh jenis tanah terhadap bangunan di atasnya.

1.5.2 Manfaat Praktis

Hasil penelitian ini secara praktis diharapkan dapat menyumbangkan pikiran dan menjadi referensi standar dalam perencanaan bangunan 5 lantai yang difungsikan untuk gedung perkantoran yang khususnya berada di kota medan.

1.6 Sistematika Pembahasan

Sistematika penulisan yang digunakan dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. BAB 1 PENDAHULUAN

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

2. BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

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

3. BAB 3 PEMODELAN STRUKTUR

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

4. BAB 4 HASIL ANALISA STRUKTUR

Bab ini berisikan tentang hasil dari perhitungan yang telah dilakukan baik berupa tabel maupun gambar-gambar grafik. Dan pada bab ini juga akan dijawab secara ilmiah tujuan atau permasalahan yang diajukan dalam tugas akhir ini.

5. 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

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pada bab ini akan dibahas mengenai teori-teori dasar dan syarat-syarat/ketentuan yang berhubungan dalam perencanaan struktur bangunan yang akan dianalisa, seperti konfigurasi bangunan, teori gempa, tata cara perencanaan bangunan tahan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 dan SNI 1729:2015 persyaratan baja pada gedung, dan teori-teori terkait lainnya yang berhubungan dengan perhitungan atau analisis data yang diperlukan dalam tugas akhir ini.

2.2 Konfigurasi Bangunan

Konfigurasi bangunan pada hakekatnya adalah sesuatu yang berhubungan dengan bentuk, ukuran, macam dan penempatan struktur utama bangunan, serta macam dan penempatan bagian pengisi atau nonstruktural *element*.

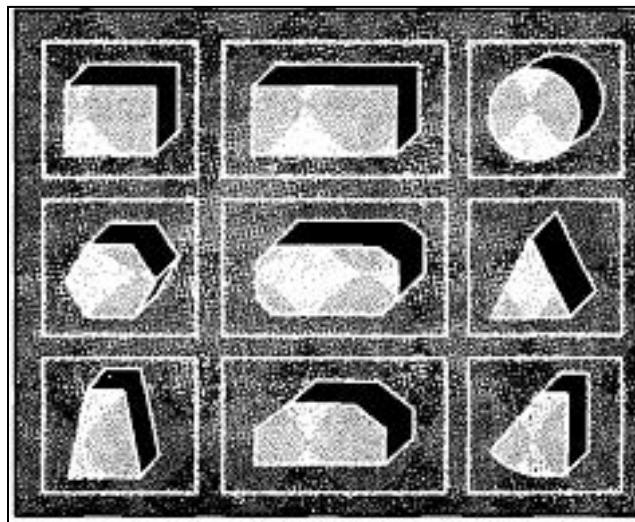
Secara rinci jenis konfigurasi bangunan yang berhubungan dengan bentuk/bangun, ukuran dan proporsi bangunan terdiri dari:

1. Berdasarkan bangun bangunannya, terdiri dari:
 - Bangunan beraturan (*regular building*)
 - Bangunan tidak beraturan (*irregular building*)
2. Berdasarkan ukuran bangunannya, terdiri dari:
 - Ukuran horizontal
 - Ukuran vertikal
3. Berdasarkan macam struktur utamanya, terdiri dari:
 - Portal/Rangka pemikul momen
 - Portal dengan *bracing*
 - Kombinasi portal dengan *structural wall*
 - *Structural wall*
 - *Tube building*

4. Berdasarkan bahan/material, terdiri dari
- Bangunan beton bertulang
 - Bangunan baja

2.2.1 Bangunan Beraturan (*Regular Building*)

Menurut Pawirodikromo (2012), bangunan beraturan adalah bangunan yang umumnya hanya mempunyai satu massa/gatra dengan denah bangunan sederhana dan simetri baik simetri 1-arah maupun 2-arah. Simetri adalah apabila bagian-bagian gatra/blok yang berada di kiri dan kanan atau di atas dan di bawah sumbu-sumbu koordinat mempunyai bangunan, ukuran dan proporsi yang sama. Contoh bangunan beraturan dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1: Denah bangunan sederhana dan simetri (Pawirodikromo, 2012).

Menurut kajian yang telah dilakukan sejak lama oleh para ahli menunjukkan bahwa konfigurasi yang simetri dan sederhana ternyata mempunyai perilaku/ketahanan yang lebih baik terhadap beban gempa.

Terdapat beberapa alasan mengapa perilaku bangunan *regular*/sederhana lebih baik daripada bangunan kompleks, antara lain sebagai berikut:

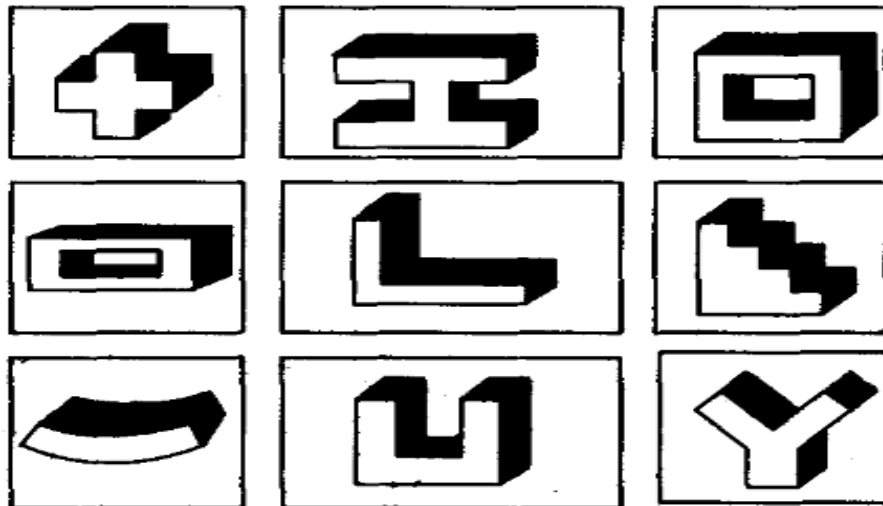
1. Jenis struktur utama cenderung sama/*regular*.
2. Jarak antar struktur utama cenderung sama/*regular*.
3. Kekakuan struktur cenderung terdistribusi secara merata.

4. Massa cenderung terdistribusi secara merata.
5. Respons struktur cenderung *regular*, karena tidak ada torsi.
6. Secara keseluruhan perilaku struktur cenderung sederhana, *regular* dan mudah untuk dimengerti.

2.2.2 Bangunan Tidak Beraturan (*Irregular Building*)

Bangunan tidak beraturan adalah bangunan yang umumnya mempunyai lebih dari 1-massa/gatra/blok dengan denah tidak sederhana walaupun masih simetri baik simetri 2-arah maupun 1-arah (Pawirodikromo, 2012).

Walaupun denah bangunan sederhana dan simetri telah diketahui mempunyai perilaku yang baik akibat beban gempa, tetapi pada kenyataannya masih banyak bangunan tidak *regular* yang tetap dibangun. Hal ini terjadi karena beberapa alasan misalnya karena tempat (misalnya dipojok jalan), alasan arsitektural, ataupun karena alasan yang belum dimengerti. Bangunan-bangunan yang kompleks misalnya bangunan yang mempunyai denah huruf L, T, I, Z, H ataupun kombinasi dari diantaranya, berhubungan satu sama lain tanpa ada pemisah. Contoh bangunan tidak beraturan adalah seperti yang tampak pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2: Bangunan tidak beraturan(Pawirodikromo, 2012).

2.3 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

2.3.1 Gempa Rencana

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), akibat pengaruh gempa rencana, struktur gedung secara keseluruhan masih harus berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi diambang keruntuhan. Berdasarkan SNI 1726:2012, zona peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun.

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

2.3.2 Arah Pembebanan Gempa

Gempa menyebabkan guncangan pada tanah. Tingkat keparahan beban gempa tergantung pada lokasi (sesuai dengan peraturan mengenai standar bangunan). Guncangan tanah dapat menambah beban pada unsur-unsur bangunan, guncangan tanah yang lebih kuat atau unsur-unsur bangunan yang lebih besar dapat menambah beban pada gedung itu sendiri.

Beban gempa cenderung horizontal (walaupun tetap ada pada komponen vertical arah beban) dan dapat menyerang dari arah manapun. Beban gempa akan datang bersiklus.

Struktur bangunan yang bertingkat tinggi harus dapat memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, diantaranya beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi adalah beban mati struktur dan beban hidup, sedangkan yang termasuk beban lateral adalah beban angin dan beban gempa.

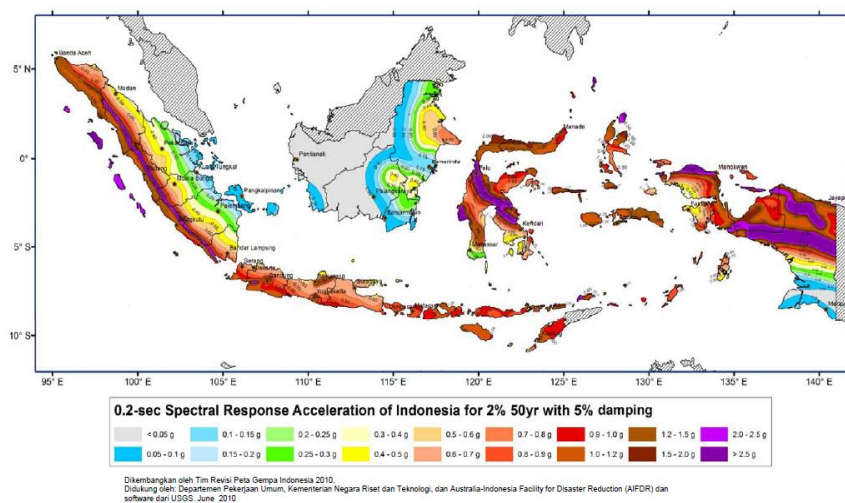
Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan system struktur gedung secara keseluruhan.

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

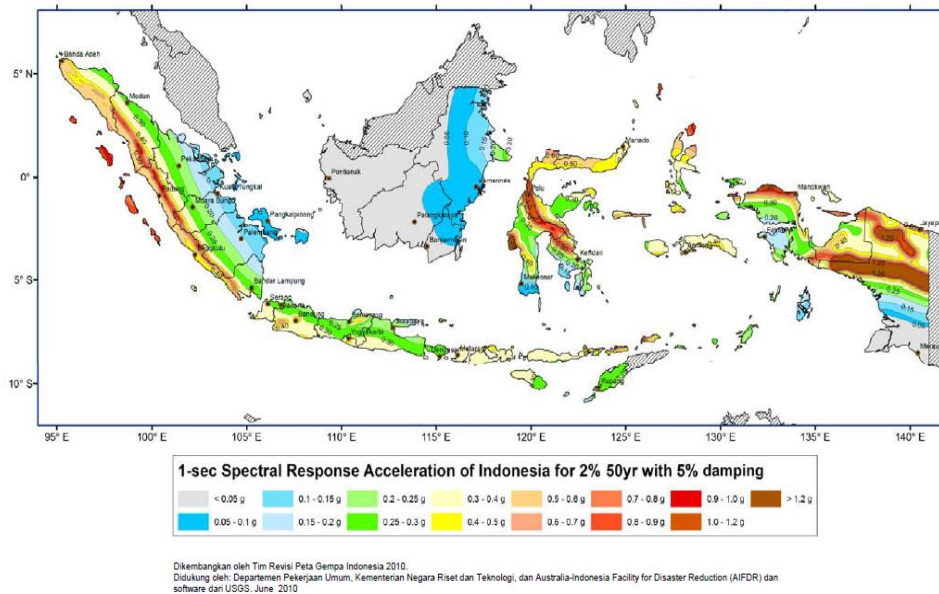
2.3.3 Wilayah Gempa

Pada umumnya, desain struktur bangunan tahan gempa merupakan desain yang mengatur hubungan antara respon gaya horizontal yang bekerja pada struktur (factor kekuatan), kekakuan (*stiffness*), dan deformasi lateral struktur. Kekuatan struktur dirancang agar saat terjadi gempa kekuatannya dapat tercapai (*capacity design*). Karena struktur mempunyai kekakuan, didalam suatu perpindahan yang terjadi pada stuktur. Redaman (*damping*) diperlukan oleh struktur sebagai penyerap energy gempa. Elemen yang daktail akan mampu berdeformasi melebihi batas kekuatan elastisitasnya dan akan terus mampu menahan beban sehingga mampu menyerap energi gempa yang lebih besar.

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 14, wilayah gempa Indonesia ditetapkan berdasarkan parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) Gambar 2.3 dan S_I (percepatan batuan tanah dasar pada periode 1 detik) Gambar 2.4.



Gambar 2.3: Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar s_b untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).



Gambar 2.4: Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar S_b untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).

2.4 Kriteria Desain Perencanaan Struktur Gedung Tahan Gempa

2.4.1 Kategori desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik. Struktur resiko I, II, atau III yang berlokasi dimana parameter respons spektral pada periode detik S_T , lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E. Struktur yang berkategori IV yang berlokasi dimana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik. S_1 , lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan desain seismik F. Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respon spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1} . Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah di tunjukkan pada Tabel 2.1 dan Tabel 2.2

Tabel 2.1: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek.

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

Tabel 2.2: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan perioda 1 detik.

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 < S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 < S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DS}$	D	D

2.4.1.1 Kategori Desain Seismik A

Bangunan gedung dan non gedung dengan kategori desain seismik elemen nonstruktural dalam kategori desain seismik A dibebaskan dari ketentuan-ketentuan seismik.

2.4.1.2 Kategori Desain Seismik B

Untuk bangunan yang dirancang dengan kategori desain seismik B, gaya gempa desain diijinkan untuk diterapkan secara terpisah dalam masing-masing arah dua arah orthogonal dan pengaruh interaksi orthogonal diijinkan untuk diabaikan.

2.4.1.3 Kategori Desain Seismik C

Pembebanan yang diterapkan pada struktur bangunan yang dirancang untuk kategori desain seismik C harus minimum sesuai dengan arah masing-masing

orthogonal. Struktur yang mempunyai ketidakberaturan struktur horizontal harus menggunakan salah satu prosedur berikut:

1. Prosedur kombinasi orthogonal

Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur analisis gaya lateral ekuivalen, prosedur analisis respon spectrum, atau prosedur riwayat respon linier, dengan pembebanan yang diterapkan secara terpisah dalam semua arah orthogonal. Pengaruh beban paling kritis akibat arah penerapan gaya gempa pada struktur dianggap terpenuhi jika komponen dan fondasinya didesain untuk memikul kombinasi beban-beban yang ditetapkan.

2. Penerapan serentak gerak tanah orthogonal

Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur riwayat respons linier atau prosedur riwayat respons non linier dengan pasangan orthogonal percepatan gerak tanah yang diterapkan serentak.

2.4.1.4 Kategori Desain Seismik D Sampai F

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, dan F harus minimum sesuai dengan persyaratan kategori desain seismik C. Sebagai tambahan, semua kolom atau dinding yang berbentuk bagian dari dua atau lebih sistem penahan gaya gempa yang bekerja sepanjang baik sumbu denah utama sama atau melebihi 20 persen kuat desain aksial kolom atau dinding harus didesain atau pengaruh beban paling kritis akibat penerapan gaya gempa kesemua arah.

2.4.2 Kriteria Struktur Gedung

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.2.1 dan pasal 7.3.2.2, ketidakberaturan struktur bangunan dapat dibedakan menjadi ketidakberaturan horizontal dapat dilihat pada Tabel 2.3 dan vertikal pada Tabel 2.4.

Tabel 2.3: Ketidakberaturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

No	Tipe dan penjelasan ketidak beraturan	Penerapan kategori desain seismik
1a	Ketidakberaturan torsi didefenisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang 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 dimana diafragma kaku atau setengah kaku.	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefenisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragma kaku atau setengah kaku	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2	Ketidakberaturan sudut dalam didefenisikan ada jika kedua proyeksi denah dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan	D, E, dan F D, E, dan F
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefenisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih besar dari 50% dari suatu tingkat ketinggian selanjutnya	D, E, dan F D, E, dan F
4	Ketidakberturan gesekan melintang terhadap bidang didefenisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5	Ketidakberaturan sistem non paralel didefenisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem penahan gaya gempa	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Tabel 2.4: Ketidakberaturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

No	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Penerapan kategori desain seismik
1a	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya	D, E, dan F
1b	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya	E dan F D, E, dan F
2	Ketidakteraturan berat (massa) didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai dibawahnya tidak perlu di tinjau	D, E dan F
3	Ketidakteraturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan gaya seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahanan gaya seismik tingkat di dekatnya	D, E, dan F
4	Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen gaya lateral vertikal didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a	Diskontruksi dalam ketidakberaturan 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	E dan F D, E, dan F
5b	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

2.4.3 Faktor Keutamaan (I_e) dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2, tentang faktor keutamaan dan kategori resiko struktur bangunan dimana untuk kategori resiko dijelaskan pada

Tabel 2.5 sesuai pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan yang tertera pada Tabel 2.6.

Tabel 2.5: Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Tabel 2.6: Faktor keutamaan (Ie), berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori Resiko	Faktor keutamaan gempa, Ie
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

Prosedur analisis struktur harus terdiri dari salah satu tipe struktur yang diizinkan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.1 sampai dengan Tabel 2.6. Dari berbagai parameter yang dimiliki oleh struktur gedung tersebut, dapat ditetapkan prosedur analisis yang dapat digunakan seperti yang dijabarkan pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7: Prosedur analisis yang boleh digunakan berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya ketidakberaturan horisontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 2.1 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 2.2	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Catatan, I : Diizinkan, TI : Tidak Dizinkan

2.4.4 Faktor Reduksi Gempa (R)

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2 Tabel 9, sistem struktur memiliki penahan gaya seismik yang ditentukan oleh parameter-parameter berikut yang tertera di dalam Tabel 2.8.

Tabel 2.8: Faktor koefisien modifikasi respons, faktor kuat lebih sistem, faktor pembesaran defleksi, dan batasan tinggi sistem struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

No	Sistem penahan gaya seismik	Kofisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur (m) ^c				
					Kategori desain seismik				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
1	Sistem rangka pemikul momen: - Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	$5^{1/2}$	TB	TB	TB	TB	TB

2.4.5 Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726:2012 menyatakan bahwa dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan dipermukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs yang harus diklarifikasikan setebal 30 m paling atas sesuai dengan Tabel 2.9, penetapan kelas situs didasarkan atas hasil penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium, dengan minimal mengukur secara independen mengukur sedikitnya (dua) jenis penyelidikan parameter tanah yang berbeda dalam klasifikasi situs ini.

Tabel 2.9: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Tabel 2.9: *Lanjutan.*

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
	2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> • Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah • Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) • Lempung berplastis sangat tinggi (ketebalan H) • $>7,5$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa 		

2.4.6 Penentuan Percepatan Tanah Puncak

Berdasarkan SNI 1726:2012, untuk menentukan besarnya percepatan tanah puncak diperoleh dengan mengalikan koefisien situs F_{PGA} dengan nilai PGA yang diperoleh dari peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5%. Besarnya F_{PGA} tergantung dari klasifikasi situs yang didasarkan pada Tabel 2.9 dan nilainya ditentukan sesuai Tabel 2.10.

Tabel 2.10: Koefisien situs untuk PGA (F_{PGA}) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs	PGA				
	$PGA \leq 0,1$	$PGA = 0,2$	$PGA = 0,3$	$PGA = 0,4$	$PGA = 0,5$
Batuan Keras (S_A)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (S_B)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah sangat padat dan batuan lunak (S_C)	1,2	1,2	1,0	1,0	1,0
Tanah sedang (S_D)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah lunak (S_E)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah khusus (S_f)	SS	SS	SS	SS	SS

Keterangan:

PGA = Nilai PGA di batuan dasar (S_B) mengacu pada peta SNI 1726:2012

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

Percepatan tanah puncak dapat diperoleh dengan menggunakan Pers. 2.1.

$$PGA_M = F_{PGA} \cdot PGA \quad (2.1)$$

Dimana:

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

F_{PGA} = Nilai koefisien situs untuk PGA

2.4.7 Penentuan Respon Spekturm

Berdasarkan SNI 1726:2012 untuk menentukan respon spektra percepatan gempa di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada pendek 0,2 detik (F_a) dan perioda 1,0 detik (F_v). Selanjutnya parameter respons spektra percepatan gempa di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien F_a dan F_v dengan spektra percepatan untuk periode pendek 0,2 detik (S_s) dan perioda 1,0 detik (S_1) di batuan dasar yang diperoleh dari peta gempa Indonesia SNI 1726:2012 sesuai Pers.2.2 dan 2.3:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.2)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.3)$$

Dimana:

S_s = Nilai parameter respon spektra percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.3)

S_1 = Nilai parameter respon spektra percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.4)

F_a = Koefisien perioda pendek (Tabel 2.11)

F_v = Koefisien perioda 1,0 detik (Tabel 2.12)

Tabel 2.11 : Koefisien perioda pendek (Fa) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs	S _s				
	S _s ≤ 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 0,4	S _s ≥ 1,25
Batuan Keras (S _A)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (S _B)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah sangat padat dan batuan lunak (S _C)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah sedang (S _D)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah lunak (S _E)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (S _F)	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 2.12 : Koefisien perioda 1,0 detik (Fv) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.8)	S ₁				
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ ≥ 0,5
Batuan Keras (S _A)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (S _B)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Menurut SNI 1726:2012 untuk mendapatkan parameter percepatan spektra desain, spektra percepatan desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan perioda 1 detik (S_{D1}) dapat diperoleh dari Pers. 2.4 dan 2.5:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.5)$$

Dimana:

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

S_{D1} = Respon spektra percepatan desain untuk perioda pendek.

Selanjutnya, untuk mendapatkan spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.5 dan mengikuti ketentuan berikut:

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T₀, Spektrum respons percepatan desain, S_a didapatkan dari Pers. 2.6.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.6)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T₀ dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s, spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}. Untuk

periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan Pers. 2.7

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (2.7)$$

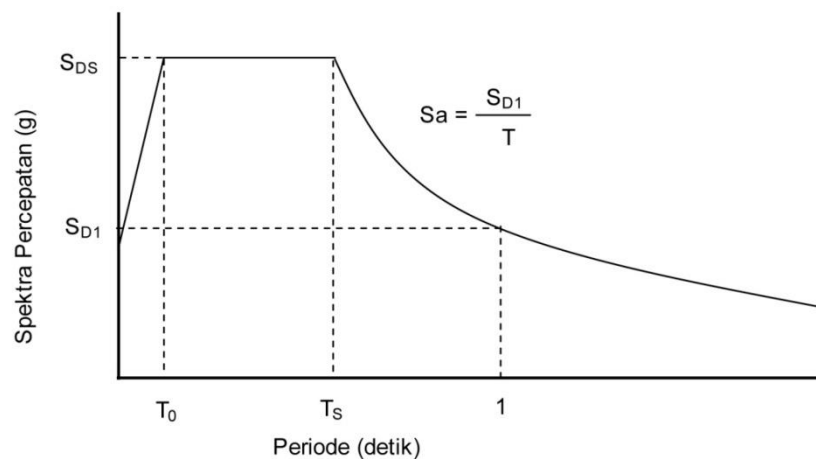
Dimana:

T = Periode getar fundamental struktur

Untuk nilai T_0 dan T_s dan ditentukan dengan Pers. 2.8 dan 2.9

$$T_0 = 0,2 \frac{SD1}{T} \quad (2.8)$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS} \quad (2.9)$$



Gambar 2.5: Bentuk tipikal spektrum respon desain di permukaan tanah (SNI 1726:2012)

2.5 Analisis Gaya Lateral Ekivalen

2.5.1 Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan Pers. 2.10.

$$V = C_s \times W_t \quad (2.10)$$

Dimana :

C_s = Koefisien respon seismik yang ditentukan

W_t = Berat total gedung

2.5.2 Perhitungan Koefisien Dasar Seismik

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1, persamaan-persamaan yang digunakan untuk mendapatkan koefisien C_S adalah:

1. C_S maksimum

Untuk C_S maksimum ditentukan dengan Pers. 2.11

$$C_{S \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.11)$$

Dimana:

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

R = Faktor modifikasi respon

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.6

Nilai C_S maksimum diatas tidak perlu melebihi C_S hitungan pada Pers. 2.12.

2. C_S hasil hitungan

$$C_{S \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.12)$$

Dimana :

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

R = Faktor modifikasi respon

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.6

T = Perioda struktur dasar (detik)

Nilai C_S hasil hitungan di atas tidak perlu kurang dari nilai C_S hasil hitungan pada Pers. 2.13.

3. C_S minimum

$$C_{S \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} \quad 1 \geq 0,01 \quad (2.13)$$

Dimana:

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

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.6

Sedangkan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 jika lebih besar dari 0,6 g maka C_S harus tidak kurang dari Pers. 2.14.

4. C_S minimum tambahan

$$C_{S \text{ minimum tambahan}} = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.14)$$

Dimana :

S_1 = Parameter percepatan respon spektrum desain yang dipetakan

R = Faktor modifikasi respon berdasarkan

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.6

2.6 Periode Alami Fundamental

Periode adalah besarnya waktu yang dibutuhkan untuk mencapai satu getaran. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur tersebut dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan dimana frekuensi alami pada struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur.

Terdapat pembatasan waktu getar alami fundamental struktur di dalam standard aturan yang ada. Hal ini bertujuan untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel. Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.2 perioda fundamental struktur (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan property struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji.

1. Perioda fundamental pendekatan (T_a), dalam detik harus ditentukan dari Pers.

2.15 berikut :

$$T_{a \text{ minimum}} = C_r \times h_n^x \quad (2.15)$$

Dimana :

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

h_n = ketinggian struktur dalam m diatas dasar sampai tingkat tinggi struktur
(meter)

C_r = Ditentukan dari Tabel 2.13

X = Ditentukan dari Tabel 2.13

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

Tipe Struktur	C_r	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0.0724 ^a	0.8
Rangka beton pemikul momen	0.0466 ^a	0.9
Rangka baja dengan bracing eksentris	0.0731 ^a	0.75
Rangka baja dengan bracing terkekang terhadap tekuk	0.0731 ^a	0.75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488 ^a	0.75

2. Perioda fundamental pendekatan maksimum ($T_{a \text{ maksimum}}$) ditentukan dari Pers. 2.16

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.16)$$

Dimana:

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

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.14

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

Parameter percepatan respons apektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefesien C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

2.7 Analisis Respon Dinamik

Berdasarkan Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa, parameter respon terkombinasi respons masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respons rencana gempa merupakan respons maksimum. Pada umumnya,

respons masing-masing ragam mencapai nilai maksimum pada saat yang berbeda sehingga respons maksimum ragam-ragam tersebut tidak dapat dijumlahkan begitu saja.

Terdapat dua cara metode Superposisi, yaitu metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respons menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk penjumlahan respons ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang telah disebutkan sebelumnya yaitu Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dalam Pers. 2.17.

$$V_t \geq 0,85 V_1 \quad (2.17)$$

Dimana :

V_1 = Gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama atau yang didapat dari prosedur gaya geser statik ekuivalen.

Maka, apabila akhir respons dinamik lebih kecil dari nilai respons ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis spektrum respons ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.18.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 V_1}{V_t} \geq 1 \quad (2.18)$$

Dimana:

V_1 = gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan

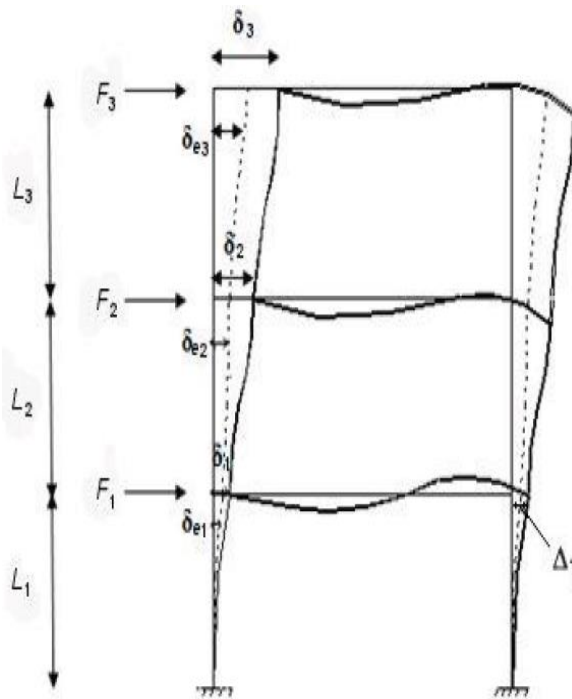
V_1 = gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekivalen.

2.8 Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 penentuan simpang antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa ditingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertical, diijinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertical dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan ijin digunakan, Δ harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkat kekuatan yang ditentukan tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai Pers. 2.19.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.19)$$



Keterangan Gambar :

Tingkat 3

F_3 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e3} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

$\delta_3 = C_d \delta_{e3} / I_e$ = perpindahan yang diperbesar

$\Delta_3 = (\delta_{e3} - \delta_{e2}) C_d / I_e \leq \Delta_a$ (Tabel 2.14)

Tingkat 2

F_2 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e2} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

$\delta_2 = C_d \delta_{e2} / I_e$ = perpindahan yang diperbesar

$\Delta_3 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) C_d / I_e \leq \Delta_a$ (Tabel 2.14)

Tingkat 1

F_1 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e1} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

$\delta_1 = C_d \delta_{e1} / I_e$ = perpindahan yang diperbesar

$\Delta_1 = \delta_1 \leq \Delta_a$ (Tabel 2.14)

dimana:

Δ_i = simpangan antar lantai

Δ_i / L_i = rasio simpangan antar lantai

δ_3 = perpindahan total

Gambar 2.6 : Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726 : 2012.

Simpangan antarantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antarantai tingkat izin (Δ_a) seperti pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15 : Simpangan antarantai ijin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726:2012.

Struktur	Kategori Resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antarantai tingkat	$0.025 h_{sx}^c$	$0.020 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever atau bata	$0.010 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0.020 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$

2.9 Torsi dan Eksentrisitas

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.2 dan pasal 7.8.4.3 terdapat dua jenis torsi yang terdiri, yaitu :

1. Torsi bawaan

Untuk diafragma yang fleksibel atau kaku, distribusi gaya lateral di masing-masing tingkat harus memperhitungkan pengaruh momen torsi bawaan (M_1) yang dihasilkan dari eksentrisitas antara lokasi pusat massa dan pusat kekakuan. Untuk diafragma fleksibel, distribusi gaya ke elemen vertikal harus memperhitungkan posisi dan distribusi massa yang mendukungnya.

2. Torsi tak terduga

Jika diafragma tidak fleksibel, desain harus menyertakan momen torsi bawaan (M_1) yang dihasilkan dari lokasi massa struktur ditambah momen torsi tak terduga (M_{ta}) yang diakibatkan oleh perpindahan pusat massa dari lokasi aktualnya yang diasumsikan pada masing-masing arah dengan jarak sama dengan 5 persen dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan.

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

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E, atau F, dimana tipe Ia atau Ib ketidakberaturan torsi harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan M_{ta} di masing-masing tingkat dengan faktor pembesaran torsi (A_x) ditentukan dari Pers 2.20 berikut ;

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{avg}} \right)^2 \quad (2.20)$$

Dimana :

δ_{max} = perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x=1$ (mm)

δ_{avg} = rata-rata perpindahan torsi (A_x) tidak diisyaratkan melebihi 3.0 pembebanan yang lebih parah untuk masing-masing elemen harus ditinjau untuk desain.

2.10 Beban dan Kombinasi Pembebanan

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

Beban mati adalah beban-beban yang bersifat tetap selama masa layan, antara lain berat struktur, pipa-pipa, saluran-saluran listrik, AC/heater, lampu-lampu, penutup lantai/atap, dan plafon.

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

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

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

Seluruh beban-beban yang bekerja, yaitu: beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*load combination*) berdasarkan SNI 1727-2013 dapat dilihat pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1727-2013 metode DFBK.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1.4	DL				EX		EY
Kombinasi 2	1.2	DL	1.6	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 3	1.2	DL	1.0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 4	1.2	DL	1.6	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 5	1.2	DL	1	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 6	1.2	DL	1	LL	-0.3	EX	-1	EY
Kombinasi 7	1.2	DL	1	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 8	1.2	DL	1	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 9	1.2	DL	1	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 10	1.2	DL	1	LL	-1	EX	-0.3	EY
Kombinasi 11	1.2	DL	0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 12	0.9	DL	0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 13	0.9	DL	0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 14	0.9	DL	0	LL	-0.3	EX	-1	EY
Kombinasi 15	0.9	DL	0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 16	0.9	DL	0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 17	0.9	DL	0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 18	0.9	DL	0	LL	-1	EX	-0.3	EY
Kombinasi 19	1.2	DL	1	LL	1	NX	1	NY
Kombinasi 20	1.2	DL	1	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 21	1.2	DL	1	LL	-1	NY	1	NY
Kombinasi 22	1.2	DL	1	LL	-1	NY	-1	NY
Kombinasi 23	0.9	DL	0	LL	1	NX	1	NY
Kombinasi 24	0.9	DL	0	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 25	0.9	DL	0	LL	-1	NY	1	NY
Kombinasi 26	0.9	DL	0	LL	-1	NY	-1	NY

Tabel 2.17: Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar.

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka dengan bresing	Pelepasan bresing individu, atau sambungan yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kuat tingkat sebesar lebih dari 33% atau system yang dihasilkan tidak mempunyai

Tabel 2.17: *Lanjutan.*

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
	(ketidakberaturan struktur horizontal tipe b)
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen disambungan balok ke kolom dikedua ujung balok tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33% atau system yang dihasilkan tidak mempunyai (ketidakberaturan struktur horizontal tipe b)
Dinding geser atau pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih dari 1	Pelepasan dinding geser atau pier dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1 di semua tingkat atau sambungan kolektor yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kuat tingkat sebesar 33% atau system yang dihasilkan mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal tipe b)
Kolom kantilever	Kehilangan tahanan momen disambungkan dasar semua kantilever tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33% atau sitem yang dihasilkan mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal tipe b)
Lainnya	Tidak ada persyaratan

2.11 Distribusi Kekakuan Secara Vertikal

Berdasarkan Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan Kekakuan merupakan salah satu unsur penting terhadap kestabilan struktur bangunan. Struktur bangunan harus cukup kaku agar mampu menahan beban baik beban gravitasi maupun beban horizontal dengan nilai simpangan/*displacement* yang masih relative kecil. Simpangan yang relative besar walaupun tegangan bahannya masih relative aman akan menjadi bangunan yang kurang/tidak nyaman untuk ditempati. Struktur atau elemen yang pendek umumnya akan ditentukan oleh keterbatasan tegangan sedangkan struktur/elemen yang besar/panjang umumnya simpangan akan menjadi penentu tingkat layanan.

Sebagaimana pada denah dan potongan, distribusi kekakuan secara vertical menurut tinggi bangunan dipandang sebagai sesuatu yang sangat penting untuk diperhatikan. Menurut pengamatan kerusakan bangunan akibat gempa distribusi banyak diantaranya bersumber pada distribusi kekakuan secara vertical yang baik.

2.11.1 *Soft Story*

Bangunan gedung dengan kekakuan vertikal yang tidak baik adalah bangunan gedung yang dalam tingkat-tingkatnya terdapat tingkat yang lemah atau *soft story*. Pada SNI 1726:2012 telah diatur secara jelas tentang bangunan reguler yang menyangkut tentang distribusi kekakuan yaitu : “gedung reguler adalah gedung yang sistem strukturnya memiliki kekakuan lateral yang beraturan tanpa adanya tingkat lunak (*soft story*). Yang dimaksud dengan struktur tingkat lunak adalah suatu tingkat yang mana kekakuan lateralnya <70% kekakuan lateral tingkat diatasnya atau <80% kekakuan lateral rata-rata 3-tingkat diatasnya”.

Soft story adalah suatu tingkat yang lemah, yang kekakuannya jauh lebih kecil daripada tingkat-tingkat yang lain. Oleh karena itu dalam merencanakan kekakuan tingkat harus berhati-hati agar tidak terjadi *soft story*. Kekakuan tingkat untuk setiap kolom pada lantai yang sama dapat diperkirakan dengan Pers. 2.21.

$$K = \frac{12 EI}{h^3} \quad (2.21)$$

Dimana :

h = tinggi tingkat (cm)

I = Inersia kolom (m⁴)

K = Kekakuan tingkat (kg/cm)

Sedangkan untuk kekakuan tingkat yang lebih akurat juga dapat dihitung dengan cara menggunakan program analisa struktur statis.

2.11.2 Kekakuan Struktur

Kekakuan struktur adalah gaya yang diperlukan struktur bila mengalami deformasi sebesar satu satuan. Nilai kekakuan struktur ini tergantung dari material yang digunakan, dimensi elemen struktur, penulangan, modulus elastisitas,

modulus elastisitas geser, dan momen inersia polar. Selain itu, kekakuan struktur juga terkait dengan nilai dari periode struktur tersebut. Dapat dilihat dari Pers. 2.22.

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.22)$$

Dimana = $\sqrt{\frac{k}{m}}$, dengan demikian $T = \frac{1}{\sqrt{k}}$

Dengan demikian, semakin besar periode struktur maka nilai kekakuan dari struktur tersebut semakin kecil, begitu sebaliknya.

2.12 Konsep Umum Perencanaan Gedung Struktur Baja

Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural SNI 1729-1-2015 harus digunakan untuk mendesain sistem baja struktural atau sistem dengan baja struktural yang bekerja secara komposit dengan beton bertulang. Perencanaan elemen struktur baja ini meliputi stabilitas, aksial tarik, aksial tekan, lentur, geser serta kombinasi dari gaya-gaya tersebut.

2.12.1 Metode Perencanaan Gedung Struktur Baja

2.12.1.1 Metode Tegangan Izin

Beban kerja sesuai dengan peraturan pembebanan yang berlaku dan menghitung besarnya tegangan yang diakibatkan oleh pembebanan tersebut. Menurut metode DKI, besar tegangan pada komponen struktur akibat beban kerja tidak boleh melebihi tegangan ijin bahan komponen struktur tersebut. Nilai tegangan ijin ditentukan lebih rendah daripada tegangan leleh bahan, dengan memperhitungkan Faktor Keamanan (*Safety Factor*). Pada pasal B4 metode Desain Kekuatan Ijin (DKI), harus memenuhi syarat Pers 2.23 bila kekuatan izin dari setiap komponen struktur sama atau melebihi kekuatan perlu.

$$Ra < \frac{Rn}{\Omega} \quad (2.23)$$

Dimana:

Ra : kekuatan perlu yang menggunakan kombinasi beban DKI

Rn : Kekuatan nominal

Ω : Faktor keamanan

R/Ω : Kekuatan izin

2.12.1.2 Metode Desain Faktor Beban Ketahanan (DFBK)

Metode DFBK ini didasari oleh konsep keadaan batas, dimana perencana menghitung beban yang menyebabkan suatu struktur berhenti memenuhi fungsinya.

Ada dua kategori yang diperhitungkan sebagai keadaan batas struktur, yaitu keadaan batas kekuatan (*strength limit states*) dan keadaan batas mampu layan (*serviability limit states*). Berbeda dengan metode DKI, metode DFBK memberikan faktor keamanan parsial untuk masing-masing kondisi dengan nilai yang berbeda sesuai dengan kemungkinan terjadinya. Metode DFBK secara umum memperhitungkan faktor kombinasi beban dan faktor reduksi kekuatan material struktur.

Pada pasal B3. Desain menggunakan metode DFBK harus memenuhi Pers 2.24 bila kekuatan desain dan ketahanan setiap komponen struktural sama dengan atau melebihi kekuatan perlu.

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2.24)$$

Dimana:

R_u : kekuatan perlu menggunakan kombinasi beban DFBK

R_n : Kekuatan nominal

ϕ : faktor ketahanan

ϕR_n : faktor ketahanan

Pada tugas akhir ini, perencanaan struktur baja menggunakan metode desain faktor beban ketahanan.

2.12.2 Perencanaan Stabilitas

Salah satu parameter yang harus dipenuhi dalam perencanaan struktur baja yang baik adalah adanya stabilitas yang cukup. Stabilitas yang perlu diperhatikan adalah stabilitas penampang dan stabilitas elemen struktur. Dengan adanya stabilitas yang baik, diharapkan baja tidak mengalami tekuk sehingga bias memberi performa yang baik bagi keseluruhan struktur.

1. Stabilitas penampang (untuk profil IWF)

Pengecekan sayap sesuai pada Pers. 2.25

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.25)$$

Pengecekan badan sesuai pada Pers. 2.26.

$$\frac{h}{t_w} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.26)$$

dimana:

b_f : Lebar sayap (mm)

t_f : Tebal sayap

h : Jarak bersih antara sayap profil (mm)

F_y : Tegangan leleh (MPa)

E : Modulus Elastisitas Baja (200.000 MPa)

2. *Seismikally Compact*

Berdasarkan SNI 1729:2015 terdapat tambahan persyaratan stabilitas sehingga bersifat lebih ketat dibandingkan struktur baja tidak tahan gempa.

Penampang bersifat lebih ketat dibandingkan struktur baja tidak tahan gempa. Penampang yang dirancang harus memenuhi persyaratan *seismikally compact*. Kategori *seismikally compact* terbagi jadi dua yaitu *high ductility* dan *moderate ductility*. Tiap komponen struktur memiliki persyaratan daktilitas yang berbeda-beda.

3. Stabilitas Struktur

Pada SNI 1729:2015, faktor 0.80 harus digunakan pada semua kekakuan yang harus digunakan pada semua kekakuan yang berkontribusi terhadap stabilitas struktur.

Metode analisis yang disarankan untuk digunakan adalah *Direct Analysis Method*. Metode ini merupakan suatu metode analisis yang telah memperhitungkan beberapa hal dalam pemakaian struktur baja yaitu:

- a. Deformasi yang terjadi akibat lentur, geser dan aksial
- b. *Second order effects*, yaitu efek P - Δ
- c. Ketidaksempurnaan geometri struktur
- d. Reduksi kekakuan akibat sifat *inelastic* struktur

Beberapa hal penting yang perlu diperhatikan dalam melakukan analisis ini adalah adanya reduksi pada kekakuan struktur hingga mencapai 80%. Besaran kekakuan struktur perlu direduksi karena isu stabilitas yang muncul akibat beban gempa yang mengenai struktur. Selain itu, diperlukan adanya beban tambahan yaitu *national load* untuk mempresentasikan ketidaksempurnaan geometri struktur.

Pada SNI 1729:2015 mensyaratkan bahwa besaran *national load* yang harus diterapkan pada Pers. 2.27.

$$N_i = 0.002 \alpha Y_i \quad (2.27)$$

Dimana:

N_i = beban notional yang digunakan pada level I (kN)

α = 1.0 (DFBK)

Y_i = beban gravitasi yang digunakan pada level I (m/s^2)

2.12.3 Perencanaan Aksial Tarik

Dalam menentukan tahanan nominal dari suatu tarik, harus diperiksa terdapat tiga macam kondisi keruntuhan yang menentukan, yaitu :

1. Leleh dari luas penampang kotor, di daerah yang jauh dari sambungan
2. faktor dari luas penampang efektif pada daerah sambungan

Menurut SNI 03:1729:2015 Pasal D2 menyatakan bahwa komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor terbesar, maka harus memenuhi Pers. 2.28.

$$P_u \leq \phi P_n \quad (2.28)$$

Perhitungan nilai P_n berbeda-beda sesuai dengan keadaan batas dari leleh tarik pada penampang bruto dan keruntuhan tarik pada penampang netto. Berikut tipe-tipe keruntuhan:

1. Kondisi leleh dari penampang bruto

Jika kondisi leleh menentukan keruntuhan, maka tahanan nominal P_n harus memenuhi Pers. 2.29.

$$P_n = F_y \cdot A_g \quad (2.29)$$

Dimana :

A_g : Luas bruto komponen struktur (mm^2)

F_y : Tegangan leleh minimum (MPa)

ϕ : Koefisien tahanan nominal (0.90)

2. Keruntuhan tarik dan luas penampang netto

Untuk elemen tarik yang memiliki lubang, misalnya sebagai penempatan baut, luas penampang elemen berkurang dan disebut luas netto (A_n). Lubang pada penampang menimbulkan konsentrasi tegangan akibat beban kerja. Tegangan yang terkonsentrasi di sekitar lubang tersebut dapat menimbulkan fraktur pada sambungan. Jika kondisi fraktur yang menentukan keruntuhan, maka tahanan nominal P_n memenuhi Pers. 2.30.

$$P_n = F_u \cdot A_e \quad (2.30)$$

Dimana :

F_u : Kekuatan tarik minimum (MPa)

A_e : Luas netto efektif (mm^2)

2.12.4 Perencanaan Aksial Tekan

Dalam mendesain komponen struktur tekan, syarat kestabilan struktur harus sangat diperhatikan karena komponen-komponen tekan yang langsing memiliki resiko yang besar terhadap tekuk. Penampang baja yang terlalu langsing dapat menyebabkan masalah berupa bahaya tekuk. Jika penampang melintang suatu komponen struktur tekan cukup tipis, kemungkinan tekuk akan terjadi. Tekuk terjadi hanya pada sebagian atau bagian tertentu saja dari suatu elemen tekan (sayap saja atau badan saja) disebut tekuk lokal. Sementara berdasarkan SNI 1729-2015 pasal E menyebutkan bahwa tekuk yang terjadi pada keseluruhan suatu elemen tekan memiliki tiga macam potensi tekuk yang mungkin terjadi, yaitu tekuk lentur, tekuk torsi, dan tekuk lentur torsi. Berikut ini adalah rinciannya :

1. Tekuk Lentur

Kekuatan komponen struktur yang memikul beban aksial tekan murni biasanya ditentukan oleh tekuk lentur. Tekuk lentur mengakibatkan defleksi

terhadap sumbu lemah penampang. Semua komponen tekan suatu struktur dapat mengalami kegagalan akibat lentur. Berdasarkan SNI 1729-2015 Pasal E3, nilai kuat tekan nominal untuk penampang non-langsing ditentukan pada Pers. 2.31.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (2.31)$$

Dimana F_{cr} adalah tegangan kritis yang ditentukan sebagai berikut :

a. Jika $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ atau $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$, maka nilai F_{cr} pada Pers. 2.32.

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] \quad (2.32)$$

b. Jika $\frac{KL}{r} \geq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ atau $\frac{F_y}{F_e} \geq 2,25$, maka nilai F_{cr} pada Pers. 2.33

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (2.33)$$

Dengan F_e adalah tegangan tekuk elastik kritis yang ditentukan dengan Pers. 2.34.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (2.34)$$

2. Tekuk Torsi dan Tekuk Lentur Torsi

Tekuk lentur torsi terjadi akibat kombinasi dari tekuk lentur torsi dan tekuk torsi, dimana batang tekan terlentur dan terpuntir secara bersamaan. Masalah tekuk ini dapat terjadi pada penampang-penampang dengan satu sumbu simetris dan asimetris. Seperti profil kanal, T, siku ganda, dan siku sama kaki. Dan juga terdapat pada komponen struktur simetris ganda tertentu tanpa elemen langsing bila panjang tanpa breising torsi melebihi panjang tanpa breising lateral, ketentuan ini diperlukan untuk siku tunggal dengan $b/t > 20$.

Menurut SNI 1729-2015 Pasal E4, kekuatan tekan nominal P_n harus ditentukan berdasarkan pada keadaan batas dari tekuk torsi dan tekuk torsi lentur, terdapat pada Pers. 2.35.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (2.35)$$

Dimana F_{cr} adalah tegangan kritis yang ditentukan pada Pers. 2.36 dan 2.37.

a. Jika $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ atau $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$, maka

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] \quad (2.36)$$

b. Jika $\frac{KL}{r} \geq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ atau $\frac{F_y}{F_e} \geq 2,25$, maka

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (2.37)$$

Untuk semua kasus lainnya, F_{cr} harus memenuhi persyaratan persamaan diatas, dengan menggunakan tegangan tekuk elastik torsi dan torsi lentur, F_e ditentukan pada Pers. 2.38.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (2.38)$$

$$C_w = \frac{t_f h^2 b_f^3}{24} \quad (2.39)$$

Dimana :

$I_x I_y$ = momen intarsia di sumbu utama (mm^4)

J = konstanta torsi (mm^4)

G = modulus elastik geser baja (77200 MPa)

K_z = faktor panjang efektif untuk tekuk torsi

2.12.5 Perencanaan Elemen Lentur

Suatu elemen struktur memikul dasar murni terfaktor, harus didesain sedemikian rupa sehingga memenuhi Pers. 2.40.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.40)$$

Dimana :

M_u = momen lentur terfaktor (N.mm)

ϕ = faktor reduksi (0.90)

M_n = kuat nominal momen lentur (N.mm)

Berikut ini adalah kondisi-kondisi perhitungan momen lentur, yang didasarkan atas panjang batang tak terkekang:

1. Kondisi batas leleh momen plastis

Berdasarkan SNI 1729-2015 Pasal F2.1, kuat lentur nominal berdasarkan kondisi batas leleh momen plastis dihitung dengan Pers. 2.41.

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (2.41)$$

Dimana :

F_x = tegangan leleh minimum (Mpa)

Z_x = Modulus penampang plastis di sumbu x (mm^3)

2. Kondisi batas tekuk torsi lateral

Berdasarkan SNI 1729-2015 Pasal F2.2, kondisi batas tekuk torsi lateral tidak berlaku apabila panjang komponen tak terkekang (L_b) tidak kurang dari panjang tekuk plastis (L_p). Berikut adalah perhitungan kuat lentur nominal berdasarkan klasifikasi panjang bentang komponen.

a. Apabila $L_b \leq L_p$, keadaan batas dari tekuk torsi-lateral tidak boleh digunakan

b. Apabila $L_p \leq L_b \leq L_r$, nilai M_n ditentukan pada Pers. 2.42

$$M_n = C_b \left[M_p - 0,7 F_y S_x \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad (2.42)$$

c. Apabila $L_b \leq L_r$ ditentukan pada Pers. 2.43

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (2.43)$$

Dengan nilai L_p pada Pers. 2.44.

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.44)$$

2.12.6 Perencanaan Struktur Untuk Geser

Berdasarkan SNI 1729-2015 Pasal G2.I. kuat geser nominal elemen struktur baja dapat ditentukan berdasarkan Pers. 2.45

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_w \quad (2.45)$$

Dimana :

A_w = Luasan pelat badan

C_w = Koefisien yang berpengaruh terhadap kelangsingan struktur

Nilai C_v dapat diambil berdasarkan nilai kelangsingan dari profil dengan Pers. 2.46

a. Untuk badan komponen struktur profil I-canal panas pada Pers. 2.46.

$$\text{Jika } \frac{h}{t} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ maka } C_v = 1 \quad (2.46)$$

2.13 Struktur Bangunan Baja Tahan Gempa

Suatu struktur gedung harus memiliki sistem penahanan gaya lateral dan vertikal yang lengkap, yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi yang cukup untuk menahan gerak tanah.

Gerak tanah harus diasumsikan terjadi di sepanjang setiap arah horizontal struktur bangunan gedung. Kecukupan system struktur harus ditunjukkan melalui pembentukan model matematik dan pengevaluasian model tersebut untuk pengaruh gerak tanah desain. Gaya gempa desain, dan distribusinya di sepanjang ketinggian struktur bangunan gedung harus mengacu pada SNI 1726-2012.

Hingga saat ini, terdapat beberapa konfigurasi Struktur Bangunan Gempa yang dikenal dalam SNI 1729-2015.

2.13.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (*Moment Resisting Frames*)

Sistem rangka pemikul momen mempunyai kemampuan menyerap energy yang baik, tetapi memerlukan terjadinya simpangan antar lantai yang cukup besar supaya timbul sendi-sendi plastis pada balok yang akan berfungsi sebagai penyerap energi gempa. Simpangan yang terjadi begitu besar akan menyebabkan struktur tidak kaku sehingga mengakibatkan kerusakan non-struktural yang besar disamping akan menambah pengaruh efek P- Δ terutama pada bangunan tinggi.

Berdasarkan daktilitasnya, MRF terbagi dalam dua kategori, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB).

a. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

SRPMK adalah suatu rangka batang pemikul momen yang dipasang secara horizontal. Pada SRPMK ada suatu segmen khusus SRPMK direncanakan mengalami deformasi inelastic yang cukup besar pada segmen khusus saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana.

b. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

SRPMB diharapkan dapat mengalami deformasi inelastic secara terbatas pada komponen struktur dan sambungan-sambungannya akibat gaya gempa rencana. Pada SRPMB, kekakuan lebih besar dibandingkan dengan SRBPMK sehingga daktilitasnya lebih kecil.

2.14 Ketentuan Seismik Untuk Struktur Rangka Momen Khusus

RMK diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang besar apabila dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari beban gempa rencana. RMK didesain menurut ketentuan ini, diharapkan memberi kapasitas deformasi inelastik signifikan melalui pelelehan lentur balok dan pelelehan terbatas zona panel kolom. Kecuali di mana dengan cara lain diizinkan dalam pasal ini, kolom harus didesain lebih kuat dari pelelehan penuh dan pengerasan regangan penuh balok atau gelagar. Pelelehan lentur dari kolom pada dasar diizinkan. Desain sambungan dari balok ke kolom, termasuk zona panel dan pelat penerus harus berdasarkan pada hasil uji sambungan yang telah dilakukan.

2.14.1 Persyaratan

Untuk persyaratan Struktur Rangka Momen Khusus dapat dilihat sebagai berikut:

2.14.1.1 Rasio Momen

Hubungan yang berikut ini harus dipenuhi pada sambungan balok ke kolom sesuai dengan Pers 2.47.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (2.47)$$

Keterangan:

$\sum M_{pc}^*$ = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur nominal kolom (termasuk voute bila digunakan) di atas dan di bawah joint pada garis sumbu balok dengan reduksi untuk gaya aksial dalam kolom. Diizinkan untuk menentukan $\sum M_{pc}^*$ pada Pers 2.48 dan 2.49

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \text{ (DFBK)} \quad (2.48)$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - 1,5P_{uc} / A_g) \text{ (DKI)} \quad (2.49)$$

Apabila garis dari balok, berlawanan pada joint yang sama, tidak sesuai, garis tengah antara sumbu harus digunakan.

$\sum M_{pb}^*$ = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur ekspektasi dari balok pada lokasi sendi plastis pada sumbu kolom. Diizinkan untuk menentukan $\sum M_{pb}^*$ pada Pers. 250 dan 2.51.

$$\sum M_{pb} = \sum (1,1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}) \text{ (DFBK)} \quad (2.50)$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1,1R_y F_{yb} Z_b + 1,5M_{av}) \text{ (DKI)} \quad (2.51)$$

Di mana:

A_g = luas penampang bruto kolom, in² (mm²)

F_{yc} = tegangan leleh kolom minimum yang disyaratkan, ksi (Mpa)

F_{yb} = tegangan leleh balok minimum yang disyaratkan, ksi (Mpa)

P_{uc} = kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DFBK termasuk beban seismik teramplifikasi, kips (N)

P_{ac} = kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DKI termasuk beban seismik teramplifikasi, kips (N)

M_{uv} = momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DFBK, kip-in. (N-mm)

M_{av} = momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DKI, kip-in. (N-mm)

Z_c = modulus penampang plastis kolom, mm³

Z_b = modulus penampang plastis balok, mm³

Pengecualian: persyaratan ini tidak boleh diterapkan jika kondisi pada (a) atau (b) dipenuhi.

(a) Kolom dengan $P_{rc} < 0,3 P_c$ untuk semua kondisi beban selain dari yang ditentukan dengan menggunakan beban seismik teramplifikasi memenuhi salah satu dari yang berikut:

(i) Kolom digunakan pada bangunan gedung tingkat satu tau tingkat paling atas dari bangunan gedung bertingkat banyak.

- (ii) Kolom dimana: (1) jumlah kekuatan geser tersedia dari semua kolom yang dikecualikan dalam tingkat yang kecil dari 20 % dari jumlah kekuatan geser tersedia dari semua kolom rangka momen pada tingkat ini bekerja pada arah yang sama; dan (2) jumlah kekuatan geser tersedia dari semua kolom yang dikecualikan pada setiap deretan kolom rangka momen dalam tingkat yang kurang dari 33 % dari kekuatan geser tersedia dari semua kolom rangka momen pada deretan kolom. Untuk tujuan pengecualian ini, deretan kolom yang didefinisikan sebagai deretan tunggal kolom dan deretan sejajar kolom-kolom yang terletak di 10 % dari dimensi rencana yang tegak lurus deretan kolom.

Catatan: untuk tujuan pengecualian ini, kekuatan geser yang tersedia dari kolom harus dihitung sebagai kekuatan batas yang memperhitungkan kekuatan lentur pada setiap ujung yang dibatasi oleh kekuatan lentur balok yang menerima beban, atau kekuatan lentur kolom itu sendiri, dibagi dengan H, dimana H adalah tinggi tingkat dalam inci (mm).

Kekuatan tekan nominal, P_c harus memenuhi Pers 2.52 dan 2.53.

$$P_c = F_{yc} A_g \text{ (DFBK)} \quad (2.52)$$

$$P_c = F_{yc} A_g / 1,5 \text{ (DKI)} \quad (2.53)$$

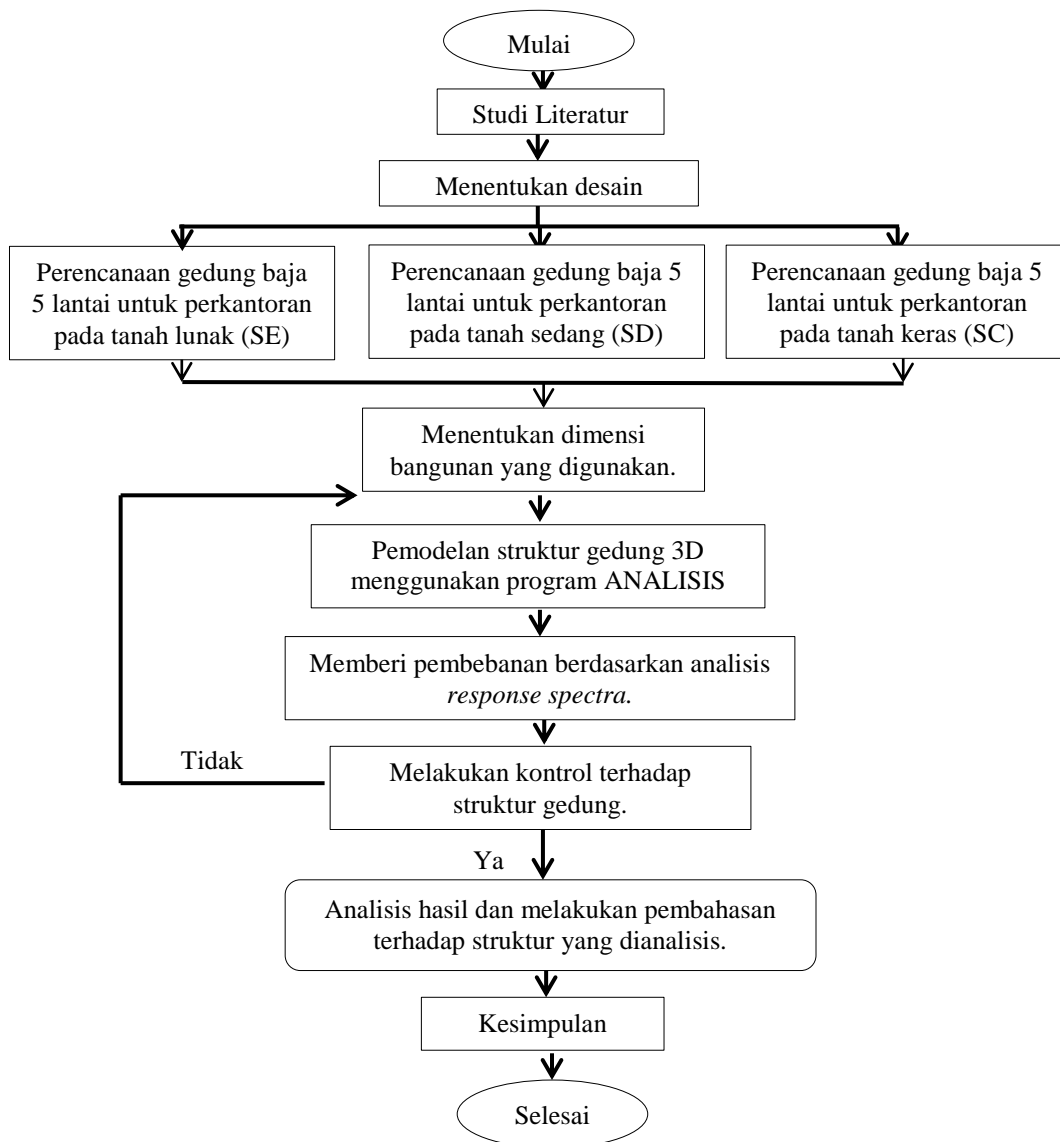
- (b) Kolom dalam setiap tingkat memiliki rasio kekuatan geser tersedia terhadap kekuatan geser perlu yaitu 50 % lebih besar dari tingkat di atasnya.

BAB 3

PEMODELAN STRUKTUR

3.1 Metodologi Penelitian

Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur gedung pada tugas akhir ini dilakukan dengan beberapa tahapan. Langkah-langkah perencanaan struktur dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Diagram aliran penelitian

3.2 Tinjauan Umum

Pada tugas akhir ini, pemodelan gedung berada di lokasi kota Medan Provinsi Sumatera Utara. Gedung yang direncanakan merupakan struktur bangunan tidak beraturan horizontal dan vertikal (*setback*). Bangunan gedung akan difungsikan sebagai gedung perkantoran, dengan kategori resiko II berdasarkan SNI 1726:2012 sesuai jenis pemanfaatan struktur gedung pada Tabel 2.5. Struktur gedung di desain 5 lantai.

Dalam tugas akhir ini, pemodelan menggunakan analisis respon spektrum kota medan. Perbedaan pada setiap model terdapat pada jenis tanah. Struktur gedung yang direncanakan terletak diatas tanah lunak, sedang, dan keras. Gedung ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

3.3 Faktor Respon Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012, spektrum respon gempa desain harus dianalisis terlebih dahulu. Bangunan berada di kota Medan dengan data PGA, $S_s = 0,5 g$ (Gambar 2.3) dan $S_1 = 0.3$ (Gambar 2.4). Dikarenakan perencanaan gedung berada diatas tiga jenis tanah yang berbeda, maka spektrum respon gempa desain juga harus dibuat dari ketiga jenis tanah tersebut.

3.3.1 Tanah Lunak

Tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat respon spektrum gempa dapat dilakukan sebagai berikut:

a. Penentuan koefisien F_a dan F_v

- Koefisien F_a

Koefisien F_a ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_s yang terdapat pada Tabel 2.11 dan berdasarkan jenis tanah lunak. Maka diperoleh nilai F_a dibawah ini.

$$F_a = 1.7$$

- Koefisien F_v

Koefisien F_v ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_1 yang diperoleh pada Tabel 2.12 dan berdasarkan jenis tanah lunak, maka diperoleh nilai F_v dibawah ini.

$$F_v = 2.8$$

- b. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{M1}

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$S_{MS} = 1.7 \times 0.5$$

$$S_{MS} = 0.85$$

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

$$S_{M1} = 2.8 \times 0.3$$

$$S_{M1} = 0.84$$

- c. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{D1}

$$S_{DS} = \mu \times S_{MS}, \text{ Nilai } \mu = 2/3$$

$$S_{DS} = 2/3 \times 0.85$$

$$S_{DS} = 0.567$$

$$S_{D1} = \mu \times S_{M1}$$

$$S_{D1} = 2/3 \times 0.84$$

$$S_{D1} = 0.560$$

- d. Penentuan nilai T_s dan T_0

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

$$T_s = \frac{0.560}{0.567}$$

$$T_s = 0.988$$

$$T_0 = 0.2 \times T_s$$

$$T_0 = 0.2 \times 0.988$$

$$T_0 = 0.198$$

- e. Penentuan nilai S_a

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

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

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

- Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan: $S_a = \frac{S_{DS}}{T}$

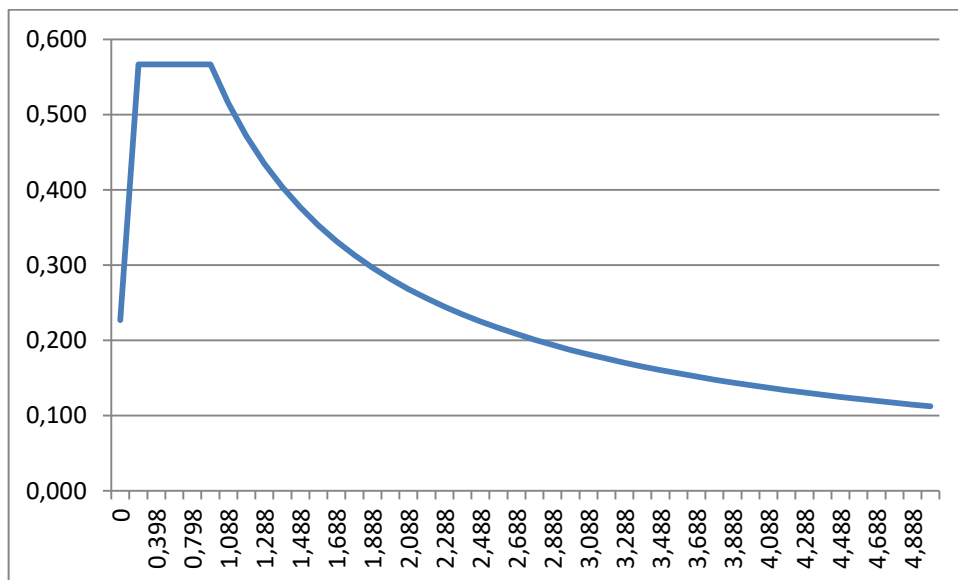
Tabel spektrum respon pada tanah lunak dapat dilihat pada Tabel 3.1 dan grafik spektrum respon pada Gambar 3.2.

Tabel 3.1: Spektrum Respon untuk wilayah Gempa Medan pada tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012.

T (DETIK)	T (DETIK)	Sa (g)
0	0	0,227
T0	0,198	0,567
	0,398	0,567
	0,598	0,567
	0,798	0,567
TS	0,988	0,567
Ts + 0,1	1,088	0,515
Ts + 0,2	1,188	0,471
Ts + 0,3	1,288	0,435
Ts + 0,4	1,388	0,403
Ts + 0,5	1,488	0,376
Ts + 0,6	1,588	0,353
Ts + 0,7	1,688	0,332
Ts + 0,8	1,788	0,313
Ts + 0,9	1,888	0,297
Ts + 1	1,988	0,282
Ts + 1,1	2,088	0,268
Ts + 1,2	2,188	0,256
Ts + 1,3	2,288	0,245
Ts + 1,4	2,388	0,234
Ts + 1,5	2,488	0,225
Ts + 1,6	2,588	0,216
Ts + 1,7	2,688	0,208
Ts + 1,8	2,788	0,201
Ts + 1,9	2,888	0,194
Ts + 2	2,988	0,187
Ts + 2,1	3,088	0,181
Ts + 2,2	3,188	0,176
Ts + 2,3	3,288	0,170
Ts + 2,4	3,388	0,165
Ts + 2,5	3,488	0,161
Ts + 2,6	3,588	0,156
Ts + 2,7	3,688	0,152
Ts + 2,8	3,788	0,148
Ts + 2,9	3,888	0,144

Tabel 3.1: *Lanjutan.*

Ts + 3	3,988	0,140
Ts + 3,1	4,088	0,137
Ts + 3,2	4,188	0,134
Ts + 3,3	4,288	0,131
Ts + 3,4	4,388	0,128
Ts + 3,5	4,488	0,125
Ts + 3,6	4,588	0,122
Ts + 3,7	4,688	0,119
Ts + 3,8	4,788	0,117
Ts + 3,9	4,888	0,115
Ts + 4	4,988	0,112



Gambar 3.2: Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah Kota Medan dengan klasifikasi tanah lunak.

Dapat dilihat pada Tabel 3.1, bahwa respon spektrum gempa rencana yang dihasilkan berdasarkan standar kegunaan SNI 1726:2012 mempunyai nilai 0,198 untuk percepatan respon spektrum desain pada perioda pendek, dan 0,988 untuk parameter percepatan desain pada perioda 1 detik.

3.3.2 Tanah Sedang

Tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat respon spektrum gempa dapat dilakukan sebagai berikut:

a. Penentuan koefisien F_a dan F_v

- Koefisien F_a

Koefisien F_a ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_s yang terdapat pada Tabel 2.11 dan berdasarkan jenis tanah sedang. Maka diperoleh nilai F_a dibawah ini.

$$F_a = 1,4$$

- Koefisien F_v

Koefisien F_v ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_1 yang diperoleh pada Tabel 2.12 dan berdasarkan jenis tanah sedang, maka diperoleh nilai F_v dibawah ini.

$$F_v = 1,8$$

b. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{M1}

$$S_{MS} = 0,7$$

$$S_{M1} = 0,54$$

c. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{D1}

$$S_{DS} = 0,47$$

$$S_{D1} = 0,36$$

d. Penentuan nilai T_s dan T_0

$$T_s = 0,771$$

$$T_0 = 0.154$$

e. Penentuan nilai S_a

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

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

- Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respon percepatan desain S_a sama dengan S_{DS}
- Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan: $S_a = \frac{S_{DS}}{T}$

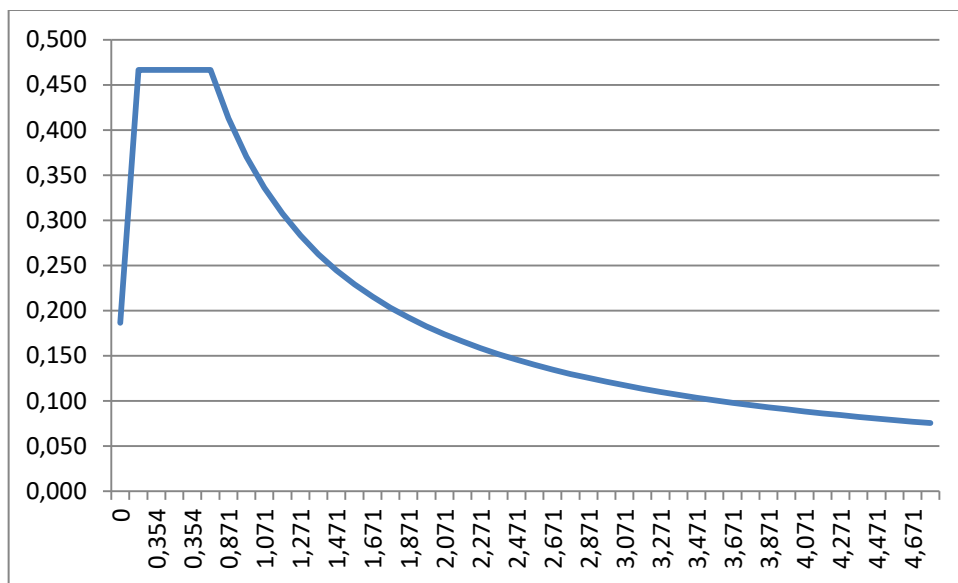
Tabel spektrum respon pada tanah sedang dapat dilihat pada Tabel 3.2 dan grafik spektrum respon pada Gambar 3.3.

Tabel 3.2: Spektrum Respon untuk wilayah gempa Medan pada tanah sedang berdasarkan SNI 1726:2012.

T (DETIK)	T (DETIK)	Sa (g)
0	0	0,187
T0	0,154	0,467
	0,354	0,467
	0,354	0,467
	0,354	0,467
Ts	0,771	0,467
Ts + 0,1	0,871	0,413
Ts + 0,2	0,971	0,371
Ts + 0,3	1,071	0,336
Ts + 0,4	1,171	0,307
Ts + 0,5	1,271	0,283
Ts + 0,6	1,371	0,263
Ts + 0,7	1,471	0,245
Ts + 0,8	1,571	0,229
Ts + 0,9	1,671	0,215
Ts + 1	1,771	0,203
Ts + 1,1	1,871	0,192
Ts + 1,2	1,971	0,183
Ts + 1,3	2,071	0,174
Ts + 1,4	2,171	0,166
Ts + 1,5	2,271	0,158
Ts + 1,6	2,371	0,152
Ts + 1,7	2,471	0,146
Ts + 1,8	2,571	0,140
Ts + 1,9	2,671	0,135
Ts + 2	2,771	0,130
Ts + 2,1	2,871	0,125
Ts + 2,2	2,971	0,121
Ts + 2,3	3,071	0,117
Ts + 2,4	3,171	0,114
Ts + 2,5	3,271	0,110
Ts + 2,6	3,371	0,107
Ts + 2,7	3,471	0,104
Ts + 2,8	3,571	0,101
Ts + 2,9	3,671	0,098
Ts + 3	3,771	0,095
Ts + 3,1	3,871	0,093

Tabel 3.2: *Lanjutan.*

Ts + 3,2	3,971	0,091
Ts + 3,3	4,071	0,088
Ts + 3,4	4,171	0,086
Ts + 3,5	4,271	0,084
Ts + 3,6	4,371	0,082
Ts + 3,7	4,471	0,081
Ts + 3,8	4,571	0,079
Ts + 3,9	4,671	0,077
Ts + 4	4,771	0,075



Gambar 3.3: Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah sedang.

Dapat dilihat pada Tabel 3.2, bahwa respon spektrum gempa rencana yang dihasilkan berdasarkan standar keempaan SNI 1726:2012 mempunyai nilai 0.154 untuk percepatan respon spektrum desain pada perioda pendek, dan 0.771 untuk parameter percepatan desain pada perioda 1 detik.

3.3.3 Tanah Keras

Tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat respon spektrum gempa dapat dilakukan sebagai berikut:

a. Penentuan koefisien F_a dan F_v

- Koefisien F_a

Koefisien F_a ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_s yang terdapat pada Tabel 2.11 dan berdasarkan jenis tanah keras. Maka diperoleh nilai F_a dibawah ini.

$$F_a = 1,2$$

- Koefisien F_v

Koefisien F_v ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_1 yang diperoleh pada Tabel 2.12 dan berdasarkan jenis tanah keras, maka diperoleh nilai F_v dibawah ini.

$$F_v = 1,5$$

b. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{M1}

$$S_{MS} = 0,6$$

$$S_{M1} = 0,45$$

c. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{D1}

$$S_{DS} = 0,4$$

$$S_{D1} = 0,3$$

d. Penentuan nilai T_s dan T_0

$$T_s = 0,750$$

$$T_0 = 0,150$$

e. Penentuan nilai S_a

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

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

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

- Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan: $S_a = \frac{S_{DS}}{T}$

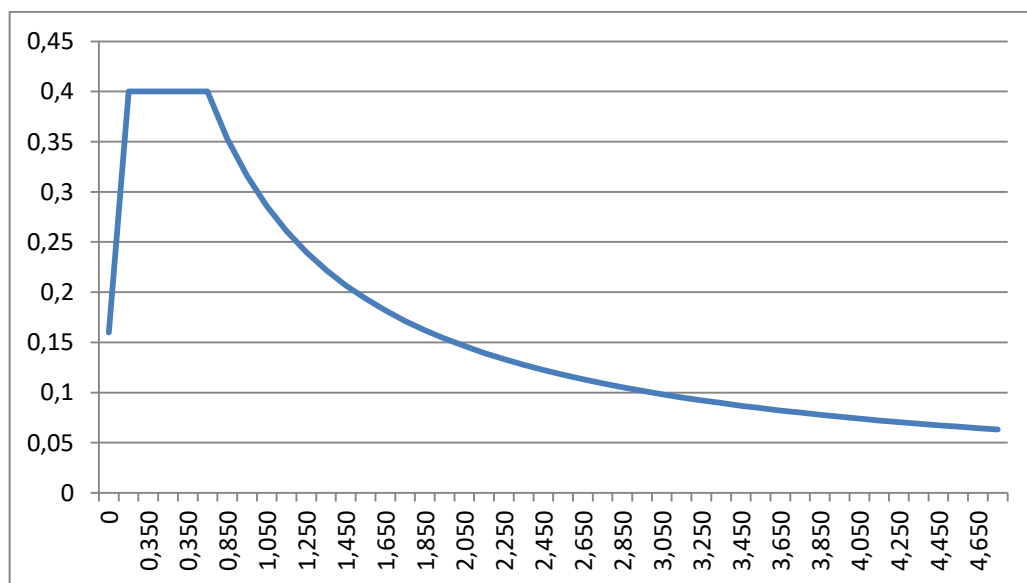
Tabel spektrum respon pada tanah keras dapat dilihat pada Tabel 3.3 dan grafik spektrum respon pada Gambar 3.4.

Tabel 3.3: Spektrum Respon untuk wilayah gempa Medan pada tanah keras berdasarkan SNI 1726:2012.

T (DETIK)	T (DETIK)	Sa (g)
0	0	0,16
T0	0,150	0,4
	0,350	0,4
	0,350	0,4
	0,350	0,4
Ts	0,750	0,4
Ts + 0,1	0,850	0,353
Ts + 0,2	0,950	0,316
Ts + 0,3	1,050	0,286
Ts + 0,4	1,150	0,261
Ts + 0,5	1,250	0,240
Ts + 0,6	1,350	0,222
Ts + 0,7	1,450	0,207
Ts + 0,8	1,550	0,194
Ts + 0,9	1,650	0,182
Ts + 1	1,750	0,171
Ts + 1,1	1,850	0,162
Ts + 1,2	1,950	0,154
Ts + 1,3	2,050	0,146
Ts + 1,4	2,150	0,140
Ts + 1,5	2,250	0,133
Ts + 1,6	2,350	0,128
Ts + 1,7	2,450	0,122
Ts + 1,8	2,550	0,118
Ts + 1,9	2,650	0,113
Ts + 2	2,750	0,109
Ts + 2,1	2,850	0,105
Ts + 2,2	2,950	0,102
Ts + 2,3	3,050	0,098
Ts + 2,4	3,150	0,095
Ts + 2,5	3,250	0,092
Ts + 2,6	3,350	0,090
Ts + 2,7	3,450	0,087
Ts + 2,8	3,550	0,085
Ts + 2,9	3,650	0,082
Ts + 3	3,750	0,080
Ts + 3,1	3,850	0,078
Ts + 3,2	3,950	0,076

Tabel 3.3: *Lanjutan.*

Ts + 3,3	4,050	0,074
Ts + 3,4	4,150	0,072
Ts + 3,5	4,250	0,071
Ts + 3,6	4,350	0,069
Ts + 3,7	4,450	0,067
Ts + 3,8	4,550	0,066
Ts + 3,9	4,650	0,065
Ts + 4	4,750	0,063



Gambar 3.4: Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah keras.

Dapat dilihat pada Tabel 3.3, bahwa respon spektrum gempa rencana yang dihasilkan berdasarkan standar kegempaan SNI 1726:2012 mempunyai nilai 0,150 untuk percepatan respon spektrum desain pada perioda pendek, dan 0,750 untuk parameter percepatan desain pada perioda 1 detik.

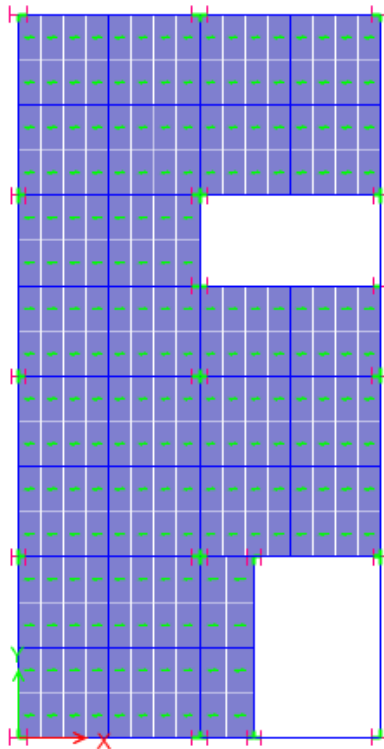
3.4 Pemodelan dan Analisis struktur

Pada tugas akhir ini pemilihan jenis analisa yang digunakan yaitu prosedur analisis respon spektrum. Struktur gedung memiliki tinggi 18,4 meter dan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Respon

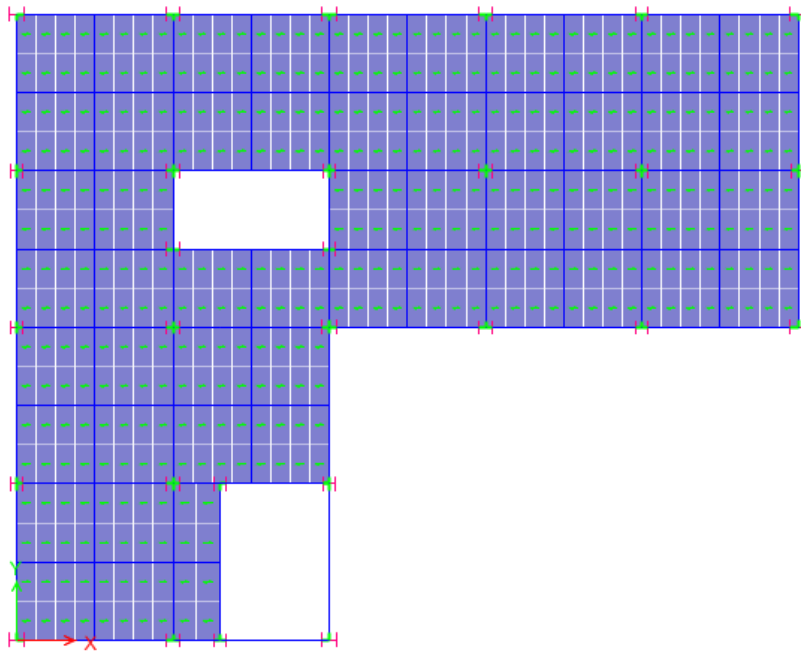
spektrum yang digunakan pada daerah kota Medan mengacu pada SNI 1726:2012 dengan jenis tanah lunak, sedang dan keras.

3.4.1 Pemodelan Gedung

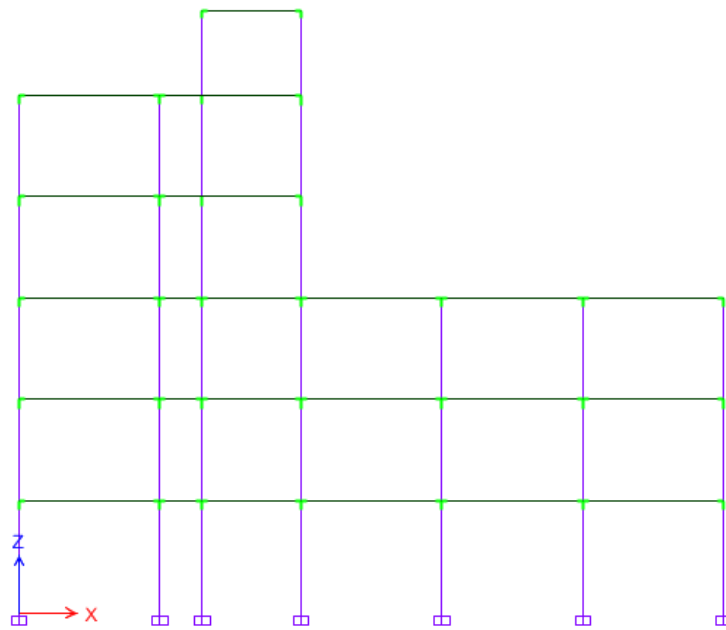
Bangunan dimodelkan dengan ketidakberaturan vertikal dan horizontal dengan ketinggian gedung 18,4 meter. Tinggi dari lantai dasar adalah 4 meter sedangkan lantai 2 dan 5 adalah 3,6 meter, dengan jumlah lantai sebanyak 5 lantai. Gedung dimodelkan berbentuk L dan direncanakan sama untuk semua jenis tanah. Model 1 direncanakan pada tanah lunak, model 2 pada tanah sedang dan model 3 pada tanah keras. Ditengah bangunan terdapat *void* yang merupakan akses lift dan juga terdapat satu buah akses tangga. Denah dan tampak bangunan dapat dilihat pada Gambar 3.5, 3.6, 3.7, dan 3.8.



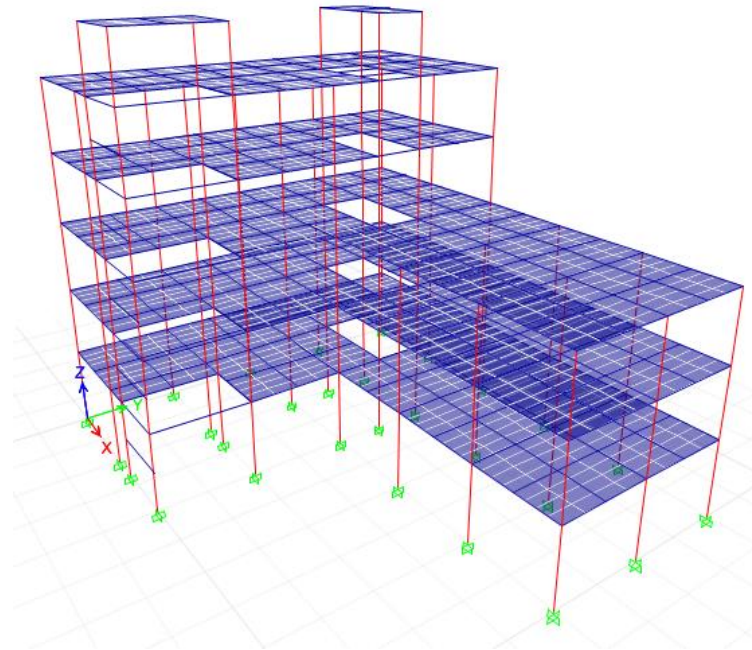
Gambar 3.5: Denah struktur pada lantai 4 dan 5.



Gambar 3.6: Denah struktur pada lantai 1, 2, dan 3.



Gambar 3.7: Tampak elevasi struktur.



Gambar 3.8: Tampak 3D struktur bangunan baja.

3.4.1.1 Data Perencanaan Struktur

1. Jenis portal struktur gedung baja
2. Fungsi gedung perkantoran
3. Gedung terletak di kota Medan
4. Gedung didesain berdasarkan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)
5. Mutu baja yang digunakan BJ 41
6. Mutu beton pelat yang digunakan adalah $F_c' = 25$ MPa
7. Direncanakan pada jenis tanah lunak, sedang dan keras

3.4.1.2 Faktor Keutamaan Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2012 digunakan untuk nilai faktor keutamaan berdasarkan kategori resiko yang sesuai Tabel 2.5 pada bab 2 dengan fungsi gedung perkantoran pada kategori resiko II, berdasarkan ketentuan itu didapat nilai faktor keutamaan (I_e) = II, pada Tabel 2.6 bab 2.

3.4.1.3 Faktor Reduksi Gempa

Untuk desain gedung direncanakan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dimana menggunakan faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2012 dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Faktor reduksi gempa pada gedung, pada zona gempa tanah sedang berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Sistem Gaya Penahan Seismik	R
X	Rangka Baja Pemikul Momen Khusus	8
Y	Rangka Baja Pemikul Momen Khusus	8

3.4.1.4 Dimensi Penampang

Struktur gedung direncanakan pada jenis tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak direncanakan dengan dimensi penampang yang sama dan dapat dilihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Dimensi penampang gedung.

Uraian	Dimensi (mm)
Balok induk Lt 1- Lt 5	Wf 350 x 175 x 7 x 11
Balok anak Lt 1- Lt 5	Wf 250 x 125 x 6 x 9
Balok penggantung lift	WF 400 x 200 x 8 x 13
Balok lift Lt 5 arah x	WF 400 x 200 x 8 x 13
Balok lintel	WF 350 x 175 x 7 x 11
Kolom Lt 1-5	H 414 x 405 x 18 x 28
Kolom sudut dalam Lt 1-3	H 428 x 407 x 20 x 35

3.4.1.4.1 Tebal Pelat Lantai

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

menggunakan profil W yang ada dari PT BLUESCOPE LYSAGHT INDONESIA. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Beban mati (berat sendiri *floor deck* dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Beton menggunakan mutu $f_c' = 25$ Mpa
- *Floor deck* menggunakan tebal 1,0 mm.

Penentuan tebal pelat lantai dapat dilihat pada subbab 4.4.4.

3.4.2 Pembebanan Struktur

Beban luar yang bekerja pada struktur dapat dibedakan menjadi 2 jenis yaitu beban statis dan beban dinamis. Beban yang bekerja secara terus-menerus pada suatu struktur adalah beban statis. Jenis dari beban statis adalah sebagai berikut:

3.4.2.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah beban-beban yang bekerja vertikal ke bawah mengikuti arah gravitasi pada struktur dan mempunyai karakteristik bangunan, misalnya penutup lantai, alat mekanis, partisi dan lain-lain. Berat satuan atau berat sendiri dari beberapa material konstruksi dan komponen bangunan gedung dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu SNI 1727:2013. Adapun berat satuan beberapa material disajikan pada Tabel 3.6 dan Tabel 3.7.

Tabel 3.6: Berat material struktur gedung.

Beban Mati	Besarnya
Beton Bertulang	2400 kg/m ³
Baja Tulangan	7850 kg/m ³

Tabel 3.7: Berat tambahan komponen struktur gedung.

Beban Mati	Besarnya
Plafon dan Penggantung	18 kg/m ²
Adukan 2,5 cm tebal dari semen	53 kg/m ²
Pasangan bata merah	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²
Mekanikal Elektrikal	60 kg/m ²

1. Pembebanan Dinding Bata

Beban dinding bata yang di input ke balok induk sebesar 1000 Kg/m untuk lantai 1, 900 Kg/m untuk lantai 2-4, 450 Kg/m untuk lantai 5, selanjutnya berat dinding diinput ke balok dengan beban terbagi merata dalam program analisis struktur. Rekapitulasi pembebanan dinding dapat dilihat pada Tabel 3.8.

Tabel 3.8: Beban dinding bata pada balok.

Penerima Beban	Tinggi (m)	Beban Mati (Kg/m)
Balok LT.1	4	1000
Balok LT.2	3,6	900
Balok LT.3	3,6	900
Balok LT.4	3,6	900
Balok LT.5	3,6	450
Penthouse	3	375

2. Beban Tambahan Pelat Lantai

Pada pelat lantai terdapat beban mati tambahan yang merupakan *finishing* dari pelat lantai. Beban ini berupa keramik lantai, adukan semen dari spesi antara pelat dengan keramik, plafon beserta penggantungnya, *Mechanical* dan *Engineering* dan lain-lain. Untuk perhitungan beban tambahan pelat lantai dapat dilihat pada Lampiran A1.

3. Pembebanan Tangga

Pada perencanaan ini, tangga bukan merupakan bagian dari struktur sehingga tidak dimodelkan pada program analisis struktur. Berat keseluruhan dari tangga akan dijadikan beban yang akan dipikul oleh struktur. Untuk pembebanan tangga sendiri dilakukan analisa struktur dengan bantuan program analisis struktur lainnya. dan hasil reaksi perlektakkan dari analisa struktur tersebut akan dijadikan beban terpusat yang diletakkan di balok lintel dan balok induk. Nilai beban tangga akibat reaksi perletakan dapat dilihat pada Tabel 3.9.

Tabel 3.9: Beban tangga akibat reaksi perletakan.

Beban Mati		
1. Untuk Lt 1 ke Lt 5	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	5,52	kN
Reaksi di balok induk	37,4	kN
2. Untuk Base ke Lt 1	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	6,99	kN
Reaksi di balok induk	56,83	kN
Beban Hidup		
1. Untuk Lt 1 ke Lt 5	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	7,43	kN
Reaksi di balok induk	41,15	kN
2. Untuk Base ke Lt 1	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	7,34	kN

Untuk perhitungan berat tangga yang digunakan sebagai input beban pada program SAP 2000 v.11 dapat dilihat pada Lampiran A.3 dan A.5.

4. Beban Lift

Pada perencanaan ini beban lift diperhitungkan sebagai beban mati yang dibuat menjadi beban terpusat yang dipikul oleh balok penumpu. Lift yang akan digunakan menjadi beban diambil dari perusahaan CV. Pribumi Jaya Abadi dimana data teknisnya adalah sebagai berikut:

- a. Kapasitas penumpang adalah 17 orang dengan beban maks 1150 kg.
- b. Bukaan lift berdimensi 1000 x 2100 mm.
- c. Ukuran kereta angkut memiliki lebar 1800 mm dan panjang 1500 mm.
- d. Tipikal lift merupakan dua kereta angkut.
- e. Dimensi jalur kereta memiliki lebar 4800 mm dan panjang 2200 mm.
- f. Lift memiliki kecepatan 1 m/det.

Untuk perhitungan beban lift dapat dilihat pada Lampiran A.4.

3.4.2.2 Beban Hidup (*Live*)

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan dan beban ini bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu tertentu.

Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi kadang-kadang dapat juga berarah horizontal. Beban hidup untuk bangunan gedung dari SNI 1727:2013 diberikan pada Tabel 3.10

Tabel 3.10: Beban hidup pada lantai struktur.

Beban Hidup	Besarnya
Ruang kantor	250 kg/ m ²
Beban terpusat pekerja minimum	96 kg/m ²
Beban hidup pada tangga dan bordes	479 kg/m ²

3.4.2.3 Beban Notional

Beban notional disertakan pada pemodelan mengacu pada peraturan SNI 1729:2015. Kombinasi pembebanan dirujuk pada SNI 1727:2013. Dalam hal ini, penulis menggunakan metode DFBK sebagai Metode Perencanaan Gedung Struktur Baja.

Input beban notional dipengaruhi oleh berat sendiri bangunan, oleh karena itu penginputan beban notional dilakukan pada tahap terakhir setelah memastikan semua penampang dan beban-beban yang lain telah diinput.

Beban notional dimodelkan sebagai gaya-gaya lateral yang dijabarkan pada arah X dan Y pada joint terluar bangunan. Perhitungan beban notional terlampir pada Tabel 3.11, 3.12, dan 3.13.

Tabel 3.11: Rekapitulasi beban notional arah X dan Y pada Model 1.

Penerima Beban	Beban Notional (Kg)	
	Notional Arah X (NX)	Notional Arah Y (NY)
Lantai 1	3,279	3,279
Lantai 2	3,255	3,255
Lantai 3	3,181	3,181
Lantai 4	1,803	1,803
Lantai 5	1,701	1,701

Tabel 3.12: Rekapitulasi beban notional arah X dan Y pada Model 2.

Penerima Beban	Beban Notional (Kg)	
	Notional Arah X (NX)	Notional Arah Y (NY)
Lantai 1	3,279	3,279
Lantai 2	3,255	3,255
Lantai 3	3,181	3,181
Lantai 4	1,803	1,803
Lantai 5	1,710	1,710

Tabel 3.13: Rekapitulasi beban notional arah X dan Y pada Model 3.

Penerima Beban	Beban Notional (Kg)	
	Notional Arah X (NX)	Notional Arah Y (NY)
Lantai 1	3,279	3,279
Lantai 2	3,255	3,255
Lantai 3	3,181	3,181
Lantai 4	1,803	1,803
Lantai 5	1,710	1,710

3.4.3 Kombinasi Pembebanan

Seluruh beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*load combination*) yang diinput ke dalam program analisis struktur berdasarkan SNI 1726:2012. Kombinasi beban dihitung pada tiga jenis tanah.

3.4.3.1 Kombinasi Pembebanan pada Model 1

Untuk kombinasi beban yang terletak pada tanah lunak dihitung dengan menggunakan nilai $\rho = 1,3$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0,567$. Kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.14.

Tabel 3.14: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1727:2013 metode DFBK.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 3	1,35	DL	1	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 4	1,05	DL	1	LL	-0,39	EX	-1,3	EY

Tabel 3.14: *Lanjutan.*

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 5	1,12	DL	1	LL	0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 6	1,28	DL	1	LL	-0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 7	1,35	DL	1	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 8	1,05	DL	1	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 9	1,28	DL	1	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 10	1,12	DL	1	LL	-1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 11	1,05	DL	0	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 12	0,75	DL	0	LL	-0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 13	0,82	DL	0	LL	0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 14	0,98	DL	0	LL	-0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 15	1,05	DL	0	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 16	0,75	DL	0	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 17	0,98	DL	0	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 18	0,82	DL	0	LL	-1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 19	1,20	DL	1	LL	1	NX	1	NY
Kombinasi 20	1,20	DL	1	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 21	1,20	DL	1	LL	-1	NX	1	NY
Kombinasi 22	1,20	DL	1	LL	-1	NX	-1	NY
Kombinasi 23	0,90	DL	0	LL	1	NX	1	NY
Kombinasi 24	0,90	DL	0	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 25	0,90	DL	0	LL	-1	NX	1	NY
Kombinasi 26	0,90	DL	0	LL	-1	NX	-1	NY

Nilai kombinasi pada gempa x dan y didapat dari nilai redundansi yang telah dihitung pada subbab 4.2.1.3.

3.4.3.2 Kombinasi Pembebanan pada Model 2

Untuk kombinasi beban yang terletak pada tanah sedang dihitung dengan menggunakan nilai $\rho = 1,3$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0,467$. Kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.15.

Tabel 3.15: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1727:2013 metode DFBK.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 3	1,32	DL	1	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 4	1,08	DL	1	LL	-0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 5	1,13	DL	1	LL	0,39	EX	-1,3	EY

Tabel 3.15: *Lanjutan.*

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 6	1,27	DL	1	LL	-0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 7	1,32	DL	1	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 8	1,08	DL	1	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 9	1,27	DL	1	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 10	1,13	DL	1	LL	-1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 11	1,02	DL	0	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 12	0,78	DL	0	LL	-0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 13	0,83	DL	0	LL	0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 14	0,97	DL	0	LL	-0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 15	1,02	DL	0	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 16	0,78	DL	0	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 17	0,97	DL	0	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 18	0,83	DL	0	LL	-1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 19	1,20	DL	1	LL	1	NX	1	NY
Kombinasi 20	1,20	DL	1	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 21	1,20	DL	1	LL	-1	NX	1	NY
Kombinasi 22	1,20	DL	1	LL	-1	NX	-1	NY
Kombinasi 23	0,90	DL	0	LL	1	NX	1	NY
Kombinasi 24	0,90	DL	0	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 25	0,90	DL	0	LL	-1	NX	1	NY
Kombinasi 26	0,90	DL	0	LL	-1	NX	-1	NY

Nilai kombinasi pada gempa x dan y didapat dari nilai redundansi yang telah dihitung pada subbab 4.2.2.3.

3.4.3.3 Kombinasi Pembebanan pada Model 3

Untuk kombinasi beban yang terletak pada tanah keras dihitung dengan menggunakan nilai $\rho = 1,3$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0,4$. Kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.16.

Tabel 3.16: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1727:2013 metode DFBK.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 3	1,30	DL	1	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 4	1,10	DL	1	LL	-0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 5	1,14	DL	1	LL	0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 6	1,26	DL	1	LL	-0,39	EX	1,3	EY

Tabel 3.16: *Lanjutan.*

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 7	1,30	DL	1	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 8	1,10	DL	1	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 9	1,26	DL	1	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 10	1,14	DL	1	LL	-1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 11	1,00	DL	0	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 12	0,80	DL	0	LL	-0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 13	0,84	DL	0	LL	0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 14	0,96	DL	0	LL	-0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 15	1,00	DL	0	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 16	0,80	DL	0	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 17	0,96	DL	0	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 18	0,84	DL	0	LL	-1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 19	1,20	DL	1	LL	1	NX	1	NY
Kombinasi 20	1,20	DL	1	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 21	1,20	DL	1	LL	-1	NX	1	NY
Kombinasi 22	1,20	DL	1	LL	-1	NX	-1	NY
Kombinasi 23	0,90	DL	0	LL	1	NX	1	NY
Kombinasi 24	0,90	DL	0	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 25	0,90	DL	0	LL	-1	NX	1	NY
Kombinasi 26	0,90	DL	0	LL	-1	NX	-1	NY

Nilai kombinasi pada gempa x dan y didapat dari nilai redundansi yang telah dihitung pada subbab 4.2.3.3.

3.4.4 Perhitungan Berat Per Lantai Gedung

Untuk berat sendiri struktur diperoleh menggunakan bantuan program analisis struktur.

3.5 Analisis Respon Spektrum

Analisis menggunakan metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*) / Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*). Untuk waktu getar yang kurang dari 15% gunakan CQC bila sebaliknya gunakan SRSS.

3.5.1 Analisis Respon Spektrum Model 1

Dalam analisis gedung yang terletak pada model ini menggunakan analisis dinamik respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012. Penguraian analisisnya dapat dilihat pada Tabel 3.17.

Tabel 3.17: Data perioda *output* program analisis struktur Model 1.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,895	0,0020	0,7363	0	0,0020	0,7363
Modal	2	0,713	0,7468	0,0073	0	0,7486	0,7436
Modal	3	0,606	0,0129	0,0836	0	0,7615	0,8271
Modal	4	0,311	0,0002	0,0945	0	0,7616	0,9216
Modal	5	0,268	0,0927	0,0018	0	0,8544	0,9234
Modal	6	0,222	0,0462	0,0007	0	0,9006	0,9241
Modal	7	0,169	0,0001	0,0532	0	0,9007	0,9772
Modal	8	0,130	0,0218	0,0009	0	0,9225	0,9782
Modal	9	0,125	0,0075	0,0033	0	0,9299	0,9814
Modal	10	0,115	0,0370	0,0001	0	0,9669	0,9816
Modal	11	0,103	0,0002	0,0105	0	0,9671	0,9920
Modal	12	0,087	0,00003	0,0064	0	0,9671	0,9985

Dapat dilihat persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS pada Tabel 3.18.

Tabel 3.18: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 1.

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	20,34%	NOT OK	OK
T2-T3	15,01%	NOT OK	OK
T3-T4	48,68%	NOT OK	OK
T4-T5	13,83%	OK	NOT OK
T5-T6	17,16%	NOT OK	OK
T6-T7	23,87%	NOT OK	OK
T7-T8	23,08%	NOT OK	OK
T8-T9	3,85%	OK	NOT OK
T9-T10	8,00%	OK	NOT OK
T10-T11	10,43%	OK	NOT OK
T11-T12	15,53%	NOT OK	OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada tabel 3.18, analisa respon spektrum untuk model ini menggunakan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*). Hal ini dikarenakan selisih dari nilai perioda yang didapat memiliki persentase di atas 15% yang mana merupakan ketentuan untuk dapat menggunakan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

a. Nilai waktu getar alami fundamental

Berdasarkan anallisis 3 dimensi yang diperoleh dari program analisis struktur nilai waktu getar alami fundamental atau periode (T) untuk Model 1 dengan sistem rangka pemikul momen khusus adalah:

T arah X = 0.895 detik

T arah Y = 0.713 detik

Maka, menurut peraturan SNI 1726:2012, perioda fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batasan mksimum dan batasan minimum.

$C_t = 0,0724$ (Tabel 2.13 dengan tipe struktur rangka baja pemikul momen)

$H_n = 18,4$ m (tinggi gedung dari dasar)

$X = 0,8$ (Tabel 2.13 dengan tipe struktur rangka baja pemikul momen)

$C_u = 1,4$ (Tabel 2.14 dengan nilai $SD1 \geq 0,4$)

Nilai perioda fundamental dapat dilihat pada Tabel 3.19.

Tabel 3.19: Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	$T_a \text{ min}$ $C_t.H_n^x$	$T_a \text{ maks}$ $C_u.T_a$	T	Cek min	Cek maks
Y	0,744	1,042	0,895	OKE	OKE
X	0,744	1,042	0,713	NOT OKE	OKE

Dari tabel diatas didapat T arah Y = 0,895 dan T arah X = 0,744.

b. Penentuan faktor respon gempa (C)

Berdasarkan sub bab 2.8.6 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismic (C_s) berdasarkan Pers. 2.11 – 2.14 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

- C_s maksimum $= \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}}$
- C_s maksimum arah X $= \frac{0,567}{\frac{8}{1}} = 0,071$
- C_s maksimum arah Y $= \frac{0,567}{\frac{8}{1}} = 0,071$
- C_s hasil hitungan $= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$
- C_s hasil hitungan arah x $= \frac{0.560}{0,744\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,094$
- C_s hasil hitungan arah y $= \frac{0.560}{0,895\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,078$
- C_s minimum $= 0,044 \text{ SDS } I \geq 0,01$
- C_s minimum $= 0,044 \cdot 0,567 \cdot 1 = 0,040$
- C_s minimum $= 0,044 \cdot 0,567 \cdot 1 = 0,040$

Nilai C_s diatas dan nilai C_s yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.20

Tabel 3.20: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada Model 1.

Arah	C_s maks	C_s hitungan	C_s min	C_s yang digunakan
X	0,071	0,094	0,025	0,071
Y	0,071	0,078	0,025	0,071

Pemilihan nilai C_s diatas didapat karena nilai C_s hitungan lebih besar dari C_s maksimum. Maka yang digunakan C_s maksimum sesuai peraturan SNI 1726:2012.

3.5.2 Analisis Respon Spektrum Model 2

Dalam analisis gedung model 2 ini menggunakan analisis dinamik respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012. Penguraian analisisnya dapat dilihat pada Tabel 3.21.

Tabel 3.21: Data perioda *output* program analisis struktur Model 2.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,895	0,0020	0,7363	0	0,0020	0,7363
Modal	2	0,712	0,7469	0,0072	0	0,7490	0,7363
Modal	3	0,606	0,0129	0,0836	0	0,7618	0,8271
Modal	4	0,311	0,0002	0,0945	0	0,7620	0,9216
Modal	5	0,268	0,0922	0,0017	0	0,8542	0,9234
Modal	6	0,222	0,0465	0,0007	0	0,9006	0,9241
Modal	7	0,169	0,0001	0,0532	0	0,9007	0,9772
Modal	8	0,130	0,0218	0,0010	0	0,9225	0,9782
Modal	9	0,125	0,0074	0,0033	0	0,9299	0,9814
Modal	10	0,115	0,0370	0,0001	0	0,9669	0,9816
Modal	11	0,103	0,0002	0,0105	0	0,9671	0,9920
Modal	12	0,087	0,00003	0,0064	0	0,9671	0,9985

Dapat dilihat persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS pada Tabel 3.22.

Tabel 3.22: Hasil selisih persentase nilai perioda pada Model 2.

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	20,34%	NOT OK	OK
T2-T3	15,01%	NOT OK	OK
T3-T4	48,68%	NOT OK	OK
T4-T5	13,83%	OK	NOT OK
T5-T6	17,16%	NOT OK	OK
T6-T7	23,87%	NOT OK	OK
T7-T8	23,08%	NOT OK	OK
T8-T9	3,85%	OK	NOT OK
T9-T10	8,00%	OK	NOT OK
T10-T11	10,43%	OK	NOT OK
T11-T12	15,53%	NOT OK	OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada tabel 3.22, analisa respon spektrum untuk model ini menggunakan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*). Hal ini dikarenakan selisih dari nilai perioda yang didapat memiliki persentase di atas 15% yang mana merupakan ketentuan untuk dapat menggunakan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

a. Nilai waktu getar alami fundamental

Berdasarkan analisis 3 dimensi yang diperoleh dari program analisis struktur nilai waktu getar alami fundamental atau periode (T) untuk Model 2 dengan sistem rangka pemikul momen khusus adalah:

T arah X = 0.895 detik

T arah Y = 0.712 detik

Maka, menurut peraturan SNI 1726:2012, perioda fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batasan maksimum dan batasan minimum.

$C_t = 0,0724$ (Tabel 2.13 dengan tipe struktur rangka baja pemikul momen)

$H_n = 18,4$ m (tinggi gedung dari dasar)

$X = 0,8$ (Tabel 2.13 dengan tipe struktur rangka baja pemikul momen)

$C_u = 1,4$ (Tabel 2.14 dengan nilai $SD1 \geq 0,4$)

Tabel 3.23 pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 2 berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	$T_a \text{ min}$ $C_t.H_n^x$	$T_a \text{ maks}$ $C_u.T_a$	T	Cek min	Cek maks
Y	0,744	1,042	0,895	OKE	OKE
X	0,744	1,042	0,712	NOT OKE	OKE

Dari tabel diatas didapat T arah Y = 0,895 dan T arah X = 0,744.

b. Penentuan faktor respon gempa (C)

Berdasarkan sub bab 2.8.6 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismic (C_s) berdasarkan Pers. 2.23 – 2.25 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

- $$C_s \text{ maksimum} = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}}$$

$$C_s \text{ maksimum arah X} = \frac{0,467}{\frac{8}{1}} = 0,058$$

$$C_s \text{ maksimum arah Y} = \frac{0,467}{\frac{8}{1}} = 0,058$$
- $$C_s \text{ hasil hitungan} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_s \text{ hasil hitungan arah x} = \frac{0.360}{0,744\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,060$$

$$C_s \text{ hasil hitungan arah y} = \frac{0.360}{0,895\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,050$$
- $$C_s \text{ minimum} = 0,044 \text{ SDS } I \geq 0,01$$

$$C_s \text{ minimum} = 0,044 \cdot 0,467 \cdot 1 = 0,021$$

$$C_s \text{ minimum} = 0,044 \cdot 0,467 \cdot 1 = 0,021$$

Nilai C_s diatas dan nilai C_s yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.24

Tabel 3.24: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada tanah sedang

Arah	C_s maks	C_s hasil hitungan	C_s min	C_s yang digunakan
X	0,058	0,060	0,021	0,058
Y	0,058	0,050	0,021	0,050

Pemilihan nilai C_s arah X didapat karena nilai C_s hitungan lebih besar dari C_s maksimum. Maka yang digunakan C_s maksimum. Sedangkan C_s arah Y terletak diantara C_s maksimum dan C_s minimum.

3.5.3 Analisis Respon Spektrum Model 3

Dalam analisis gedung model ini menggunakan analisis dinamik respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012. Penguraian analisisnya sebagai berikut:

Tabel 3.25: Data perioda output program analisis struktur Model 3.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,895	0,0020	0,7363	0	0,0020	0,7363
Modal	2	0,712	0,7469	0,0072	0	0,7490	0,7363
Modal	3	0,606	0,0129	0,0836	0	0,7618	0,8271
Modal	4	0,311	0,0002	0,0945	0	0,7620	0,9216
Modal	5	0,268	0,0922	0,0017	0	0,8542	0,9234
Modal	6	0,222	0,0465	0,0007	0	0,9006	0,9241
Modal	7	0,169	0,0001	0,0532	0	0,9007	0,9772
Modal	8	0,130	0,0218	0,0010	0	0,9225	0,9782
Modal	9	0,125	0,0074	0,0033	0	0,9299	0,9814
Modal	10	0,115	0,0370	0,0001	0	0,9669	0,9816
Modal	11	0,103	0,0002	0,0105	0	0,9671	0,9920
Modal	12	0,087	0,00003	0,0064	0	0,9671	0,9985

Dapat dilihat persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS pada Tabel 3.26.

Tabel 3.26: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 3.

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	20,45%	NOT OK	OK
T2-T3	14,89%	OK	NOT OK
T3-T4	48,68%	NOT OK	OK
T4-T5	13,83%	OK	NOT OK
T5-T6	17,16%	NOT OK	OK
T6-T7	23,87%	NOT OK	OK
T7-T8	23,08%	NOT OK	OK
T8-T9	3,85%	OK	NOT OK
T9-T10	8,00%	OK	NOT OK
T10-T11	10,43%	OK	NOT OK
T11-T12	15,53%	NOT OK	OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada tabel 3.26, analisa respon spektrum untuk model ini menggunakan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*). Hal ini dikarenakan selisih dari nilai perioda yang didapat memiliki persentase di atas 15% yang mana merupakan

ketentuan untuk dapat menggunakan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

a. Nilai waktu getar alami fundamental

Berdasarkan analisis 3 dimensi yang diperoleh dari program analisis struktur nilai waktu getar alami fundamental atau periode (T) untuk Model 3 dengan sistem rangka pemikul momen khusus adalah:

T arah X = 0.895 detik

T arah Y = 0.712 detik

Maka, menurut peraturan SNI 1726:2012, perioda fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batasan maksimum dan batasan minimum.

$C_t = 0,0724$ (Tabel 2.13 dengan tipe struktur rangka baja pemikul momen)

$H_n = 18,4$ m (tinggi gedung dari dasar)

$X = 0,8$ (Tabel 2.13 dengan tipe struktur rangka baja pemikul momen)

$C_u = 1,4$ (Tabel 2.14 dengan nilai $SD1 \geq 0,4$)

Nilai perioda fundamental dapat dilihat pada Tabel 3.27.

Tabel 3.27 pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 3 berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	$T_{a \text{ min}} = C_t \cdot H_n^x$	$T_{a \text{ maks}} = C_u \cdot T_a$	T	Cek min	Cek maks
Y	0,744	1,042	0,895	OKE	OKE
X	0,744	1,042	0,712	NOT OKE	OKE

Dari tabel diatas didapat T arah Y = 0,895 dan T arah X = 0,744.

b. Penentuan faktor respon gempa (C)

Berdasarkan sub bab 2.8.6 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismic (C_s) berdasarkan Pers. 2.23 – 2.25 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

- $C_s \text{ maksimum} = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}}$

$$C_s \text{ maksimum arah X} = \frac{0,400}{\frac{8}{1}} = 0,050$$

$$C_s \text{ maksimum arah Y} = \frac{0,467}{\frac{8}{1}} = 0,050$$

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

$$C_s \text{ hasil hitungan arah x} = \frac{0.300}{0,744\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,050$$

$$C_s \text{ hasil hitungan arah y} = \frac{0.300}{0,895\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,042$$

- $C_s \text{ minimum} = 0,044 \text{ SDS I} \geq 0,01$
 $C_s \text{ minimum} = 0,044 \cdot 0,400 \cdot 1 = 0,018$
 $C_s \text{ minimum} = 0,044 \cdot 0,400 \cdot 1 = 0,018$

Nilai C_s diatas dan nilai C_s yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.28

Tabel 3.28: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada Model 3.

Arah	C_s maks	C_s hitungan	C_s min	C_s yang digunakan
X	0,050	0,050	0,018	0,050
Y	0,050	0,042	0,018	0,042

Pemilihan nilai C_s arah X didapat 0,050 karena nilai C_s hitungan sama dengan C_s maksimum. Maka yang digunakan C_s maksimum. Sedangkan C_s arah Y terletak diantara C_s maksimum dan C_s minimum.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas hasil dari studi perencanaan yang telah dijelaskan pada bab tiga. Dari analisa yang dilakukan terhadap beberapa model struktur gedung yang telah direncanakan, didapatkan nilai-nilai yang nantinya akan dicek berdasarkan ketentuan-ketentuan yang telah disyaratkan oleh SNI 1726:2012 dan SNI 1729:2015. Pada bab ini juga akan membahas perbandingan hasil dari model struktur gedung baja yang direncanakan di tiga jenis tanah yang berbeda dengan sistem penahan gaya gempa SRPMK.

4.2 Hasil Analisis Gedung

4.2.1 Hasil Analisis Struktur pada Model 1

Pada Model 1 analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

4.2.1.1 Berat Struktur

Berat struktur didapat dari hasil pemodelan dengan menggunakan program analisis struktur. Perencana tidak melakukan perhitungan manual dikarenakan program analisis struktur melakukan perhitungan untuk menghitung berat struktur secara otomatis. Tabel 4.1 menunjukkan besarnya massa, pusat massa serta pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisa dinamik respon spektrum dengan menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.1: Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 1.

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	M	m
1	167140,82	167140,82	10,501	12,434	10,130	11,111
2	165876,75	165876,75	10,504	12,440	9,897	10,792
3	162115,28	162115,28	10,283	12,380	9,694	10,548
4	91950,48	91950,48	4,636	10,381	8,647	10,052

Tabel 4.1: *Lanjutan.*

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
5	87160,31	87160,31	4,681	10,409	7,625	9,458
Jumlah	674243,55	674243,55				

Dari Tabel 4.1 dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan pada Model 1 memiliki eksentrisitas dikarenakan pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi sesuai dengan SNI 1726:2012.

4.2.1.2 Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan sub subbab 2.7, apabila kombinasi respon untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen (V_1), maka gaya geser lantai dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

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

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Berikut perhitungan gaya geser nominal (V_1)

- Gempa Arah X

$$V_{1x} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{1x} = 0,071 \times 674243,55$$

$$= 47758,91813 \text{ Kg} = 468,515 \text{ KN}$$

- Gempa Arah Y

$$V_{1y} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{1y} = 0,071 \times 674243,55$$

$$= 47871,29205 \text{ Kg} = 469,617 \text{ KN}$$

Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen dan respon spektrum tertera pada Tabel 4.2 dan Tabel 4.3.

Tabel 4.2: Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen Model 1.

Arah Gempa	V_1 (KN)
Gempa X	468,515
Gempa Y	469,617

Tabel 4.3: Gaya geser hasil respon spektrum pada Model 1.

<i>Base Reactions</i>				
<i>OutputCase</i>	<i>CaseType</i>	<i>StepType</i>	<i>Global F_X</i>	<i>Global F_Y</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	KN	KN
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	365,621	117,335
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	118,123	362,790

Periksa:

- Arah X

$V_i < 0,85 V_I$, gunakan faktor skala.

$365,621 \text{ KN} < 0,85 \cdot 468,515 \text{ KN}$

$365,621 \text{ KN} < 398,238 \text{ KN}$ (gunakan faktor skala)

- Arah Y

$V_i < 0,85 V_I$, gunakan faktor skala.

$362,790 \text{ KN} < 0,85 \cdot 469,617 \text{ KN}$

$362,790 \text{ KN} < 399,175 \text{ KN}$ (gunakan faktor skala)

Dari perhitungan di atas diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen (V_1) untuk arah x, sehingga gaya gempa rencana yang diinput pada program analisis struktur harus dikalikan dengan faktor skala yang melebihi 1,00 sesuai arahnya. Berikut ini merupakan nilai faktor skala yang akan dikalikan dengan gaya gempa rencana.

Faktor skala : $0,85 \frac{V_1}{V_t} > 1$

$$\text{Gempa X} : 0,85 \frac{468,515}{365,62} > 1$$

$$1,089 > 1$$

$$\text{Gempa Y} : 0,85 \frac{469,617}{362,79} > 1$$

$$1,100 < 1$$

4.2.1.3 Penentuan Faktor Redundansi

Berdasarkan SNI 1726:2012 bahwasanya untuk struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan dipenuhi, dimana redundansi ρ diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi ini tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1,0 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.4 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.4: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi ρ 1,0 untuk Model 1.

Lantai	Vx	Vy	35% Vx Base Shear	35% Vx Base Shear	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
5	117,933	123,331	163,980	164,366	Tidak Oke	Tidak Oke
4	215,711	223,580	163,980	164,366	Oke	Oke
3	342,354	350,169	163,980	164,366	Oke	Oke
2	426,726	431,582	163,980	164,366	Oke	Oke
1	468,515	469,617	163,980	164,366	Oke	Oke

Dari tabel 4.4 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 5 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi ρ yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1,3.

4.2.1.4 Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.5 dan 4.6.

Tabel 4.5: Tabel gaya geser respon spektrum gempa x Model 1.

Tingkat	Tinggi (m)	Lokasi	V _x (KN)	V _y (KN)
5	18.4	Top	115,080	36,096
		Bottom	115,080	36,096
4	14.8	Top	193,925	60,886
		Bottom	193,925	60,886
3	11.2	Top	298,799	92,541
		Bottom	298,799	92,541
2	7.6	Top	368,684	116,091
		Bottom	368,684	116,091
1	4	Top	398,162	127,777
		Bottom	398,162	127,777
0	0	Top	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

Tabel 4.6: Tabel gaya geser respon spektrum gempa y Model 1.

Tingkat	Tinggi (m)	Lokasi	V _x (KN)	V _y (KN)
5	18.4	Top	38,418	115,586
		Bottom	38,418	115,586
4	14.8	Top	64,460	198,654
		Bottom	64,460	198,654
3	11.2	Top	97,777	296,236
		Bottom	97,777	296,236
2	7.6	Top	120,332	365,179
		Bottom	120,332	365,179
1	4	Top	129,933	399,069
		Bottom	129,933	399,069
0	0	Top	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

4.2.1.5 Nilai Simpangan

Berdasarkan peraturan SNI 1726-2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Pada Tabel 4.7 dan 4.8 tertera hasil nilai simpangan gedung untuk model 1.

Tabel 4.7: Nilai simpangan akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 Model 1.

Lantai	h (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
5	3600	13,49	6,38	74,20	35,11	12,69	4,04	55,38	OKE	OKE
4	3600	11,18	5,65	61,51	31,08	14,51	9,05	55,38	OKE	OKE
3	3600	8,55	4,01	47,00	22,03	17,73	7,20	55,38	OKE	OKE
2	3600	5,32	2,70	29,28	14,83	17,88	8,32	55,38	OKE	OKE
1	4000	2,07	1,18	11,40	6,51	11,40	6,51	61,54	OKE	OKE
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		

Tabel 4.8: Nilai simpangan gedung akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 Model 2.

Lantai	h (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
5	3600	4,42	21,12	24,29	116,18	4,17	13,35	55,38	OKE	OKE
4	3600	3,66	18,70	20,12	102,83	3,89	33,67	55,38	OKE	OKE
3	3600	2,95	12,58	16,23	69,16	6,10	23,01	55,38	OKE	OKE
2	3600	1,84	8,39	10,13	46,15	6,19	25,93	55,38	OKE	OKE
1	4000	0,72	3,68	3,94	20,22	3,94	20,22	61,54	OKE	OKE
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		

4.2.1.6 Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan

jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.9 dan 4.10.

Tabel 4.9: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 1.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (KN)	Beban Vertikal Total (KN)	Beban Vertikal Kumulatif (KN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
5	18,4	0,0127	115,080	855,043	855,043	0,00093	OK
4	14,8	0,0145	193,925	902,033	1757,076	0,00161	OK
3	11,2	0,0177	298,799	1590,351	3347,427	0,00322	OK
2	7,6	0,0179	368,684	1627,251	4974,678	0,00577	OK
1	4	0,0114	398,162	1639,651	6614,329	0,00861	OK

Tabel 4.10: Kontrol P-delta pada arah y Untuk Model 1.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_y (KN)	Beban Vertikal Total (KN)	Beban Vertikal Kumulatif (KN)	Stability Ratio (θ_y)	Cek
5	18.4	0.0134	115.586	855.043	855.043	0.00098	OK
4	14.8	0.0337	198.654	902.033	1757.076	0.00366	OK
3	11.2	0.0230	296.236	1590.351	3347.427	0.00422	OK
2	7.6	0.0259	365.179	1627.251	4974.678	0.00845	OK
1	4	0.0202	399.069	1639.651	6614.329	0.01523	OK

Dari Tabel 4.9 dan 4.10 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 1 dapat diabaikan.

4.2.1.7 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012 kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Untuk itu perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur gedung untuk mengetahui ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) atau tidak. Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 1 tertera pada Tabel 4.11 dan 4.12.

Tabel 4.11: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.

Lantai	Σk_{ix}	Σk_{iy}	X Direction		Y Direction	
	(KN/m)	(KN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
5	48424,406	40847,330	-	-	-	-
4	64260,831	46789,652	132,70%	132,70%	114,55%	114,55%
3	94590,755	61553,227	147,20%	167,88%	131,55%	140,47%
2	116024,079	68128,938	122,66%	167,93%	110,68%	137,00%
1	195111,340	97504,165	168,16%	212,95%	143,12%	165,76%

Tabel 4.12: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.

Lantai	Σk_{ix}	Σk_{iy}	X Direction		Y Direction	
	(KN/m)	(KN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
5	36463,023	42241,549	-	-	-	-
4	46713,469	50185,439	128,11%	128,11%	118,81%	118,81%
3	63903,143	71805,141	136,80%	153,66%	143,08%	155,38%
2	77120,596	77159,653	120,68%	157,30%	107,46%	140,95%
1	124267,649	108832,065	161,13%	198,58%	141,05%	163,94%

Dari Tabel 4.11 dan 4.12 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase kekakuan lateral tiap lantai yang kurang dari 70% untuk satu tingkat di atasnya ataupun kurang dari 80% untuk rata-rata tiga tingkat di atasnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur gedung pada Model 1 tidak memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) terhadap masing-masing arah.

4.2.1.8 Ketidakberaturan Torsi

Dari sub subbab 4.2.1.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 1 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Berdasarkan SNI 1726:2012 ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Ketidakberaturan torsi hanya berlaku untuk struktur dimana

diafragmanya kaku atau setengah kaku. Dikarenakan diafragma yang direncanakan pada pemodelan ini menggunakan diafragma kaku, maka harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 1 tertera pada Tabel 4.13 dan 4.14.

Tabel 4.13: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 1.

Lantai	Elevasi	Δx_{min}	Δx_{max}	Δ_{avg}	$1.2 * \Delta X_{avg}$	$1.4 * \Delta X_{avg}$	Ketidakberaturan Torsi	
	(mm)	(mm)	(mm)				Biasa (1a)	Berlebih (1b)
5	18,4	0,051	0,074	0,063	0,075	0,088	tidak	tidak
4	14,8	0,042	0,061	0,052	0,062	0,072	tidak	tidak
3	11,2	0,030	0,044	0,037	0,044	0,052	tidak	tidak
2	7,6	0,018	0,027	0,023	0,027	0,032	tidak	tidak
1	4	0,008	0,011	0,010	0,011	0,013	tidak	tidak

Tabel 4.14: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 1.

Lantai	Elevasi	Δx_{min}	Δx_{max}	Δ_{avg}	$1.2 * \Delta X_{avg}$	$1.4 * \Delta X_{avg}$	Ketidakberaturan Torsi	
	(mm)	(mm)	(mm)				Biasa (1a)	Berlebih (1b)
5	18,4	0,051	0,068	0,060	0,071	0,083	tidak	tidak
4	14,8	0,045	0,060	0,053	0,063	0,074	tidak	tidak
3	11,2	0,033	0,047	0,040	0,048	0,056	tidak	tidak
2	7,6	0,021	0,031	0,026	0,031	0,036	tidak	tidak
1	4	0,060	0,013	0,037	0,044	0,051	tidak	tidak

Dari Tabel 4.13 dan 4.14 dapat dilihat bahwa tidak ada simpangan antar lantai tingkat maksimum yang melebihi 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata. Sehingga struktur gedung pada Model 1 tidak memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x maupun gempa arah y.

4.2.1.9 Ketidakberaturan Massa

Berdasarkan SNI 1726:2012, dijelaskan bahwa ketidakberaturan massa didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang memiliki massa efektif lebih

dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Untuk itu perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur gedung apakah memiliki ketidakberaturan massa atau tidak. Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 1 dapat dilihat pada Tabel 4.15.

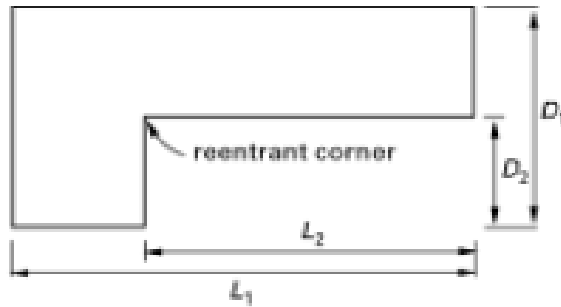
Tabel 4.15: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 1.

Lantai	Mass X (kg)	Mass Y (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
1	167140,82	167140,82	100,76%	100,76%	Tidak	Tidak
2	165876,75	165876,75	102,32%	102,32%	Tidak	Tidak
3	162115,28	162115,28	176,31%	176,31%	Ada	Ada
4	91950,39	91950,39	105,50%	105,50%	Tidak	Tidak
5	87160,31	87160,31	52,15%	52,15%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.15 dapat dilihat bahwa ada persentase massa efektif yang melebihi 150% dari tingkat di dekatnya baik arah x dan y. Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 13, dijelaskan bahwa struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya ketidakberaturan horizontal Tipe 2, 3, 4 atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 11 diijinkan menggunakan analisis gaya lateral ekuivalen. Pada struktur gedung untuk Model 1 nilai $T < 3,5 T_s$ ($0,895 < 3,458$) dan memiliki ketidakberaturan horizontal Tipe 2 (ketidakberaturan sudut dalam) yang dijelaskan pada subbab 4.2.1.10. Sehingga menggunakan analisis gaya lateral ekuivalen diijinkan.

4.2.1.10 Ketidakberaturan Sudut Dalam

Berdasarkan Tabel 2.3 dijelaskan bahwa ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan. Kontrol ketidakberaturan sudut dalam untuk model 1 dapat dilihat pada Tabel 4.16 dengan denah perhitungan sudut dalam dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1: Denah untuk perhitungan sudut dalam.

Syarat :

$$D_2 > 15\% D_1$$

$$L_2 > 15\% L_1$$

Tabel 4.16: Kontrol ketidakberaturan sudut dalam.

Story	L ₁ (m)	L ₂ (m)	D ₁ (m)	D ₂ (m)	15% L ₁	15% D ₁	D ₂ > 15% D ₁	L ₂ > 15% L ₁
1	25	15	20	10	3,75	3	10 > 3	15 > 3,75
2	25	15	20	10	3,75	3	10 > 3	15 > 3,75
3	25	15	20	10	3,75	3	10 > 3	15 > 3,75
4	25	15	20	10	3,75	3	10 > 3	15 > 3,75
5	25	15	20	10	3,75	3	10 > 3	15 > 3,75

Dari Tabel 4.16 dapat dilihat bahwa nilai D₂ lebih dari 15 persen D₁ dan L₂ lebih besar dari 15 persen L₁ disetiap lantai. Jadi struktur gedung ini memiliki ketidakberaturan sudut dalam.

4.2.1.11 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Berdasarkan Tabel 2.3 dijelaskan bahwa ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefenisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya. Kontrol ketidakberaturan dapat dilihat pada Tabel 4.17.

Tabel 4.17: Kontrol ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

Lantai	Luas Total Lantai (A_t) (m^2)	Luas Opening (A_o) (m^2)	Luas Lantai Netto (m^2)	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma
Lantai 5	200	30	170	Tidak
Lantai 4	200	30	170	Tidak
Lantai 3	350	30	320	Tidak
Lantai 2	350	30	320	Tidak
Lantai 1	350	30	320	Tidak

Dari Tabel 4.17 dapat dilihat bahwa tidak ada daerah yang terbuka melebihi 50 persen dari luas gedung, sehingga semua Model gedung tidak memiliki ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

4.2.1.12 Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang

Berdasarkan Tabel 2.3 dijelaskan bahwa ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal. Pada struktur bangunan untuk semua Model semua kolom dan dinding menerus dari lantai dasar sampai dengan lantai atap sehingga tidak terdapat ketidakberaturan horizontal pergeseran melintang terhadap bidang.

4.2.1.13 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel

Berdasarkan Tabel 2.3 dijelaskan bahwa ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem penahan gaya gempa. Pada struktur bangunan untuk semua Model elemen penahan gaya lateral vertikal paralel sehingga tidak terdapat ketidakberaturan sistem nonparalel.

4.2.1.14 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Berdasarkan Tabel 2.4 dijelaskan bahwa ketidakberaturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan gaya lateral lebih dari 130 persen dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa tingkat didekatnya.

Pada struktur bangunan untuk semua Model sistem penahan gaya gempa menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Dimensi yang digunakan sama pada semua lantai, sehingga bangunan ini tidak memiliki ketidakberaturan geometri vertikal.

4.2.1.15 Ketidakberaturan Diskontinuitas Arah Dalam Bidang

Berdasarkan Tabel 2.4 dijelaskan bahwa ketidakberaturan diskontinuitas arah dalam bidang didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat bawahnya. Pada struktur bangunan ini sistem penahan gaya gempa menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus jadi tidak terdapat ketidakberaturan diskontinuitas arah dalam bidang.

4.2.1.16 Kontrol Desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Dalam konsep kolom kuat – balok lemah, kerusakan pertama kali diharapkan terjadi pada balok terlebih dahulu agar tidak terjadi keruntuhan secara total. Berdasarkan SNI 7860:2015 struktur gedung baja harus diperiksa menurut ketentuan rasio momen yaitu hubungan antara balok dan kolom harus memiliki rasio momen yang menghasilkan jumlah kekuatan lentur kolom di atas dan di bawah joint dibagi jumlah kekuatan lentur balok pada joint yang sama harus lebih besar dari 1,0. Untuk itu perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 1.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

dimana:

$\sum M_{pc}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom di atas dan di bawah joint

$\sum M_{pb}$ = Jumlah kekuatan lentur ekspektasi balok pada lokasi sendi plastis

Nilai dari $\sum M_{pc}$ dan $\sum M_{pb}$ didapatkan dari perhitungan di bawah ini dengan menggunakan Pers. 2.48 dan Pers. 2.50. Untuk data property dan gaya aksial dapat dilihat pada Tabel 4.18 dan 4.19.

Tabel 4.18: Data properti kolom dan balok Model 1.

Elemen	Ag	d	b	tw	tf	Z	Fy
	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ³)	(KN/m ²)
K (dalam)	0,02958	0,414	0,405	0,018	0,028	0,00503	250000
B (dalam)	0,00634	0,35	0,715	0,007	0,011	0,00087	250000

Tabel 4.19: Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis Model 1.

Pu	Atas	Bawah
	1123,47	1342,67
Vu	Kanan	Kiri
	45,5	82,95

Data-data:

- $R_y = 1,5$ (ASTM A36/A36M, Tabel A3.1 SNI 7860:2015)
- $S_h = 0$ (Asumsi las, SNI 7972:2013 Pasal 10.8)
- $L_h = L - d_c - S_h = 5 - 0,414 - 0$
 $= 4,586 \text{ m}$ (kanan dan kiri)

dimana:

L_h = Jarak antara lokasi sendi plastis

L = Jarak antar kolom

d_c = Dua kali jarak dari pusat kolom ke sendi plastis

$$- V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h}$$

dimana:

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_b \\ &= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 250000 \cdot 0,00087 \\ &= 359,7 \text{ KN.m} \quad (\text{kanan dan kiri}) \end{aligned}$$

$$\bullet \sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$\bullet \sum M_{pb} = \sum (1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_b + M_v)$$

dimana:

Nilai M_v dapat dilihat pada Tabel 4.20.

Tabel 4.20: Momen tambahan akibat amplifikasi geser pada lokasi sendi plastis untuk Model 1.

M _v	kanan	Kiri
	41,890	49,642

$$\begin{aligned} * \sum M_{pc} &= \sum \left(0,00503 \left(250000 - \frac{1123,47}{0,02958} \right) \right) + \left(0,00503 \left(250000 - \frac{1343,67}{0,02958} \right) \right) \\ &= 2096,678 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \sum M_{pb} &= \sum (1,1 \cdot 1,5 \cdot 250000 \cdot 0,00087 + 41,890) + (1,1 \cdot 1,5 \cdot 250000 \cdot 0,00087 \\ &\quad + 41,890) \\ &= 803,181 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas di dapat nilai dari $\sum M_{pc}$ dan $\sum M_{pb}$ yang merupakan nilai yang menggunakan data yang diambil berdasarkan dari perkiraan kolom terlemah pada struktur Model 1. Rasio momen dari $\sum M_{pc}$ terhadap $\sum M_{pb}$ yang di dapat dari perhitungan akan dijadikan acuan untuk kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 1.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

$$\frac{2096,678}{803,181} > 1$$

$$2,61 > 1 \text{ (Oke)}$$

Nilai rasio momen yang didapat lebih besar dari 1,0 sehingga struktur gedung Model 1 sesuai dengan desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

4.2.2 Hasil Analisis Struktur Model 2

Pada Model 2 analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

4.2.2.1 Berat Struktur

Berat struktur didapat dari hasil pemodelan dengan menggunakan program analisis struktur. Perencana tidak melakukan perhitungan dengan menggunakan program analisis struktur. Tabel 4.21 menunjukkan besarnya massa, pusat massa

serta pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisa dinamik respon spektrum dengan menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.21: Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 2.

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	M	m	m	m
1	167140,82	167140,82	10,501	12,434	10,130	11,111
2	165876,75	165876,75	10,504	12,440	9,897	10,792
3	162115,28	162115,28	10,283	12,380	9,694	10,548
4	91916,48	91916,48	4,635	10,380	8,647	10,052
5	87160,31	87160,31	4,681	10,409	7,625	9,458
Jumlah	674209,64	674209,64				

Dari Tabel 4.21 dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan pada Model 2 memiliki eksentrisitas dikarenakan pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi sesuai dengan SNI 1726:2012.

4.2.2.2 Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan sub subbab 2.7, apabila kombinasi respon untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen (V_1), maka gaya geser lantai dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

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

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Berikut perhitungan gaya geser nominal (V_1) :

- Gempa Arah X

$$V_{1x} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{1x} = 0,058 \times 674209,64$$

$$= 39328,8956 \text{ Kg} = 385,816 \text{ KN}$$

- Gempa Arah Y

$$V_{Iy} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Iy} = 0,050 \times 674209,64$$

$$= 33823.22609 \text{ Kg} = 331,806 \text{ KN}$$

Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen dan respon spektrum tertera pada Tabel 4.22 dan Tabel 4.23.

Tabel 4.22: Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen Model 2.

Arah Gempa	V_1 (KN)
Gempa X	385,816
Gempa Y	331,806

Tabel 4.23: Gaya geser hasil respon spektrum pada Model 2.

<i>Base Reactions</i>				
<i>OutputCase</i>	<i>CaseType</i>	<i>StepType</i>	<i>Global F_X</i>	<i>Global F_Y</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	KN	KN
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	301,34	85,39
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	97,01	259,35

Periksa:

- Arah X

$$V_i < 0,85 V_I, \text{ gunakan faktor skala.}$$

$$301,34 \text{ KN} < 0,85 \cdot 385,816 \text{ KN}$$

$$301,34 \text{ KN} < 327,944 \text{ KN} \text{ (gunakan faktor skala)}$$

- Arah Y

$$V_i < 0,85 V_I, \text{ gunakan faktor skala.}$$

$$259,35 \text{ KN} < 0,85 \cdot 331,806 \text{ KN}$$

$$259,35 \text{ KN} < 285,032 \text{ KN} \text{ (gunakan faktor skala)}$$

Dari perhitungan di atas diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen (V_1) untuk arah x, sehingga gaya gempa rencana yang diinput pada program analisis struktur harus dikalikan dengan faktor skala yang melebihi

1,00 sesuai arahnya. Berikut ini merupakan nilai faktor skala yang akan dikalikan dengan gaya gempa rencana.

$$\text{Faktor skala} : 0,85 \frac{V_l}{V_t} > 1$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa X} & : 0,85 \frac{385,816}{301,34} > 1 \\ & 1,088 > 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa Y} & : 0,85 \frac{331,806}{259,35} > 1 \\ & 1,087 < 1 \end{aligned}$$

4.2.2.3 Penentuan Faktor Redundansi

Berdasarkan SNI 1726:2012 bahwasanya untuk struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub subbab 2.8.3 dipenuhi, dimana redundansi ρ diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi ini tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1,0 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.24 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.24: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi ρ 1,0 untuk Model 2.

Lantai	Vx	Vy	35% Vx Base Shear	35% Vx Base Shear	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
5	97,101	87,146	135,036	116,132	Tidak Oke	Tidak Oke
4	177,586	157,955	135,036	116,132	Oke	Oke
3	281,884	247,404	135,036	116,132	Oke	Oke
2	351,383	304,930	135,036	116,132	Oke	Oke
1	385,816	331,806	135,036	116,132	Oke	Oke

Dari tabel 4.24 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 5 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga

nilai faktor redundansi ρ yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1,3.

4.2.2.4 Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.25 dan 4.26.

Tabel 4.25: Tabel gaya geser respon spektrum gempa x Model 2.

Tingkat	Tinggi (m)	Lokasi	Vx (KN)	Vy (KN)
5	18.4	Top	94,730	26,557
		Bottom	94,730	26,557
4	14.8	Top	159,532	43,844
		Bottom	159,532	43,844
3	11.2	Top	246,016	66,649
		Bottom	246,016	66,649
2	7.6	Top	303,486	83,984
		Bottom	303,486	83,984
1	4	Top	327,853	92,908
		Bottom	327,853	92,908
0	0	Top	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

Tabel 4.26: Tabel gaya geser respon spektrum gempa y Model 2.

Tingkat	Tinggi (m)	Lokasi	Vx (KN)	Vy (KN)
5	18,4	Top	31,263	83,118
		Bottom	31,263	83,118
4	14,8	Top	52,412	140,690
		Bottom	52,412	140,690
3	11,2	Top	79,433	208,716
		Bottom	79,433	208,716
2	7,6	Top	97,644	257,066
		Bottom	97,644	257,066
1	4	Top	105,449	281,912
		Bottom	105,449	281,912
0	0	Top	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

4.2.2.5 Nilai Simpangan

Berdasarkan peraturan SNI 1726-2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Pada Tabel 4.27 dan 4.28 tertera hasil nilai simpangan gedung untuk model 2.

Tabel 4.27: Nilai simpangan akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 Model 2.

Lantai	h (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
5	3600	11,08	4,54	60,96	24,94	10,39	2,88	55,38	OKE	OKE
4	3600	9,20	4,01	50,57	22,07	11,91	6,14	55,38	OKE	OKE
3	3600	7,03	2,90	38,67	15,93	14,58	5,16	55,38	OKE	OKE
2	3600	4,38	1,96	24,09	10,76	14,71	6,03	55,38	OKE	OKE
1	4000	1,71	0,86	9,38	4,73	9,38	4,73	61,54	OKE	OKE
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		

Tabel 4.28: Nilai simpangan akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 Model 2.

Lantai	h (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
5	3600	3,58	14,83	19,67	81,57	3,36	9,39	14,83	OKE	OKE
4	3600	2,97	13,12	16,31	72,18	3,37	23,53	13,12	OKE	OKE
3	3600	2,35	8,85	12,95	48,65	4,87	16,15	8,85	OKE	OKE
2	3600	1,47	5,91	8,08	32,51	4,93	18,24	5,91	OKE	OKE
1	4000	0,57	2,59	3,15	14,26	3,15	14,26	2,59	OKE	OKE
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		

4.2.2.6 Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan

jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.29 dan 4.30.

Tabel 4.29: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 2.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (KN)	Beban Vertikal Total (KN)	Beban Vertikal Kumulatif (KN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
5	18,4	0,0104	94,730	855,043	855,043	0,00093	OK
4	14,8	0,0119	159,532	901,701	1756,743	0,00161	OK
3	11,2	0,0146	246,016	1590,351	3347,094	0,00322	OK
2	7,6	0,0147	303,486	1627,251	4974,345	0,00577	OK
1	4	0,0094	327,853	1639,651	6613,997	0,00860	OK

Tabel 4.30: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 2.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_y (KN)	Beban Vertikal Total (KN)	Beban Vertikal Kumulatif (KN)	Stability Ratio (θ_y)	Cek
5	18,4	0,0094	83,118	855,043	855,043	0,00095	OK
4	14,8	0,0235	140,690	901,701	1756,743	0,00361	OK
3	11,2	0,0161	208,716	1590,351	3347,094	0,00420	OK
2	7,6	0,0182	257,066	1627,251	4974,345	0,00845	OK
1	4	0,0143	281,912	1639,651	6613,997	0,01521	OK

Dari Tabel 4.29 dan 4.30 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 1 dapat diabaikan.

4.2.2.7 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012 kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Untuk itu perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur gedung untuk mengetahui ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) atau tidak. Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 2 tertera pada Tabel 4.31 dan 4.32.

Tabel 4.31: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x Model 2.

Lantai	Σk_{ix}	Σk_{iy}	X Direction		Y Direction	
	(KN/m)	(KN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
5	48686,311	40618,156	-	-	-	-
4	64526,532	46381,121	132,54%	132,54%	114,19%	114,19%
3	94927,360	61149,712	147,11%	167,70%	131,84%	140,58%
2	116373,721	65880,644	122,59%	167,73%	107,74%	133,41%
1	195785,207	95770,396	168,24%	212,94%	145,37%	165,68%

Tabel 4.32: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y Model 2.

Lantai	Σk_{ix}	Σk_{iy}	X Direction		Y Direction	
	(KN/m)	(KN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
5	37703,851	42626,070	-	-	-	-
4	48622,817	50302,316	128,96%	128,96%	118,01%	118,01%
3	67322,403	70434,834	138,46%	155,97%	140,02%	151,59%
2	81035,808	75694,204	120,37%	158,22%	107,47%	139,00%
1	130177,768	107257,581	160,64%	198,26%	141,70%	163,81%

Dari Tabel 4.31 dan 4.32 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase kekakuan lateral tiap lantai yang kurang dari 70% untuk satu tingkat di atasnya ataupun kurang dari 80% untuk rata-rata tiga tingkat di atasnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur gedung pada Model 2 tidak memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) terhadap masing-masing arah.

4.2.2.8 Ketidakberaturan Torsi

Dari sub subbab 4.2.1.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 2 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Berdasarkan SNI 1726:2012 ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung melintang

terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Ketidakberaturan torsi hanya berlaku untuk struktur dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku. Dikarenakan diafragma yang direncanakan pada pemodelan ini menggunakan diafragma kaku, maka harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 2 tertera pada Tabel 4.33 dan 4.34.

Tabel 4.33: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 2.

Lantai	Elevasi	Δx_{min}	Δx_{max}	Δ_{avg}	$1.2 * \Delta X_{avg}$	$1.4 * \Delta X_{avg}$	Ketidakberaturan Torsi	
	(mm)	(mm)	(mm)				Biasa (1a)	Berlebih (1b)
5	18,4	0,049	0,073	0,061	0,073	0,085	tidak	tidak
4	14,8	0,041	0,060	0,051	0,061	0,071	tidak	tidak
3	11,2	0,037	0,043	0,040	0,048	0,056	tidak	tidak
2	7,6	0,019	0,027	0,023	0,028	0,032	tidak	tidak
1	4	0,007	0,010	0,009	0,010	0,012	tidak	tidak

Tabel 4.34: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 2.

Lantai	Elevasi	Δx_{min}	Δx_{max}	Δ_{avg}	$1.2 * \Delta X_{avg}$	$1.4 * \Delta X_{avg}$	Ketidakberaturan Torsi	
	(mm)	(mm)	(mm)				Biasa (1a)	Berlebih (1b)
5	18,4	0,051	0,060	0,056	0,067	0,078	tidak	tidak
4	14,8	0,045	0,060	0,053	0,063	0,074	tidak	tidak
3	11,2	0,032	0,047	0,040	0,047	0,055	tidak	tidak
2	7,6	0,021	0,031	0,026	0,031	0,036	tidak	tidak
1	4	0,009	0,013	0,011	0,013	0,015	tidak	tidak

Dari Tabel 4.33 dan 4.34 dapat dilihat bahwa tidak ada simpangan antar lantai tingkat maksimum yang melebihi 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata. Sehingga struktur gedung pada Model 2 tidak memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x maupun gempa arah y.

4.2.2.9 Ketidakberaturan Massa

Berdasarkan SNI 1726:2012, dijelaskan bahwa ketidakberaturan massa didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang memiliki massa efektif lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Untuk itu perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur gedung apakah memiliki ketidakberaturan massa atau tidak. Pemodelan ini diharuskan untuk memeriksa ketidakberaturan massa dikarenakan penggunaan beban hidup yang beragam di setiap lantai. Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 2 dapat dilihat pada Tabel 4.35.

Tabel 4.35: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 2.

Lantai	Mass X (kg)	Mass Y (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
1	167140,82	167140,82	100,76%	100,76%	Tidak	Tidak
2	165876,75	165876,75	102,32%	102,32%	Tidak	Tidak
3	162115,28	162115,28	176,37%	176,37%	Ada	Ada
4	91916,48	91916,48	105,46%	105,46%	Tidak	Tidak
5	87160,31	87160,31	52,15%	52,15%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.35 dapat dilihat bahwa ada persentase massa efektif yang melebihi 150% dari tingkat di dekatnya baik arah x dan y. Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 13, dijelaskan bahwa struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya ketidakberaturan horizontal Tipe 2, 3, 4 atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 11 diijinkan menggunakan analisis gaya lateral ekuivalen. Pada struktur gedung untuk Model 1 nilai $T < 3,5 T_s$ ($0,895 < 3,458$) dan memiliki ketidakberaturan horizontal Tipe 2 (ketidakberaturan sudut dalam) yang telah dijelaskan pada subbab 4.2.1.10. Sehingga menggunakan analisis gaya lateral ekuivalen diijinkan.

4.2.2.10 Kontrol Desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Dalam konsep kolom kuat – balok lemah, kerusakan pertama kali diharapkan terjadi pada balok terlebih dahulu agar tidak terjadi keruntuhan secara total. Berdasarkan SNI 7860:2015 struktur gedung baja harus diperiksa menurut ketentuan rasio momen yaitu hubungan antara balok dan kolom harus memiliki rasio momen yang menghasilkan jumlah kekuatan lentur kolom di atas dan di bawah joint dibagi jumlah kekuatan lentur balok pada joint yang sama harus lebih besar dari 1,0. Untuk itu perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 2.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

dimana:

$\sum M_{pc}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom di atas dan di bawah joint

$\sum M_{pb}$ = Jumlah kekuatan lentur ekspektasi balok pada lokasi sendi plastis

Nilai dari $\sum M_{pc}$ dan $\sum M_{pb}$ didapatkan dari perhitungan di bawah ini dengan menggunakan Pers. 2.48 dan 2.50. Data properti dan gaya aksial dapat dilihat pada Tabel 4.36 dan 4.37.

Tabel 4.36: Data properti kolom dan balok Model 2.

Elemen	Ag	d	b	tw	tf	Z	Fy
	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ³)	(KN/m ²)
K (dalam)	0,02958	0,414	0,405	0,018	0,028	0,00503	250000
B (dalam)	0,00634	0,35	0,715	0,007	0,011	0,00087	250000

Tabel 4.37: Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis Model 2.

Pu	Atas	Bawah
	1079,92	1287,95
Vu	Kanan	Kiri
	42,91	80,01

Data-data:

- $R_y = 1,5$ (ASTM A36/A36M, Tabel A3.1 SNI 7860:2015)

$$\begin{aligned}
 - S_h &= 0 && \text{(Asumsi las, SNI 7972:2013 Pasal 10.8)} \\
 - L_h &= L - d_c - S_h &= 5 - 0,414 - 0 \\
 &= 4,586 \text{ m} && \text{(kanan dan kiri)}
 \end{aligned}$$

dimana:

L_h = Jarak antara lokasi sendi plastis

L = Jarak antar kolom

d_c = Dua kali jarak dari pusat kolom ke sendi plastis

$$- V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h}$$

dimana:

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_b \\
 &= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 250000 \cdot 0,00087 \\
 &= 359,24 \text{ KNm} \quad \text{(kanan dan kiri)}
 \end{aligned}$$

- $\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$
- $\sum M_{pb} = \sum (1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_b + M_v)$

dimana:

Nilai M_v dapat dilihat pada Tabel 4.38.

Tabel 4.38: Momen tambahan akibat amplifikasi geser pada lokasi sendi plastis untuk Model 2.

M_v	kanan	kiri
	41,365	49,045

$$\begin{aligned}
 * \sum M_{pc} &= \sum \left(0,00503 \left(250000 - \frac{1079,92}{0,02958} \right) \right) + \left(0,00503 \left(250000 - \frac{1287,95}{0,02958} \right) \right) \\
 &= 2113,568 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 * \sum M_{pb} &= \sum (1,1 \cdot 1,5 \cdot 250000 \cdot 0,00087 + 41,365) + (1,1 \cdot 1,5 \cdot 250000 \cdot 0,00087 \\
 &\quad + 41,365) \\
 &= 802,378 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas di dapat nilai dari $\sum M_{pc}$ dan $\sum M_{pb}$ yang merupakan nilai yang menggunakan data yang diambil berdasarkan dari perkiraan kolom terlemah pada struktur Model 2. Rasio momen dari $\sum M_{pc}$ terhadap $\sum M_{pb}$ yang di

dapat dari perhitungan akan dijadikan acuan untuk kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 2.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

$$\frac{2113,568}{803,378} > 1$$

$$2,63 > 1 \text{ (Oke)}$$

Nilai rasio momen yang didapat lebih besar dari 1,0 sehingga struktur gedung Model 2 sesuai dengan desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

4.2.3 Hasil Analisis Struktur pada Model 3

Pada Model 3 analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

4.2.3.1 Berat Struktur

Berat struktur didapat dari hasil pemodelan dengan menggunakan program analisis struktur. Perencana melakukan perhitungan dengan menggunakan program analisis struktur. Tabel 4.39 menunjukkan besarnya massa, pusat massa serta pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisa dinamik respon spektrum dengan menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.39: Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan.

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
1	167140,82	167140,82	10,501	12,434	10,130	11,111
2	165876,75	165876,75	10,504	12,440	9,897	10,792
3	162115,28	162115,28	10,283	12,380	9,694	10,548
4	91916,48	91916,48	4,635	10,380	8,647	10,052
5	87160,31	87160,31	4,681	10,409	7,625	9,458
Jumlah	674209,64	674209,64				

Dari Tabel 4.39 dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan pada tanah keras memiliki eksentrisitas dikarenakan pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak

sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi sesuai dengan SNI 1726:2012.

4.2.3.2 Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan sub subbab 2.7, apabila kombinasi respon untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen (V_1), maka gaya geser lantai dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

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

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Berikut perhitungan gaya geser nominal (V_1)

- Gempa Arah X

$$V_{Ix} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Ix} = 0,050 \times 674209,64$$

$$= 33710,482 \text{ Kg} = 330,700 \text{ KN}$$

- Gempa Arah Y

$$V_{Iy} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Iy} = 0,042 \times 674209,64$$

$$= 28249,00726 \text{ Kg} = 277,123 \text{ KN}$$

Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen dan respon spektrum tertera pada Tabel 4.40 dan Tabel 4.41.

Tabel 4.40: Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen Model 3.

Arah Gempa	V_1 (KN)
Gempa X	330,700
Gempa Y	277,123

Tabel 4.41: Gaya geser hasil respon spektrum *output* Model 3.

<i>Base Reactions</i>				
<i>OutputCase</i>	<i>CaseType</i>	<i>StepType</i>	<i>Global F_X</i>	<i>Global F_Y</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	KN	KN
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	281,34	78,08
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	90,11	235,18

Periksa:

- Arah X

$V_t < 0,85 V_l$, gunakan faktor skala.

$281,340 \text{ KN} < 0,85 \cdot 330,700 \text{ KN}$

$281,340 \text{ KN} > 281,095 \text{ KN}$ (tidak gunakan faktor skala)

- Arah Y

$V_t < 0,85 V_l$, gunakan faktor skala.

$235,18 \text{ KN} < 0,85 \times 277,123 \text{ KN}$

$235,18 \text{ KN} < 235,554 \text{ KN}$ (gunakan faktor skala)

Dari perhitungan di atas diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen (V_l) untuk arah x, sehingga gaya gempa rencana yang diinput pada program analisis struktur harus dikalikan dengan faktor skala yang melebihi 1,00 sesuai arahnya. Berikut ini merupakan nilai faktor skala yang akan dikalikan dengan gaya gempa rencana.

$$\text{Faktor skala} : 0,85 \frac{V_l}{V_t} > 1$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa X} & : 0,85 \frac{330,700}{281,340} > 1 \\ & 0,99 < 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa Y} & : 0,85 \frac{277,123}{235,18} > 1 \\ & 1,002 < 1 \end{aligned}$$

4.2.3.3 Penentuan Faktor Redundansi

Berdasarkan SNI 1726:2012 bahwasanya untuk struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub subbab 2.8.3 dipenuhi, dimana redundansi ρ diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi ini tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1,0 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.42 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.42: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi ρ 1,0 untuk Model 3.

Lantai	V _x	V _y	35% V _x Base Shear	35% V _x Base Shear	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
5	83,229	72,784	115,745	96,993	Tidak Oke	Tidak Oke
4	152,217	131,924	115,745	96,993	Oke	Oke
3	241,615	206,630	115,745	96,993	Oke	Oke
2	301,186	254,676	115,745	96,993	Oke	Oke
1	330,700	277,123	115,745	96,993	Oke	Oke

Dari tabel 4.42 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 5 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi ρ yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1,3.

4.2.3.4 Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.43 dan 4.44.

Tabel 4.43: Tabel gaya geser respon spektrum gempa x Model 3.

Tingkat	Tinggi (m)	Lokasi	Vx (KN)	Vy (KN)
5	18,4	Top	74,584	20,516
		Bottom	74,584	20,516
4	14,8	Top	125,592	33,741
		Bottom	125,592	33,741
3	11,2	Top	193,686	51,285
		Bottom	193,686	51,285
2	7,6	Top	238,919	64,691
		Bottom	238,919	64,691
1	4	Top	258,111	71,631
		Bottom	258,111	71,631
0	0	Top	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

Tabel 4.44: Tabel gaya geser respon spektrum gempa y Model 3.

Tingkat	Tinggi (m)	Lokasi	Vx (KN)	Vy (KN)
5	18,4	Top	24,685	64,246
		Bottom	24,685	64,246
4	14,8	Top	41,380	108,458
		Bottom	41,380	108,458
3	11,2	Top	62,701	160,703
		Bottom	62,701	160,703
2	7,6	Top	77,061	197,925
		Bottom	77,061	197,925
1	4	Top	83,221	217,192
		Bottom	83,221	217,192
0	0	Top	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

4.2.3.5 Nilai Simpangan

Berdasarkan peraturan SNI 1726-2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Pada Tabel 4.45 dan 4.46 tertera hasil nilai simpangan gedung untuk model 3.

Tabel 4.45: Nilai simpangan akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 Model 3.

Lantai	h (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
5	3600	8,73	3,48	47,99	19,14	8,18	2,21	55,38	OKE	OKE
4	3600	7,24	3,08	39,81	16,93	9,37	4,66	55,38	OKE	OKE
3	3600	5,53	2,23	30,44	12,27	11,47	3,98	55,38	OKE	OKE
2	3600	3,45	1,51	18,96	8,29	11,58	4,65	55,38	OKE	OKE
1	4000	1,34	0,66	7,39	3,65	7,39	3,65	61,54	OKE	OKE
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		

Tabel 4.46: Nilai simpangan akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 Model 3.

Lantai	h (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
5	3600	2,82	11,41	15,52	62,77	2,65	7,23	55,38	OKE	OKE
4	3600	2,34	10,10	12,88	55,54	2,68	18,09	55,38	OKE	OKE
3	3600	1,85	6,81	10,19	37,46	3,84	12,43	55,38	OKE	OKE
2	3600	1,16	4,55	6,36	25,03	3,89	14,04	55,38	OKE	OKE
1	4000	0,45	2,00	2,48	10,98	2,48	10,98	61,54	OKE	OKE
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		

4.2.3.6 Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.47 dan 4.48.

Tabel 4.47: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 3.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (KN)	Beban Vertikal Total (KN)	Beban Vertikal Kumulatif (KN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
5	18,4	0,0082	74,584	855,043	855,043	0,00093	OK
4	14,8	0,0094	125,592	901,701	1756,743	0,00161	OK
3	11,2	0,0115	193,686	1590,351	3347,094	0,00322	OK
2	7,6	0,0116	238,919	1627,251	4974,345	0,00577	OK
1	4	0,0074	258,111	1639,651	6613,997	0,00860	OK

Tabel 4.48: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 3.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_y (KN)	Beban Vertikal Total (KN)	Beban Vertikal Kumulatif (KN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
5	18,4	0,0072	64,246	855,043	855,043	0,00095	OK
4	14,8	0,0181	108,458	901,701	1756,743	0,00360	OK
3	11,2	0,0124	160,703	1590,351	3347,094	0,00420	OK
2	7,6	0,0140	197,925	1627,251	4974,345	0,00844	OK
1	4	0,0110	217,192	1639,651	6613,997	0,01520	OK

Dari Tabel 4.47 dan 4.48 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 1 dapat diabaikan.

4.2.3.7 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012 kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Untuk itu perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur gedung untuk mengetahui ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) atau tidak. Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 3 tertera pada Tabel 4.49 dan 4.50.

Tabel 4.49: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x Model 3.

Lantai	Σk_{ix}	Σk_{iy}	X Direction		Y Direction	
	(KN/m)	(KN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
5	48696,67	40563,181	-	-	-	-
4	64540,164	46308,002	132,54%	132,54%	114,16%	114,16%
3	94965,277	60482,749	147,14%	167,73%	130,61%	139,25%
2	116418,963	65149,702	122,59%	167,75%	107,72%	132,64%
1	195878,082	94906,402	168,25%	212,97%	145,67%	165,59%

Tabel 4.50: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y Model 3.

Lantai	Σk_{ix}	Σk_{iy}	X Direction		Y Direction	
	(KN/m)	(KN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
5	37875,873	42690,813	-	-	-	-
4	48906,470	50324,186	129,12%	129,12%	117,88%	117,88%
3	67871,559	70165,449	138,78%	156,42%	139,43%	150,87%
2	81667,440	75411,200	120,33%	158,42%	107,48%	138,64%
1	131132,628	106948,434	160,57%	198,24%	141,82%	163,78%

Dari Tabel 4.49 dan 4.50 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase kekakuan lateral tiap lantai yang kurang dari 70% untuk satu tingkat di atasnya ataupun kurang dari 80% untuk rata-rata tiga tingkat di atasnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur gedung pada Model 3 tidak memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) terhadap masing-masing arah.

4.2.3.8 Ketidakberaturan Torsi

Dari subbab 4.2.1.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 23 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Berdasarkan SNI 1726:2012 ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung melintang terhadap sumbu lebih

dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Ketidakberaturan torsi hanya berlaku untuk struktur dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku. Dikarenakan diafragma yang direncanakan pada pemodelan ini menggunakan diafragma kaku, maka harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 3 tertera pada Tabel 4.51 dan 4.52.

Tabel 4.51: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 3.

Lantai	Elevasi	Δx_{min}	Δx_{max}	Δ_{avg}	$1.2 * \Delta X_{avg}$	$1.4 * \Delta X_{avg}$	Ketidakberaturan Torsi	
	(mm)	(mm)	(mm)				Biasa (1a)	Berlebih (1b)
5	18,4	0,050	0,074	0,062	0,074	0,087	tidak	tidak
4	14,8	0,041	0,061	0,051	0,061	0,071	tidak	tidak
3	11,2	0,030	0,044	0,037	0,044	0,052	tidak	tidak
2	7,6	0,018	0,027	0,023	0,027	0,032	tidak	tidak
1	4	0,008	0,011	0,010	0,011	0,013	tidak	tidak

Tabel 4.52: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 3.

Lantai	Elevasi	Δx_{min}	Δx_{max}	Δ_{avg}	$1.2 * \Delta X_{avg}$	$1.4 * \Delta X_{avg}$	Ketidakberaturan Torsi	
	(mm)	(mm)	(mm)				Biasa (1a)	Berlebih (1b)
5	18,4	0,051	0,068	0,060	0,071	0,083	tidak	tidak
4	14,8	0,045	0,060	0,053	0,063	0,074	tidak	tidak
3	11,2	0,033	0,046	0,040	0,047	0,055	tidak	tidak
2	7,6	0,023	0,031	0,027	0,032	0,038	tidak	tidak
1	4	0,009	0,013	0,011	0,013	0,015	tidak	tidak

Dari Tabel 4.51 dan 4.52 dapat dilihat bahwa tidak ada simpangan antar lantai tingkat maksimum yang melebihi 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata. Sehingga struktur gedung pada Model 3 tidak memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x maupun gempa arah y.

4.2.3.9 Ketidakberaturan Massa

Berdasarkan SNI 1726:2012, dijelaskan bahwa ketidakberaturan massa didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang memiliki massa efektif lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Untuk itu perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur gedung apakah memiliki ketidakberaturan massa atau tidak. Pemodelan ini diharuskan untuk memeriksa ketidakberaturan massa dikarenakan penggunaan beban hidup yang beragam di setiap lantai. Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 3 dapat dilihat pada Tabel 4.53.

Tabel 4.53: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 3.

Lantai	Mass X (kg)	Mass Y (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
1	167140,82	167140,82	100,76%	100,76%	Tidak	Tidak
2	165876,75	165876,75	102,32%	102,32%	Tidak	Tidak
3	162115,28	162115,28	176,37%	176,37%	Ada	Ada
4	91916,48	91916,48	105,46%	105,46%	Tidak	Tidak
5	87160,31	87160,31	52,15%	52,15%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.53 dapat dilihat bahwa ada persentase massa efektif yang melebihi 150% dari tingkat di dekatnya baik arah x dan y. Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 13, dijelaskan bahwa struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya ketidakberaturan horizontal Tipe 2, 3, 4 atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 11 diijinkan menggunakan analisis gaya lateral ekuivalen. Pada struktur gedung untuk Model 3 nilai $T < 3,5 T_s$ ($0,895 < 2,625$) dan memiliki ketidakberaturan horizontal Tipe 2 (ketidakberaturan sudut dalam) yang telah dijelaskan pada subbab 4.2.1.10. Sehingga menggunakan analisis gaya lateral ekuivalen diijinkan.

4.2.3.10 Kontrol Desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Dalam konsep kolom kuat – balok lemah, kerusakan pertama kali diharapkan terjadi pada balok terlebih dahulu agar tidak terjadi keruntuhan secara total. Berdasarkan SNI 7860:2015 struktur gedung baja harus diperiksa menurut ketentuan rasio momen yaitu hubungan antara balok dan kolom harus memiliki rasio momen yang menghasilkan jumlah kekuatan lentur kolom di atas dan di bawah joint dibagi jumlah kekuatan lentur balok pada joint yang sama harus lebih besar dari 1,0. Untuk itu perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 3.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

dimana:

$\sum M_{pc}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom di atas dan di bawah joint

$\sum M_{pb}$ = Jumlah kekuatan lentur ekspektasi balok pada lokasi sendi plastis

Nilai dari $\sum M_{pc}$ dan $\sum M_{pb}$ didapatkan dari perhitungan di bawah ini dengan menggunakan Pers. 2.48 dan Pers. 2.50. Data properti dan gaya aksial dapat dilihat pada Tabel 4.54 dan 4.55.

Tabel 4.54: Data properti kolom dan balok Model 3.

Elemen	Ag (m ²)	d (m)	b (m)	tw (m)	tf (m)	Z (m ³)	Fy (KN/m ²)
K (dalam)	0,02958	0,414	0,405	0,018	0,028	0,00503	250000
B (dalam)	0,00634	0,35	0,715	0,007	0,011	0,00087	250000

Tabel 4.55: Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis.

Pu	Atas	Bawah
	1053,25	1254,45
Vu	Kanan	Kiri
	40,61	77,63

Data-data:

- $R_y = 1,5$ (ASTM A36/A36M, Tabel A3.1 SNI 7860:2015)
- $S_h = 0$ (Asumsi las, SNI 7972:2013 Pasal 10.8)
- $L_h = L - d_c - S_h = 5 - 0,414 - 0$
 $= 4,586 \text{ m}$ (kanan dan kiri)

dimana:

$L_h =$ Jarak antara lokasi sendi plastis

$L =$ Jarak antar kolom

$d_c =$ Dua kali jarak dari pusat kolom ke sendi plastis

$$- V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h}$$

dimana:

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_b \\ &= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 250000 \cdot 0,00087 \\ &= 359,824 \text{ KNm} \quad (\text{kanan dan kiri}) \end{aligned}$$

- $\sum M_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g})$
- $\sum M_{pb} = \sum (1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_b + M_v)$

dimana:

Nilai M_v dapat dilihat pada Tabel 4.56.

Tabel 4.56: Momen tambahan akibat amplifikasi geser pada lokasi sendi plastis.

M_v	kanan	kiri
	40,889	48,552

$$\begin{aligned} * \sum M_{pc} &= \sum (0,00503 (250000 - \frac{1053,25}{0,02958})) + (0,00503 (250000 - \frac{1254,45}{0,02958})) \\ &= 2123,806 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \sum M_{pb} &= \sum (1,1 \cdot 1,5 \cdot 250000 \cdot 0,00087 + 40,889) + (1,1 \cdot 1,5 \cdot 250000 \cdot 0,00087 \\ &\quad + 40,889) \\ &= 801,426 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas di dapat nilai dari $\sum M_{pc}$ dan $\sum M_{pb}$ yang merupakan nilai yang menggunakan data yang diambil berdasarkan dari perkiraan kolom

terlemah pada struktur Model 3. Rasio momen dari $\sum M_{pc}$ terhadap $\sum M_{pb}$ yang di dapat dari perhitungan akan dijadikan acuan untuk kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 3.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

$$\frac{2123,806}{801,426} > 1$$

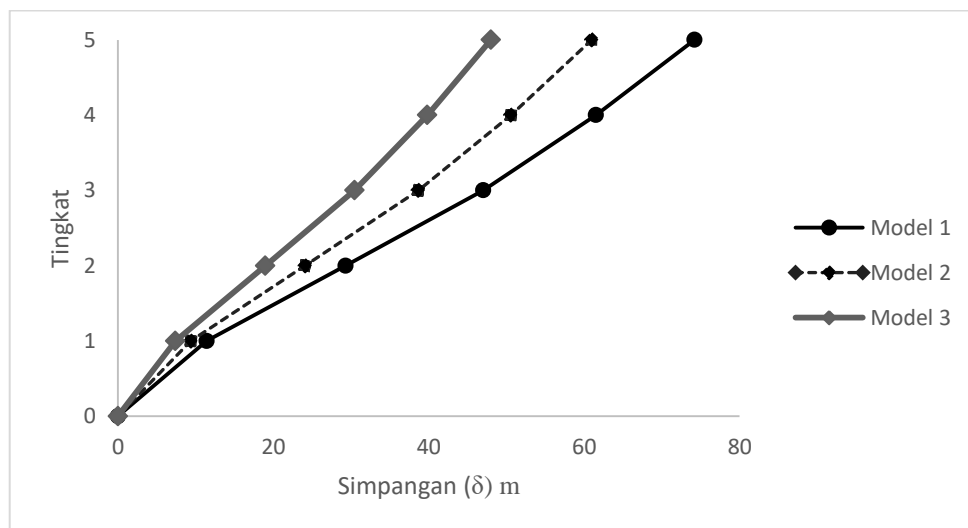
$$2,65 > 1 \text{ (Oke)}$$

Nilai rasio momen yang didapat lebih besar dari 1,0 sehingga struktur gedung Model 3 sesuai dengan desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

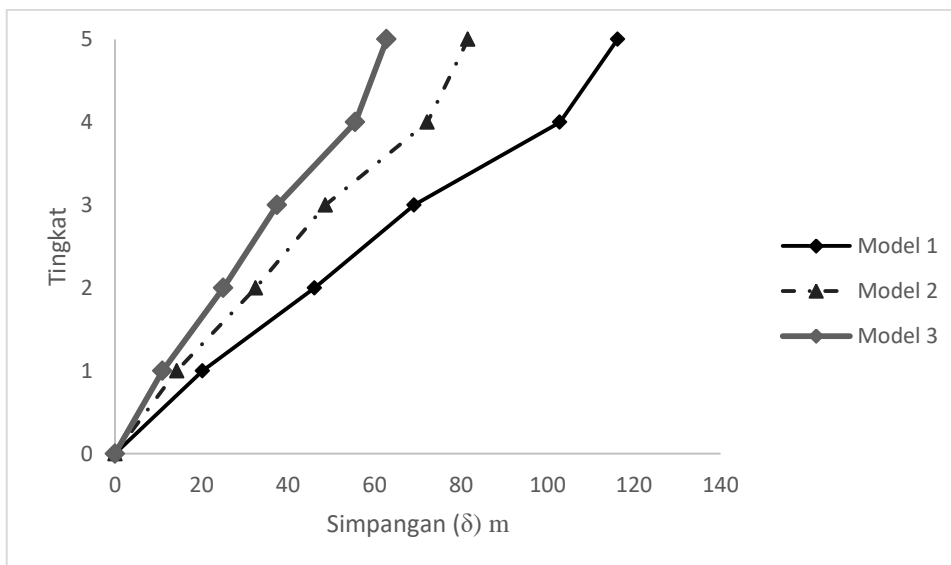
4.3 Rangkuman Grafik Perbandingan

4.3.1 Perbandingan Grafik Simpangan Antar Lantai

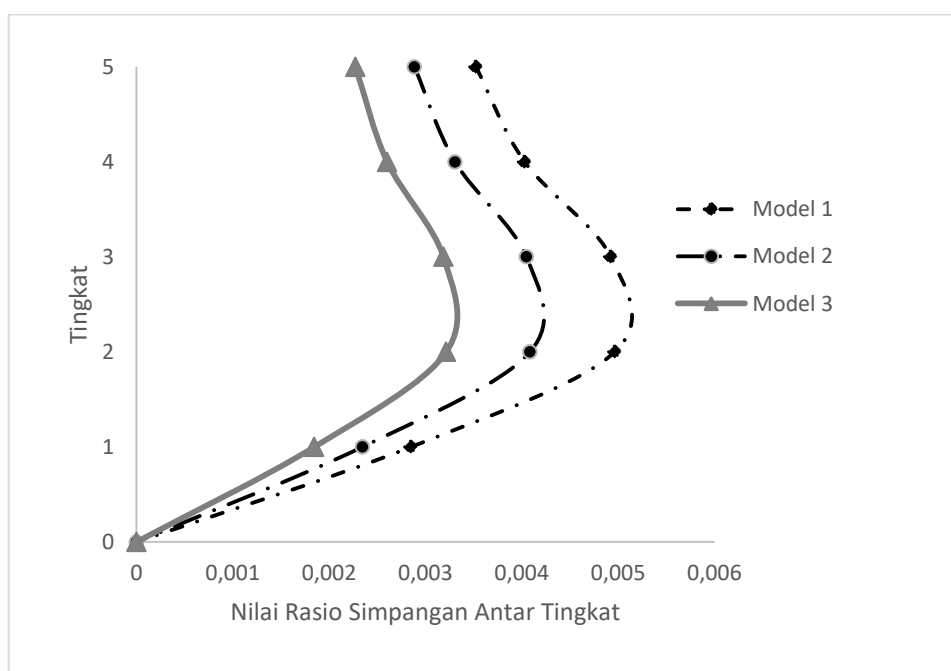
Berikut ini disajikan perbandingan grafik simpangan terhadap ketinggian lantai gedung antara Model 1, 2, dan 3 yang dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan 4.3. Serta disajikan rasio simpangan antar lantai pada Gambar 4.4 dan 4.5.



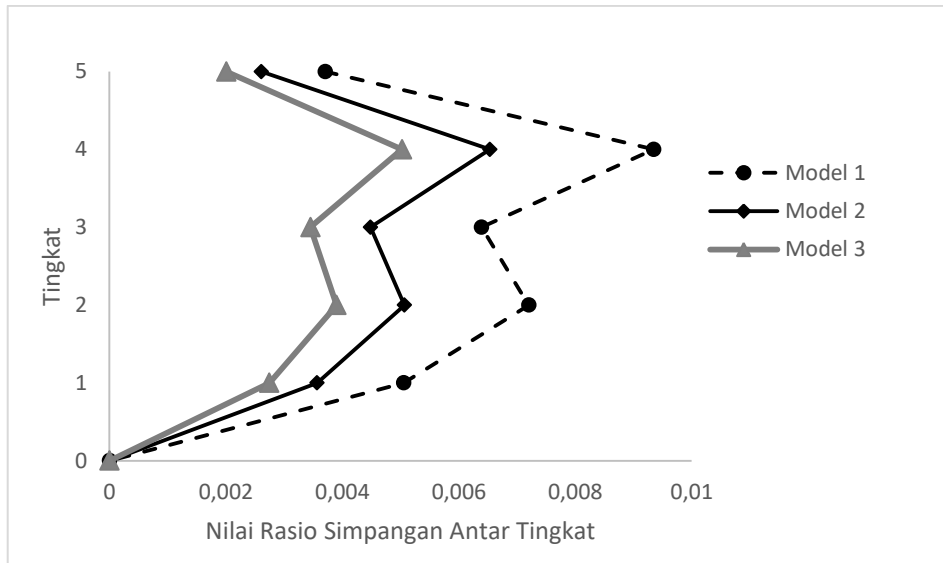
Gambar 4.2: Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x antara Model 1, 2, dan 3.



Gambar 4.3: Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu y antara Model 1 2, dan 3.



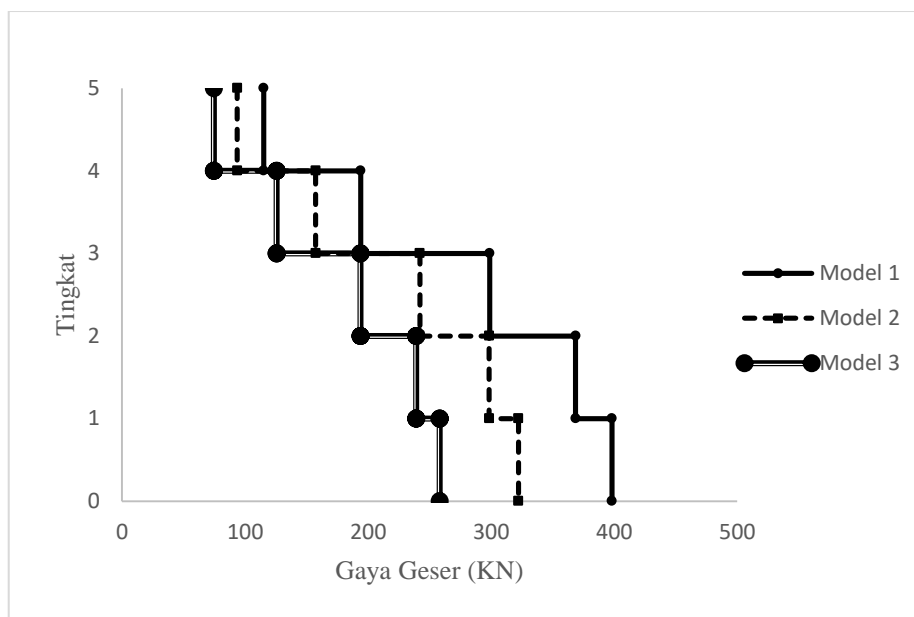
Gambar 4.4: Perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu x antara Model 1, 2, dan 3.



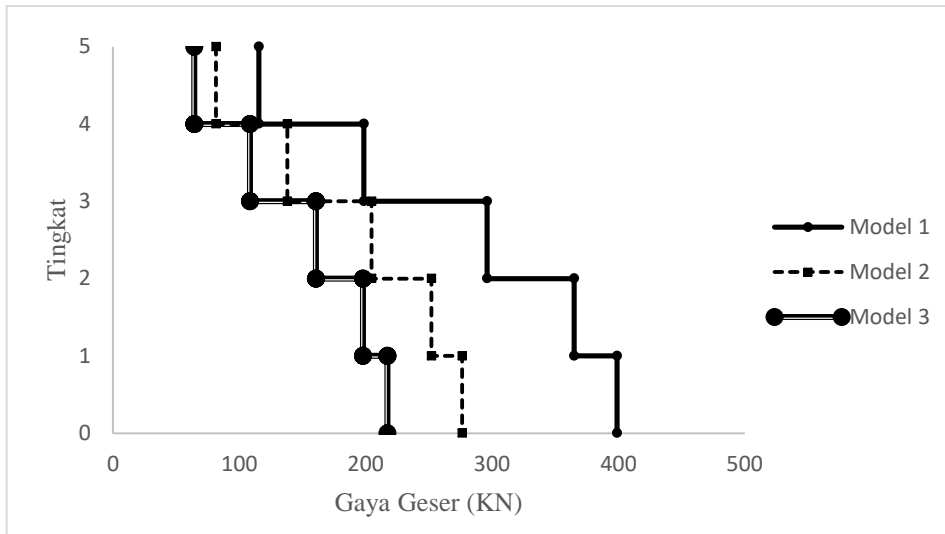
Gambar 4.5: Perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu y antara Model 1, 2, dan 3.

4.3.2 Perbandingan Grafik Gaya Geser Lantai

Berikut ini disajikan perbandingan grafik gaya geser lantai terhadap ketinggian lantai gedung antara Model 1, 2, dan 3 yang dapat dilihat pada Gambar 4.6 dan 4.7.



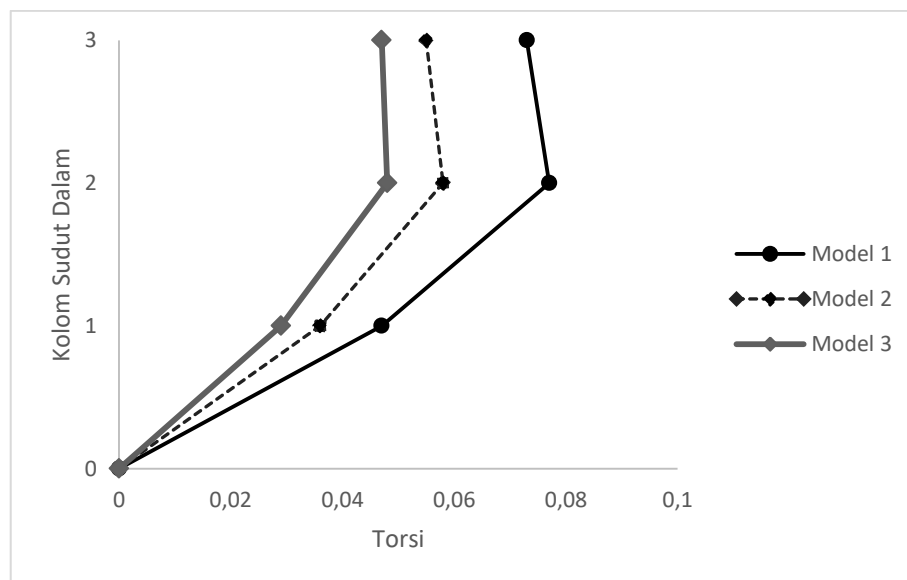
Gambar 4.6: Perbandingan gaya geser lantai respon spektrum sumbu x antara Model 1, 2, dan 3.



Gambar 4.7: Perbandingan gaya geser lantai respon spektrum sumbu y antara Model 1, 2, dan 3.

4.3.3 Grafik Perbandingan Gaya Dalam Torsi Pada Kolom Sudut Dalam

Berikut ini disajikan perbandingan grafik gaya dalam torsi terhadap pada kolom di sudut dalam yang dapat dilihat pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8: Perbandingan Torsi kolom sudut dalam pada Model 1, 2, dan 3.

4.4 Perencanaan Struktur

4.4.1 Balok Induk

Balok induk direncanakan sama untuk semua jenis model dan pada semua lantai menggunakan profil WF 350 x 175 x 7 x 11 dengan F_y 250 Mpa (BJ 41).

4.4.1.1 Balok Induk Model 1

Berikut ini merupakan perencanaan balok induk pada lantai 1-5. Dari hasil output program analisa struktur kombinasi terbesar terdapat pada lantai 1-5 diperoleh :

M_u : 182,346 KN.m

V_u : 314,623 KN

Balok induk dengan bentang 5 m ini direncanakan menggunakan profil WF 350 x 175 x 7 x 11, dengan F_y 250 Mpa (BJ 41), dengan data-data sebagai berikut:

w	= 49,6	kg/m	I_x	= 13629,1	cm ⁴
d	= 340	mm	I_y	= 984,6	cm ⁴
b_f	= 175	mm	E	= 200000	MPa
t_w	= 7	mm	r	= 14	mm
t_f	= 11	mm	i_x	= 14,66	cm
Z_x	= 872,3	cm ³	i_y	= 3,94	cm
Z_y	= 173,8	cm ³	h	= 318	mm
S_x	= 778,8	cm ³			
S_y	= 112,5	cm ³			

1. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2 \cdot t_f} \leq 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{175}{2 \times 11} \leq 0,38 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$7,96 \leq 10,75$ (Penampang Kompak)

Pelat badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{318}{7} \leq 3,76 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$45,43 \leq 106,35$ (Penampang Kompak)

- Karena penampang kompak, $M_n = M_p$

$$M_p = M_n = Z_x \cdot F_y$$

$$= 872,3 \times 2500$$

$$= 2180750 \text{ kg. cm} = 21807,5 \text{ kg. m} = 213,932 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n = 0,9 \times 213,932$$

$$= 192,538 \text{ KN. m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$192,538 \text{ KN} > 75,549 \text{ KN} \quad (\text{OK})$$

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{318}{7} = 45,43 \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{kX_v \frac{E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{5 \times \frac{200000}{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq \lambda_p = 1,1 \sqrt{kX_v \frac{E}{F_y}}$$

Maka $C_v = 1$

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 0,6 \times 2500 \times (34 \times 0,7) \times 1 = 35700 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 35700$$

$$= 32130 \text{ kg} = 315,195 \text{ KN}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$315,195 > 145,789 \quad (\text{OK})$$

Jadi profil balok WF 350 x 175 x 7 x 11 dapat digunakan sebagai balok induk pada lantai 1-5 Model 1.

4.4.1.2 Balok Induk Model 2

Berikut ini merupakan hasil dari output program analisa struktur kombinasi terbesar yang terdapat pada lantai 1-5 diperoleh :

M_u : 179,309 KN.m

V_u : 309,806 KN

Untuk perhitungan perencanaan terhadap gaya lentur dan geser telah terlampir pada subbab 4.4.1.1

1. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$192,538 > 75,549 \quad (\text{OK})$$

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\phi V_n = 0,9 \times 35700$$

$$= 32130 \text{ kg} = 315,195 \text{ KN}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$315,195 > 140,277 \quad (\text{OK})$$

Jadi profil balok WF 350 x 175 x 7 x 11 dapat digunakan sebagai balok induk pada Model 2.

4.4.1.3 Balok Induk Model 3

Berikut ini merupakan hasil dari output program analisa struktur kombinasi terbesar yang terdapat pada lantai 1-5 diperoleh :

M_u : 163,572 KN.m

V_u : 287,701 KN

Untuk perhitungan perencanaan terhadap gaya lentur dan geser telah terlampir pada subbab 4.3.1.1.

1. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$192,538 > 72,790 \quad (\text{OK})$$

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\phi V_n = 0,9 \times 35700$$

$$= 32130 \text{ kg} = 315,195 \text{ KN}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$315,195 > 137,661 \quad (\text{OK})$$

Jadi profil balok WF 350 x 175 x 7 x 11 dapat digunakan sebagai balok induk pada Model 3.

4.4.2 Balok Lift

Pada perencanaan balok lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift yaitu balok penggantung lift. Berikut merupakan hasil output dari program analisis struktur:

Mu : 179,376 KN.m

Vu : 287,156 KN

Data-data balok anak WF 400 x 200 x 8 x 13 dengan Fy 250 Mpa (BJ 41):

A = 84,12	cm ²	I _x = 23700	cm ⁴
w = 66,03	kg/m	I _y = 1740	cm ⁴
d = 400	mm	b _f = 200	mm
E = 200000	MPa	r = 16	mm
t _w = 8	mm	t _f = 13	mm
i _x = 16,8	cm	i _y = 4,54	cm
Z _x = 1286	cm ³	h = 256	mm
S _x = 1190	cm ³		

1. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap :

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2 \cdot t_f} \leq 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{200}{2 \times 13} \leq 0,38 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$7,69 \leq 10,75 \text{ (Penampang Kompak)}$$

Pelat badan :

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{256}{8} \leq 3,76 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$42,75 \leq 106,35 \text{ (Penampang Kompak)}$$

Karena penampang kompak, $M_n = M_p$

$$M_p = M_n = Z_x \cdot F_y$$

$$= 1286 \times 2500$$

$$= 3215000 \text{ kg. cm} = 32150 \text{ kg. m} = 321,50 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n = 0,9 \times 321,50$$

$$= 179,376 \text{ KN. m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$289,35 > 287,156$$

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{342}{8} = 42,75 \leq 260 \rightarrow kv = 5$$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{kX_v \frac{E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{5 \times \frac{200000}{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq \lambda_p = 1,1 \sqrt{kX_v \frac{E}{F_y}}$$

$$\text{Maka } C_v = 1$$

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\begin{aligned}
&= 0,6 \times 2500 \times (40 \times 0,8) \times 1 \\
&= 48000 \text{ kg} \\
&= 480 \text{ KN} \\
\phi V_n &= 0,9 \times 480 \text{ KN} \\
&= 432 \text{ KN} \\
\phi V_n &\geq V_u \\
432,624 &\geq 314,623 \quad (\text{OK})
\end{aligned}$$

4.4.3 Perencanaan Kolom

4.4.3.1 Kolom pada Model 1

Pada Model 1 kolom direncanakan sama pada lantai 1 sampai dengan lantai 5 ,tetapi pada kolom yang terletak di daerah sudut dalam pada lantai 1 – 3 menggunakan profil yang berbeda.

4.4.3.1.1 Kolom Lantai 1

Kolom direncanakan menggunakan profil WF 414 x 404 x 18 x 28. Pada lantai 1 memiliki ketinggian sebesar 4 m, sehingga kolom direncanakan memiliki panjang sebesar 4 m. Pengecekan terhadap profil dilakukan pada perhitungan di bawah ini dengan data-data material sebagai berikut:

A_g	= 295,8	cm^2	r_x	= 177,2	mm
W	= 232	kg/m	r_y	= 102,4	mm
b_f	= 405	mm	r	= 22	mm
d	= 404	mm	Z_x	= 5032,9	cm^3
t_f	= 28	mm	Z_y	= 2331,8	cm^3
t_w	= 18	mm	S_x	= 4487,2	cm^3
h	= 348	mm	S_y	= 1532,3	cm^3
I_x	= 9288,6	cm^4	I_y	= 31028,2	cm^3
C_w	= 9,386 x 10 ¹²	mm^6	J	= 6677000	mm^4
G	= 77200	Mpa			

Nilai gaya dalam hasil keluaran program analisis struktur:

$$P_u = 1343.67 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = 156.519 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 89.871 \text{ KN.m}$$

- Kontrol penampang profil:

Cek sayap

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{405}{28} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$14,464 \leq 15,839 \quad (\text{tidak langsing})$$

Cek badan

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{348}{18} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$19,333 \leq 42,143 \quad (\text{tidak langsing})$$

- Penentuan faktor panjang efektif (K)

$$K = 1 \text{ (subbab C3 SNI 1729:2015)}$$

$$\frac{KL}{r} \text{ arah x} = \frac{1 \times 4000}{177,2}$$

$$= 22,573$$

$$\frac{KL}{r} \text{ arah y} = \frac{1 \times 4000}{102,4}$$

$$= 39,063$$

$$\text{Diambil} = 39,063$$

- Penentuan tegangan kritis tekuk-lentur (F_{cr})

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \leq \frac{\pi^2 \times 200000}{39,063^2} = 1292,317$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} ; 39,063 \leq 119,731$$

Maka,

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658 \frac{250}{1292,317} \right] 250 \\ &= 31,823 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

- Penentuan tegangan kritis kritis tekuk-puntir (F_{cr})

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(KzL)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$\begin{aligned} F_e &= \left[\frac{\pi^2 \times 200000 \times 9,386 \times 10^{12}}{(1 \times 4000)^2} + 77200 \times 6677000 \right] \frac{1}{1239128000} \\ &= 1349,509 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{250}{1349,509} = 0,185 < 2,25$$

Maka,

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658 \frac{250}{1349,509} \right] 250 \\ &= 30,474 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

F_{cr} tekuk lentur > dari F_{cr} tekuk puntir, maka tekuk yang terjadi tekuk puntir.

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,9 \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 30,474 \times 295,8 \\ &= 811279.8684 \text{ kg} = 7958.656 \text{ KN} \end{aligned}$$

Syarat :

$$P_u < \phi P_n$$

$$1343.67 < 7958.656$$

- Penentuan momen nominal akibat tekuk lateral

$$\begin{aligned} M_{px} &= F_y \times Z_x \\ &= 250 \times 5032900 \end{aligned}$$

$$= 1258225000 \text{ kg.m} = 125822.5 \text{ KN.m}$$

$$L_b = 4000 \text{ mm}$$

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 1,76 \times 102,4 \times \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$= 5097.505 \text{ mm}$$

Karena $L_b < L_p$, maka keadaan batas dari tekuk lateral tidak boleh digunakan

$$M_{nx} = 1234,319 \text{ KN.m}$$

$$M_{ny} = F_y \times Z_y$$

$$= 250 \times 2331800$$

$$= 58295 \text{ kg.m} = 571,874 \text{ KN.m}$$

- Kontrol terhadap interaksi gaya tekan dan lentur pada kolom

Rasio tegangan aksial

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1343,67}{7958,66} = 0,17$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2 \text{ maka } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{ny}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\frac{1343,67}{2 \times 7958,66} + \left(\frac{156,519}{1234,319} + \frac{89,871}{571,874} \right) \leq 1$$

$$0,32 < 1$$

Nilai kontrol interaksi gaya tekan dan entur pada perhitungan diatas menunjukkan bahwa kolom aman untuk digunakan karena memiliki nilai kurang dari 1.

4.4.3.1.2 Kolom Lantai 2 - 5

Kolom direncanakan menggunakan profil WF 414 x 404 x 18 x 28. Pada lantai 1 memiliki ketinggian sebesar 3,6 m, sehingga kolom direncanakan memiliki panjang sebesar 3,6 m. Pengecekan terhadap profil dilakukan pada perhitungan di bawah ini dengan data-data material sebagai berikut:

$$A_g = 295,8 \quad \text{cm}^2 \quad r_x = 177,2 \quad \text{mm}$$

W	= 232	kg/m	ry	= 102,4	mm
bf	= 405	mm	r	= 22	mm
d	= 404	mm	Zx	= 5032,9	cm ³
tf	= 28	mm	Zy	= 2331,8	cm ³
tw	= 18	mm	Sx	= 4487,2	cm ³
h	= 348	mm	Sy	= 1532,3	cm ³
Ix	= 9288,6	cm ⁴	Iy	= 31028,2	cm ³
Cw	= 9,386 x 10 ¹²	mm ⁶	J	= 6677000	mm ⁴
G	= 77200	Mpa			

Nilai gaya dalam hasil keluaran program analisis struktur:

$$P_u = 1123.775 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = 132.871 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 89.325 \text{ KN.m}$$

- Kontrol penampang profil:

Cek sayap

$$\frac{bf}{tf} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{405}{28} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$14,464 \leq 15,839 \text{ (tidak langsing)}$$

Cek badan

$$\frac{h}{tw} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{348}{18} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$19,333 \leq 42,143 \text{ (tidak langsing)}$$

- Penentuan faktor panjang efektif (K)

$$K = 1 \text{ (subbab C3 SNI 1729:2015)}$$

$$\frac{KL}{r} \text{ arah x} = \frac{1 \times 3600}{177,2} = 20,316$$

$$\frac{KL}{r} \text{ arah y} = \frac{1 \times 3600}{102,4} = 35,156$$

$$\text{Diambil } \frac{KL}{r} = 35,156$$

- Penentuan tegangan kritis tekuk-lentur (F_{cr})

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{35,156^2} = 1545,454$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} ; 35,156 < 119,731$$

Maka,

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{250}{1545,454}\right] 250$$

$$= 25,776 \text{ Mpa}$$

- Penentuan tegangan kritis kritis tekuk-puntir (F_{cr})

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(KzL)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \times 200000 \times 9,386 \times 10^{12}}{(1 \times 3600)^2} + 77200 \times 6677000 \right] \frac{1}{1239128000}$$

$$= 1568,463 \text{ Mpa}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{250}{1568,463} = 0,159 < 2,25$$

Maka,

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{250}{1568,463}\right] 250$$

$$= 26,219 \text{ Mpa}$$

F_{cr} tekuk lentur < dari F_{cr} tekuk puntir, maka tekuk yang terjadi tekuk lentur.

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,9 \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 26,219 \times 295,8 \\ &= 686218,44 \text{ kg} = 6731,803 \text{ KN}\end{aligned}$$

Syarat :

$$P_u < \phi P_n$$

$$1123,775 < 6731,803$$

- Penentuan momen nominal akibat tekuk lateral

$$\begin{aligned}M_{px} &= F_y \times Z_x \\ &= 250 \times 5032900 \\ &= 1258225000 \text{ kg. mm} = 1234,319 \text{ KN. m}\end{aligned}$$

$$L_b = 3600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}L_p &= 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,76 \times 102,4 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} \\ &= 5097,505 \text{ mm}\end{aligned}$$

Karena $L_b < L_p$, maka keadaan batas dari tekuk lateral tidak boleh digunakan

$$M_{nx} = 1234,319 \text{ KN. m}$$

$$\begin{aligned}M_{ny} &= F_y \times Z_y \\ &= 250 \times 2331800 \\ &= 58295 \text{ kg. m} = 571,874 \text{ KN. m}\end{aligned}$$

- Kontrol terhadap interaksi gaya tekan dan lentur pada kolom

Rasio tegangan aksial

$$\begin{aligned}\frac{P_u}{\phi P_n} &= \frac{1123,775}{6731,803} = 0,17 \\ \frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2 \text{ maka } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) &\leq 1 \\ \frac{1123,775}{2 \times 6731,803} + \left(\frac{132,871}{1234,319} + \frac{89,325}{571,874} \right) &\leq 1 \\ 0,35 &< 1\end{aligned}$$

Nilai kontrol interaksi gaya tekan dan lentur pada perhitungan diatas menunjukkan bahwa kolom aman untuk digunakan karena memiliki nilai kurang dari 1.

4.4.3.1.3 Kolom Sudut Dalam Lantai 1-3

Kolom direncanakan menggunakan profil WF 428 x 407 x 20 x 35. Pada lantai 1 memiliki ketinggian sebesar 4 m, sehingga kolom direncanakan memiliki panjang sebesar 4 m. Pengecekan terhadap profil dilakukan pada perhitungan di bawah ini dengan data-data material sebagai berikut:

Ag	= 361	cm ²	rx	= 181,8	mm
W	= 283	kg/m	ry	= 104,4	mm
bf	= 418	mm	r	= 22	mm
d	= 407	mm	Zx	= 6318,1	cm ³
tf	= 35	mm	Zy	= 2941,6	cm ³
tw	= 20	mm	Sx	= 5575,6	cm ³
h	= 337	mm	Sy	= 1934,3	cm ³
Ix	= 119317,6	cm ⁴	Iy	= 39363,1	cm ³
Cw	= 1,21 x 10 ¹³	mm ⁶	J	= 6677000	mm ⁴
G	= 77200	Mpa			

Nilai gaya dalam hasil keluaran program analisis struktur:

Pu	= 1042,57 KN
Mux	= 97,753 KN.m
Muy	= 88,678 KN.m

- Kontrol penampang profil:

Cek sayap

$$\frac{bf}{tf} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{418}{35} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$11,943 \leq 15,839 \text{ (tidak langsing)}$$

Cek badan

$$\frac{h}{tw} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{337}{20} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

16,851 ≤ 42,143 (tidak langsing)

- Penentuan faktor panjang efektif (K)

K = 1 (subbab C3 SNI 1729:2015)

$$\frac{KL}{r} \text{ arah x} = \frac{1 \times 4000}{181,8} = 22,002$$

$$\frac{KL}{r} \text{ arah y} = \frac{1 \times 4000}{104,4} = 38,314$$

$$\text{Diambil } \frac{KL}{r} = 38,314$$

- Penentuan tegangan kritis tekuk-lentur (F_{cr})

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{38,314^2} = 1343,292$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} ; 38,314 < 119,731$$

Maka,

$$F_{cr} = \left[0,658 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658 \sqrt{\frac{250}{1343,292}}\right] 250 \\ &= 30,615 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

- Penentuan tegangan kritis kritis tekuk-puntir (F_{cr})

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$\begin{aligned} F_e &= \left[\frac{\pi^2 \times 200000 \times 1,21 \times 10^{13}}{(1 \times 4000)^2} + 77200 \times 6677000 \right] \frac{1}{1586807000} \\ &= 1264,331 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{250}{1264,331} = 0,2 < 2,25$$

Maka,

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{250}{1264,331} \right] 250$$

$$= 32,527 \text{ Mpa}$$

F_{cr} tekuk lentur < dari F_{cr} tekuk puntir, maka tekuk yang terjadi tekuk lentur.

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,9 \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 30,615 \times 36100 \\ &= 994684,4 \text{ kg} = 9757,854 \text{ KN} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} P_u &< \phi P_n \\ 1042,57 &< 9757,854 \end{aligned}$$

- Penentuan momen nominal akibat tekuk lateral

$$\begin{aligned} M_{px} &= F_y \times Z_x \\ &= 250 \times 6318100 \\ &= 1579525000 \text{ kg. mm} = 1549,514 \text{ KN. m} \end{aligned}$$

$$L_b = 3600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,76 \times 104,4 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} \\ &= 5197,065 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $L_b < L_p$, maka keadaan batas dari tekuk lateral tidak boleh digunakan

$$M_{nx} = 1549,514 \text{ KN. m}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= F_y \times Z_y \\ &= 250 \times 2941600 \\ &= 73540 \text{ kg. m} = 721,423 \text{ KN. m} \end{aligned}$$

- Kontrol terhadap interaksi gaya tekan dan lentur pada kolom

Rasio tegangan aksial

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1042,57}{9757,854} = 0,11$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2 \text{ maka } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\frac{1042,57}{9757,854} + \left(\frac{97,753}{1549,514} + \frac{88,678}{712,423} \right) \leq 1$$

$$0,25 < 1$$

Nilai kontrol interaksi gaya tekan dan lentur pada perhitungan diatas menunjukkan bahwa kolom aman untuk digunakan karena memiliki nilai kurang dari 1.

4.4.3.2 Kolom pada Model 2

Pada Model 2 kolom direncanakan sama pada lantai 1 sampai dengan lantai 5 ,tetapi pada kolom yang terletak di daerah sudut dalam pada lantai 1 – 3 menggunakan profil yang berbeda.

4.4.3.2.1 Kolom Lantai 1

Kolom direncanakan menggunakan profil WF 414 x 404 x 18 x 28. Pada lantai 1 memiliki ketinggian sebesar 4 m, sehingga kolom direncanakan memiliki panjang sebesar 4 m. Pengecekan terhadap profil telah dihitung pada subbab 4.4.3.1.1.

Nilai gaya dalam hasil keluaran program analisis struktur:

$$P_u = 1287,946 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = 88,028 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 62,667 \text{ KN.m}$$

Dari perhitungan didapat:

$$\phi P_n = 7958,656 \text{ KN}$$

Syarat :

$$P_u < \phi P_n$$

$$1287,946 < 7958,656$$

- Penentuan momen nominal akibat tekuk lateral

$$M_{px} = F_y \times Z_x$$

$$= 250 \times 5032900$$

$$= 1258225000 \text{ kg.m} = 125822,5 \text{ kg.m} = 1234,319 \text{ KN.m}$$

$$M_{px} = M_{nx} = 1234,319 \text{ KN.m}$$

$$M_{ny} = F_y \times Z_y$$

$$= 250 \times 2331800$$

$$= 58295 \text{ kg.m} = 571,874 \text{ KN.m}$$

- Kontrol terhadap interaksi gaya tekan dan lentur pada kolom

Rasio tegangan aksial

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1287,946}{7958,656} = 0,16$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2 \text{ maka } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\frac{1287,946}{2 \times 7958,656} + \left(\frac{88,028}{1234,319} + \frac{62,667}{571,874} \right) \leq 1$$

$$0,26 < 1$$

Nilai kontrol interaksi gaya tekan dan lentur pada perhitungan diatas menunjukkan bahwa kolom aman untuk digunakan karena memiliki nilai kurang dari 1.

4.4.3.2.2 Kolom Lantai 2 - 5

Kolom direncanakan menggunakan profil WF 414 x 404 x 18 x 28. Pada lantai 1 memiliki ketinggian sebesar 3,6 m, sehingga kolom direncanakan memiliki panjang sebesar 3,6 m. Pengecekan terhadap profil telah dihitung pada subbab 4.4.3.1.2.

Nilai gaya dalam hasil keluaran program analisis struktur:

$$P_u = 1079,921 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = 122,623 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 72,231 \text{ KN.m}$$

Dari perhitungan didapat:

$$\phi P_n = 6731,803 \text{ KN}$$

Syarat :

$$P_u < \phi P_n$$

$$1079,921 < 6731,803$$

- Penentuan momen nominal akibat tekuk lateral

$$M_{px} = F_y \times Z_x$$

$$= 250 \times 5032900$$

$$= 1258225000 \text{ kg.m} = 125822.5 \text{ kg.m} = 1234,319 \text{ KN.m}$$

$$M_{px} = M_{nx} = 1234,319 \text{ KN.m}$$

$$M_{ny} = F_y \times Z_y$$

$$= 250 \times 2331800$$

$$= 58295 \text{ kg.m} = 571,874 \text{ KN.m}$$

- Kontrol terhadap interaksi gaya tekan dan lentur pada kolom

Rasio tegangan aksial

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1079,921}{6731,803} = 0,16$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2 \text{ maka } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\frac{1079,921}{2 \times 6731,803} + \left(\frac{132,871}{1234,319} + \frac{89,325}{571,874} \right) \leq 1$$

$$0,31 < 1$$

Nilai kontrol interaksi gaya tekan dan lentur pada perhitungan diatas menunjukkan bahwa kolom aman untuk digunakan karena memiliki nilai kurang dari 1.

4.4.3.2.3 Kolom Sudut Dalam Lantai 1-3

Kolom direncanakan menggunakan profil WF 428 x 407 x 20 x 35. Pada lantai 1-3 memiliki ketinggian sebesar 4 m, sehingga kolom direncanakan memiliki panjang sebesar 4 m. Pengecekan terhadap profil telah dihitung pada subbab 4.4.3.1.2.

Nilai gaya dalam hasil keluaran program analisis struktur:

$$P_u = 994,364 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = 80,699 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 64,964 \text{ KN.m}$$

Dari perhitungan didapat:

$$\phi P_n = 9757,854 \text{ KN}$$

Syarat :

$$P_u < \phi P_n$$

$$994,364 < 9757,854$$

- Penentuan momen nominal akibat tekuk lateral

$$M_{px} = F_y \times Z_x$$

$$= 250 \times 6318100$$

$$= 1579525000 \text{ kg. mm} = 1549,514 \text{ KN. m}$$

$$M_{nx} = M_{px} = 1549,514 \text{ KN. m}$$

$$M_{ny} = F_y \times Z_y$$

$$= 250 \times 2941600$$

$$= 73540 \text{ kg. m} = 721,423 \text{ KN. m}$$

- Kontrol terhadap interaksi gaya tekan dan lentur pada kolom

Rasio tegangan aksial

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{994,364}{9757,854} = 0,1$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2 \text{ maka } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\frac{994,364}{2 \times 9757,854} + \left(\frac{80,699}{1549,514} + \frac{64,964}{721,423} \right) \leq 1$$

$$0,21 < 1$$

Nilai kontrol interaksi gaya tekan dan lentur pada perhitungan diatas menunjukkan bahwa kolom aman untuk digunakan karena memiliki nilai kurang dari 1.

4.4.3.3 Kolom pada Model 3

Pada Model 1 kolom direncanakan sama pada lantai 1 sampai dengan lantai 5 ,tetapi pada kolom yang terletak di daerah sudut dalam pada lantai 1 – 3 menggunakan profil yang berbeda.

4.4.3.3.1 Kolom Lantai 1

Kolom direncanakan menggunakan profil WF 414 x 404 x 18 x 28. Pada lantai 1 memiliki ketinggian sebesar 4 m, sehingga kolom direncanakan memiliki panjang sebesar 4 m. Pengecekan terhadap profil telah dihitung pada subbab 4.4.3.1.1.

Nilai gaya dalam hasil keluaran program analisis struktur:

$$P_u = 1228,547 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = 78,604 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 51,417 \text{ KN.m}$$

Dari perhitungan didapat:

$$\phi P_n = 7958,656 \text{ KN}$$

Syarat :

$$P_u < \phi P_n$$

$$1228,547 < 7958,656$$

- Penentuan momen nominal akibat tekuk lateral

$$M_{px} = F_y \times Z_x$$

$$= 250 \times 5032900$$

$$= 1258225000 \text{ kg.m} = 125822,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{nx} = M_{px} = 1234,319 \text{ KN.m}$$

$$M_{ny} = F_y \times Z_y$$

$$= 250 \times 2331800$$

$$= 58295 \text{ kg.m} = 571,874 \text{ KN.m}$$

- Kontrol terhadap interaksi gaya tekan dan lentur pada kolom

Rasio tegangan aksial

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1228,547}{7958,66} = 0,16$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2 \text{ maka } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\frac{1228,67}{2 \times 7958,656} + \left(\frac{78,604}{1234,319} + \frac{51,417}{571,874} \right) \leq 1$$

$$0,23 < 1$$

Nilai kontrol interaksi gaya tekan dan lentur pada perhitungan diatas menunjukkan bahwa kolom aman untuk digunakan karena memiliki nilai kurang dari 1.

4.4.3.3.2 Kolom Lantai 2 - 5

Kolom direncanakan menggunakan profil WF 414 x 404 x 18 x 28. Pada lantai 1 memiliki ketinggian sebesar 3,6 m, sehingga kolom direncanakan memiliki panjang sebesar 3,6 m. Pengecekan terhadap profil telah dihitung pada subbab 4.4.3.1.2.

Nilai gaya dalam hasil keluaran program analisis struktur:

$$P_u = 1030,341 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = 112,732 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 53,56 \text{ KN.m}$$

Dari perhitungan didapat:

$$\phi P_n = 6731,803 \text{ KN}$$

Syarat :

$$P_u < \phi P_n$$

$$1030,341 < 6731,803$$

- Penentuan momen nominal akibat tekuk lateral

$$M_{px} = F_y \times Z_x$$

$$= 250 \times 5032900$$

$$= 1258225000 \text{ kg. mm} = 1234,319 \text{ KN. m}$$

$$M_{nx} = M_{px} = 1234,319 \text{ KN. m}$$

$$M_{ny} = F_y \times Z_y$$

$$= 250 \times 2331800$$

$$= 58295 \text{ kg. m} = 571,874 \text{ KN. m}$$

- Kontrol terhadap interaksi gaya tekan dan lentur pada kolom

Rasio tegangan aksial

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1030,341}{6731,803} = 0,15$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2 \text{ maka } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\frac{1030,341}{2 \times 6731,803} + \left(\frac{112,732}{1234,319} + \frac{53,560}{571,874} \right) \leq 1$$

$$0,26 < 1$$

Nilai kontrol interaksi gaya tekan dan lentur pada perhitungan diatas menunjukkan bahwa kolom aman untuk digunakan karena memiliki nilai kurang dari 1.

4.4.3.3.3 Kolom Sudut Dalam Lantai 1-3

Kolom direncanakan menggunakan profil WF 428 x 407 x 20 x 35. Pada lantai 1-3 memiliki ketinggian sebesar 4 m, sehingga kolom direncanakan memiliki panjang sebesar 4 m. Pengecekan terhadap profil telah dihitung pada subbab 4.4.3.1.2.

Nilai gaya dalam hasil keluaran program analisis struktur:

$$P_u = 979,469 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = 60,997 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 54,669 \text{ KN.m}$$

Dari perhitungan didapat:

$$\phi P_n = 9757,854 \text{ KN}$$

Syarat :

$$P_u < \phi P_n$$

$$979,469 < 9757,854$$

- Penentuan momen nominal akibat tekuk lateral

$$M_{px} = F_y \times Z_x$$

$$= 250 \times 6318100$$

$$= 1579525000 \text{ kg.mm} = 1549,514 \text{ KN.m}$$

$$M_{nx} = M_{px} = 1549,514 \text{ KN.m}$$

$$M_{ny} = F_y \times Z_y$$

$$= 250 \times 2941600$$

$$= 73540 \text{ kg.m} = 721,423 \text{ KN.m}$$

- Kontrol terhadap interaksi gaya tekan dan lentur pada kolom

Rasio tegangan aksial

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{979,469}{9757,854} = 0,1$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2 \text{ maka } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\frac{979,469}{2 \times 9757,854} + \left(\frac{60,997}{1549,514} + \frac{54,669}{721,423} \right) \leq 1$$

$$0,18 < 1$$

Nilai kontrol interaksi gaya tekan dan lentur pada perhitungan diatas menunjukkan bahwa kolom aman untuk digunakan karena memiliki nilai kurang dari 1.

4.4.4 Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat lantai untuk seluruh model adalah sama. Berikut ini merupakan perhitungan tebal pelat:

$$L_y = 5000 \text{ mm}$$

$$L_x = 5000 \text{ mm}$$

$$h_{\min} = \frac{5000 \times \left(0,8 + \frac{400}{1500}\right)}{36 + 9 \times \left(\frac{5000}{5000}\right)} = 118,52$$

$$h_{\max} = \frac{5000 \times \left(0,8 + \frac{400}{1500}\right)}{36} = 148,15$$

Sehingga tebal pelat lantai diambil:

- Lantai 1-4 = 130 mm
- Lantai 5 = 120 mm

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan dan analisis pada “Perencanaan Standar Gedung Baja Tidak Beraturan 5 Lantai Untuk Perkantoran Di Kota Medan”, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Dimensi profil baja yang digunakan pada tanah lunak (Model 1), tanah sedang (Model 2), dan tanah keras (Model 3) sama yaitu:
 - Balok induk : Wf 350 x 175 x 7 x 11
 - Balok anak : Wf 250 x 125 x 6 x 9
 - Balok lintel : Wf 350 x 175 x 7 x 11
 - Balok penggantung lift : WF 400 x 200 x 8 x 13
 - Balok daerah lift lantai 5 arah x : WF 400 x 200 x 8 x 13
 - Kolom Lt 1-5 : H 414 x 405 x 18 x 28
 - Kolom sudut dalam Lt 1-3 : H 428 x 407 x 20 x 35
2. Pelat yang digunakan untuk semua model sama yaitu pelat rusuk (*deck*) dengan ketebalan pelat 130 mm untuk pelat lantai dan 120 mm untuk pelat atap.
3. Berdasarkan hasil analisis, didapatkan nilai-nilai dari perilaku struktur gedung, yaitu:
 - a) Simpangan gedung:
 - Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 1 sebesar 74,20 mm (arah x) dan 116,18 mm (arah y).
 - Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 2 sebesar 60,96 mm (arah x) dan 81,57 mm (arah y).
 - Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 3 sebesar 47,99 mm (arah x) dan 62,77 mm (arah y).
 - b) Gaya geser dasar:
 - Gaya geser dasar Model 1 adalah 398,162 kN (gempa x) dan 399,069 KN (gempa y).

- Gaya geser dasar Model 2 adalah 327,853 KN (gempa x) dan 281,912KN (gempa y).
 - Gaya geser dasar Model 3 adalah 258,111KN (gempa x) dan 217,192 KN (gempa y).
4. Dari analisis dan pembahasan dari model-model yang memiliki jenis tanah yang berbeda, dapat disimpulkan bahwa jenis tanah mempengaruhi perilaku struktur dikarenakan respon spektrum yang berbeda. Jenis tanah lunak memiliki simpangan dan gaya geser yang tinggi dibandingkan jenis tanah yang lain, sedangkan jenis tanah keras memiliki simpangan dan gaya geser terendah.

5.2 Saran

1. Peneliti menyarankan agar dapat merencanakan gedung ini dengan metode-metode yang lain, seperti analisis *time history*.
2. Peneliti menyarankan untuk merencanakan gedung ini dengan bentuk ketidakberaturan struktur yang lain.
3. Perlu dilakukan studi lebih lanjut untuk merencanakan gedung ini dengan struktur beton.

DAFTAR PUSTAKA

- Al Fath, M. (2016) *Perencanaan Struktur Baja Pada Gedung Pusat Informasi Kehutanan Institut Pertanian Bogor*. Laporan Tugas Akhir. Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan Fakultas Teknologi Pertanian. Bogor. IPB.
- Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2015) *Tata Cara Perhitungan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung SNI 1729:2015*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum
- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012*. Bandung. ITB.
- Hidayat, F. (2016) *Analisa Perbandingan Simpangan Struktur Gedung Setback Tanpa Dinding Geser dan Pemodelan Letak Dinding Geser di Zona Gempa Tinggi*. Laporan Tugas Akhir. Program Studi Teknik Sipil. Medan UMSU.
- Kementrian Pekerjaan Umum (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum Badan
- Kukuh, K. (2017) *Analisis Struktur Sistem Rangka Penahan Momen Biasa Pada Berbagai Jenis Tanah Berdasarkan Displacement dan Drift*. Jurnal. Surakarta.
- Hotma, L. (2014). *Analisis Kinerja Struktur Pada Bangunan Bertingkat Beraturan dan Ketidak Beraturan Horizontal Sesuai Sni 03-1726-2012*. Laporan Tugas Akhir. Program Studi Teknik Sipil. Universitas Sriwijaya, Indralaya.
- Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta. Universitas Islam Indonesia.
- Standar Nasional Indonesia. (2013) *Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727-2013*. Jakarta. Departemen Pekerjaan Umum.
- Tumilar, S. (2015) *Contoh Perhitungan Ketidak-beraturan Struktur Bangunan*.

LAMPIRAN

A. Perencanaan Struktur

A.1 Beban Tambahan Pelat Lantai

Berikut ini merupakan perhitungan beban tambahan pada pelat lantai yang dibedakan menjadi pelat lantai untuk lantai 1 – 4 dan pelat atap untuk lantai 5 (atap).

a. Beban Mati Tambahan pada Lantai 1-4

- Spesi Lantai Keramik (t = 2 cm)	=	53 kg/m ²	=	0,53 kN/m ²
- Penutup lantai keramik	=	24 kg/m ²	=	0,24 kN/m ²
- Plafon + penggantung	=	18 kg/m ²	=	0,18 kN/m ²
- M & E	=	60 kg/m ²	=	0,60 kN/m ²
Total beban mati	=	155 kg/m ²	=	1,55 kN/m ²

b. Beban Mati Tambahan pada Lantai 5 dan Penthouse

- Plafon + penggantung	=	18 kg/m ²	=	0,18 kN/m ²
- waterproof	=	4 kg/m ²	=	0,04 kN/m ²
- plester	=	53 kg/m ²	=	0,42 kN/m ²
- M & E	=	4 kg/m ²	=	0,4 kN/m ²
		13		
Total beban mati	=	5 kg/m ²	=	1,35 kN/m ²

A.2 Beban Dinding

Berikut ini merupakan perhitungan beban dinding yang dibedakan menjadi beban dinding untuk lantai 1, lantai 2 – 4, lantai 5, dan penthouse.

a. Dinding Lt 1

- Dinding bata merah	=	250 kg/m ²		
Beban garis	=	250*1/2(4+4)		
	=	1000 kg/m	=	10 kN/m

b. Dinding Lt 2-4

- Dinding bata merah	=	250 kg/m ²
----------------------	---	-----------------------

$$\begin{aligned} \text{Beban garis} &= 350 \cdot \frac{1}{2} (3.6 + 3.6) \\ &= 900 \text{ kg/m} = 9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Dinding Lt 5

$$\begin{aligned} - \text{ Dinding bata merah} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban garis} &= 250 \cdot \frac{1}{2} (3,4) \\ &= 450 \text{ kg/m} = 4,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Dinding Penthouse

$$\begin{aligned} \text{Dinding bata merah} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban garis} &= 250 \cdot \frac{1}{2} (3) \\ &= 375 \text{ kg/m} = 3,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

A.3 Beban Tangga

Berikut ini merupakan perhitungan beban tangga yang dibedakan menjadi beban tangga dari base ke lantai 1 dan beban tangga dari lantai 1 ke lantai 5 (atap).

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

Data Perencanaan	Panjang (m)	
Tinggi antar lantai ke bodres	2	m
Lebar tangga	1,7	m
Panjang tangga	3,5	m
Kemiringan (α)	23,69	
Panjang bordes	3,5	m
<i>Optrade</i>	0,18	m
<i>Antrade</i>	0,27	m

Tabel A.2: Data perencanaan tangga dari lantai 1 ke lantai 5:

Data Perencanaan	Panjang (m)	
Tinggi antar lantai ke bodres	1,8	m
Lebar tangga	1,7	m
Panjang tangga	3,5	m
Kemiringan (α)	33,69	
Panjang bordes	3,5	m
<i>Optrade</i>	0,18	m
<i>Antrade</i>	0,27	m

a) Perhitungan Struktur Tangga

- Tebal pelat tangga base ke lantai 1:

$$\begin{aligned}
 H_{\min} &= \frac{\text{Tinggi antar lantai} / \sin \alpha}{27} \\
 &= \frac{2 / \sin 33,69}{27} \\
 &= 0,134 \text{ m} \quad , \text{ diambil } h = 0,15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

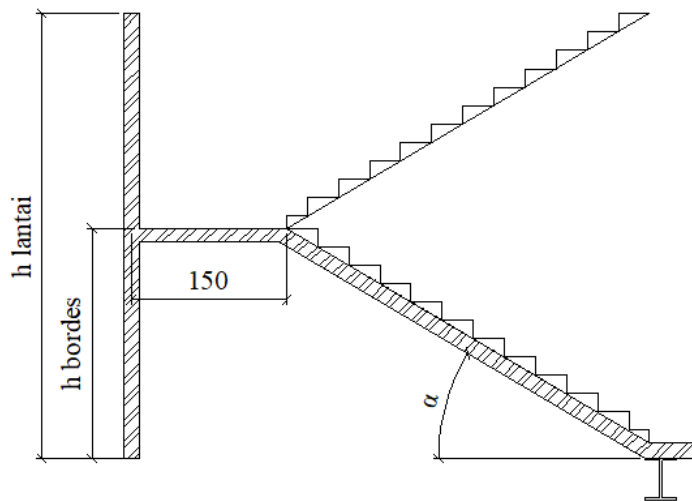
- Tebal pelat tangga lantai 1 ke lantai 5:

$$\begin{aligned}
 H_{\min} &= \frac{\text{Tinggi antar lantai} / \sin \alpha}{27} \\
 &= \frac{1,8 / \sin 33,69}{27} \\
 &= 0,150 \text{ m} \quad ,
 \end{aligned}$$

- Tebal pelat bordes = 0,13 m

Tabel A.3: Profil struktur tangga:

LT 1 s/d LT 5					
	Tebal pelat	Profil digunakan	Berat (kg/m)	Panjang	Jumlah
Pelat tangga	150	150x150x7x10	31,5	3,94	2
Pelat bordes	130	125x125x6,5x9	23,8	1,5	2
Base s/d LT 1					
	Tebal pelat	Profil digunakan	Berat	Panjang	Jumlah
Pelat tangga	0	150x150x7x10	31,5	4,03	2
Pelat bordes	0	125x125x6,5x9	23,8	1,5	2



Gambar A.1 : Tampak samping tangga.

b) Perhitungan Berat Struktur Tangga

- Beban tangga base ke lantai 1:

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 0,15 \times 2400 = 540 \text{ kg/m} = 5,400 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Profil tangga} &= 2 \times 31,5 &= \underline{63 \text{ kg/m}} &= \underline{0,630 \text{ KN/m}} \\ & &603 \text{ kg/m} &= 6,030 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

- Beban tangga lantai 1 ke lantai 5:

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 0,15 \times 2400 = 540 \text{ kg/m} = 5,400 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Profil tangga} &= 2 \times 31,5 &= \underline{63 \text{ kg/m}} &= \underline{0,630 \text{ KN/m}} \\ & &603 \text{ kg/m} &= 6,030 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

- Beban pelat bordes:

$$\text{Pelat bordes} = 1,5 \times 0,13 \times 2400 = 468 \text{ kg/m} = 4,680 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Profil bordes} &= 2 \times 23,8 &= \underline{47,6 \text{ kg/m}} &= \underline{0,476 \text{ KN/m}} \\ & &515,6 \text{ kg/m} &= 5,156 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

c) Perhitungan Beban Tambahan Tangga

Data Perencanaan:

1. Berat jenis beton bertulang	2400	Kg/m ³
2. Berat jenis tulangan	7850	Kg/m ³
3. Adukan semen	21	Kg/m ²
4. penutup lantai keramik	24	kg/m ²

• Beban tangga base ke Lantai 1 :

$$\begin{aligned} \text{Berat anak tangga} &= 0,120 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2 = 2,880 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Adukan semen (t = 2 cm)} &= 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ Kg/m}^2 = 0,004 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Penutup lantai keramik} &= \underline{24 \text{ Kg/m}^2} = 0,240 \text{ kN/m}^2 + \\ &312,42 \text{ Kg/m}^2 = 3,124 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

• Beban tangga 1 – 5 :

$$\begin{aligned} \text{Berat anak tangga} &= 0,050 \times 2400 = 120 \text{ kg/m}^2 = 1,200 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Adukan semen (t = 2 cm)} &= 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ Kg/m}^2 = 0,004 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Penutup lantai keramik} &= \underline{24 \text{ Kg/m}^2} = 0,240 \text{ kN/m}^2 + \\ &144,42 \text{ Kg/m}^2 = 1,444 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

• Beban pelat bordes:

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

Perhitungan beban di atas di ubah ke satuan berat per satuan panjang.

• Beban tangga base ke lantai 1:

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 312,42 = 468,63 \text{ kg/m} = 4,686 \text{ KN/m}$$

• Beban tangga lantai 1 ke lantai 5:

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 144,42 = 216,63 \text{ kg/m} = 2,166 \text{ KN/m}$$

• Beban pelat bordes:

$$\text{Pelat bordes} = 1,5 \times 24,42 = 36,63 \text{ kg/m} = 0,366 \text{ KN/m}$$

Tabel A.4: Rekapitulasi beban mati pada tangga.

REKAPITULASI BEBAN MATI PADA TANGGA			
BEBAN MATI PELAT TANGGA LT 1 KE LT 5			
Berat Sendiri	=	603 Kg/m	6,03 kN/m
Beban Tambahan	=	468,63 Kg/m	4,686 kN/m
		TOTAL 1071,63 Kg/m	10,716 kN/m
BEBAN MATI PELAT TANGGA LT BASE KE LT 1			
Berat Sendiri	=	603 Kg/m	6,03 kN/m
Beban Tambahan	=	216,63 Kg/m	2,166 kN/m
		TOTAL 819,63 Kg/m	8,196 kN/m
BEBAN MATI PELAT BORDES			
Berat Sendiri	=	515,6 Kg/m	5,156 kN/m
Beban Tambahan	=	36,63 Kg/m	0,3663 kN/m
		TOTAL 552,23 Kg/m	5,5223 kN/m

A.4 Perhitungan Beban Lift

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

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu:

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

2. Koefisien kejutan oleh keran:

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

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

dimana:

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

v = Kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang

paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, tidak perlu diambil lebih dari 1,00m/det.

k1 = Koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, keran induk dengan struktur rangka nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k2 = Koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, diambil sebesar 1,3.

Tabel A.5: Spesifikasi lift dari CV. Pribumi Jaya Abadi.

KAPASITAS		OPENING		CAR SIZE	
PERSON	LOAD (Kg)	widht	height	widht	length
17	1150	1000	2100	1800	1500
TYPE	HOISTWAY		REACTION		SPEED (m/s)
	widht	length	R1	R2	
2 Cars	4800	2200	6600	5100	1

s

Jadi, beban yang bekerja pada balok penumpu adalah:

$$\begin{aligned}
 P &= \sum R \cdot \Psi \\
 &= (6600 + 5100) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\
 &= 20826 \text{ kg} \\
 &= 208,26 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

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

A.5 Beban Hidup Tangga

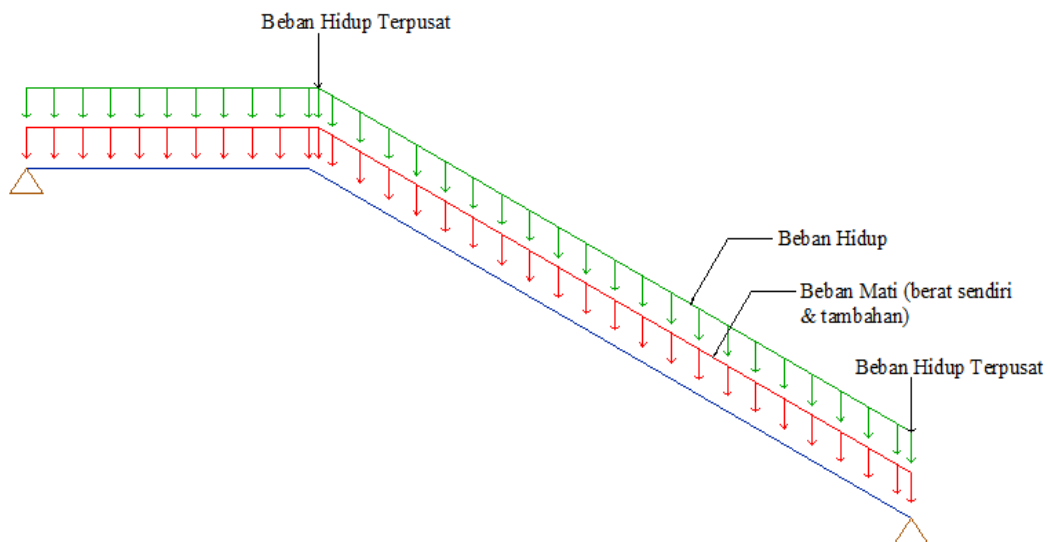
Perhitungan untuk beban hidup tangga digabung menjadi satu bagian, karena beban hidup untuk tangga nilainya sama yaitu 479 kg/m^2 yang akan di ubah menjadi beban per satuan panjang. Berikut ini merupakan perhitungan beban hidup tangga.

Data:

- Beban hidup tangga = 479 kg/m^2

- Beban hidup tangga per satuan panjang (keseluruhan):
Pelat tangga = $1,7 \times 479 = 814,3 \text{ kg/m} = 8,143 \text{ KN/m}$
Pelat bordes = $1,75 \times 479 = 838,25 \text{ kg/m} = 8,383 \text{ KN/m}$
- Beban pada susunan tangga dan sistem pagar pengaman:
 $P = 0,89 \text{ KN}$
(Beban ini diletakkan pada setiap titik pegangan tangga atau di titik atas tangga)

Beban mati tangga dan beban hidup tangga didistribusikan ke sepanjang pelat tangga dan bordes sebagai beban yang akan diinput ke program SAP2000 v.14 untuk mendapatkan reaksi yang akan di input ke program ETABS v.15. Skema pembebanan untuk input ke program SAP2000 dapat dilihat pada Gambar B3.



Gambar A.2: Skema pembebanan tangga.

A. Perhitungan Statik Ekuivalen

B.1 Statik Ekuivalen Model 1

Geser dasar seismik, V_1 , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.10 dan telah didapat nilai C_s arah x dan y yaitu 0,071

$$V_x = C_s \cdot W$$

$$= 0,071 \cdot 674243,55$$

$$= 47758.918 \text{ kg}$$

$$= 468.515 \text{ kN}$$

$$V_y = C_s \cdot W$$

$$= 0,071 \cdot 674243,55$$

$$= 47871.292 \text{ kg}$$

$$= 469.617 \text{ kN}$$

Distribusi gaya gempa lateral (F) yang timbul di semua tingkat dengan data-data sebagai berikut.

Data-data:

$$- V_x = 468.515 \text{ kN} \quad - T_x = 0.713$$

$$- V_y = 469.617 \text{ kN} \quad - T_y = 0.895$$

- w = Berat per lantai (Tabel 4.1)

- k_x dan k_y : (interpolasi)

$$k_x = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_x - 0,5) \quad k_y = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_y - 0,5)$$

$$= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (0,713 - 0,5) \quad = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (0,895 - 0,5)$$

$$= 1,107 \quad = 1,198$$

Tabel B.1: Distribusi gaya gempa arah x.

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi ^k	Cvx	Fi = Cvx . V	story shear Vx
5	855.043	18.4	21454.021	0.252	117.933	117.933
4	902.033	14.8	17787.592	0.209	97.779	215.711
3	1590.351	11.2	23038.420	0.270	126.642	342.354
2	1627.251	7.6	15348.812	0.180	84.373	426.726
1	1639.651	4	7602.053	0.089	41.789	468.515
TOTAL	6614.329		85230.899	1.000	468.515	

Tabel B.2: Distribusi gaya gempa arah y.

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi ^k	Cvy	Fi = Cvx . V	story shear Vy
5	855.043	18.4	27964.504	0.263	123.331	123.331
4	902.033	14.8	22730.605	0.213	100.248	223.580
3	1590.351	11.2	28703.281	0.270	126.589	350.169
2	1627.251	7.6	18459.877	0.173	81.413	431.582
1	1639.651	4	8624.191	0.081	38.035	469.617
TOTAL	6614.329		106482.457	1.000	469.617	

B.2 Statik Ekuivalen Model 2

Geser dasar seismik, V_1 , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.10 dan telah didapat nilai C_s arah x = 0,058 dan C_s arah y = 0,050.

$$\begin{aligned}
 V_x &= C_s \cdot W \\
 &= 0,058 \cdot 674209.64 \\
 &= 39328.896 \text{ kg} \\
 &= 385.816 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_y &= C_s \cdot W \\
 &= 0,050 \cdot 674209.64 \\
 &= 33823.22609 \text{ kg} \\
 &= 331.806 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Distribusi gaya gempa lateral (F) yang timbul di semua tingkat dengan data-data sebagai berikut.

Data-data:

- $V_x = 385.816 \text{ kN}$ - $T_x = 0.712$
- $V_y = 331.806 \text{ kN}$ - $T_y = 0.895$
- $w = \text{Berat per lantai (Tabel 4.20)}$
- k_x dan k_y : (interpolasi)

$$k_x = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_x - 0,5) \qquad k_y = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_y - 0,5)$$

$$\begin{aligned}
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (0,713 - 0,5) &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (0,895 - 0,5) \\
 &= 1,107 &= 1,198
 \end{aligned}$$

Tabel B.3: Distribusi gaya gempa arah x.

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi ^k	Cvx	Fi = Cvx . V	story shear Vx
5	855.043	18.4	21422.803	0.252	97.101	97.101
4	901.701	14.8	17757.092	0.209	80.486	177.586
3	1590.351	11.2	23010.608	0.270	104.298	281.884
2	1627.251	7.6	15333.255	0.180	69.499	351.383
1	1639.651	4	7596.786	0.089	34.433	385.816
TOTAL	6613.997		85120.544	1.000	385.816	

Tabel B.4: Distribusi gaya gempa arah y.

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi ^k	Cvy	Fi = Cvx . V	story shear Vy
5	855.043	18.4	27964.504	0.263	87.146	87.146
4	901.701	14.8	22722.222	0.213	70.809	157.955
3	1590.351	11.2	28703.281	0.270	89.448	247.404
2	1627.251	7.6	18459.877	0.173	57.527	304.930
1	1639.651	4	8624.191	0.081	26.876	331.806
TOTAL	6613.997		106474.075	1.000	331.806	

B.3 Statik Ekuivalen Model 3

Geser dasar seismik, V_1 , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.10 dan telah didapat nilai C_s arah x = 0,050 dan C_s arah y = 0,042.

$$\begin{aligned}
 V_x &= C_s \cdot W \\
 &= 0,050 \cdot 674209,64 \\
 &= 33710,482 \text{ kg} \\
 &= 330,700
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_y &= C_s \cdot W \\
 &= 0,042 \cdot 674209,64 \\
 &= 28249,007 \text{ kg} \\
 &= 277,123 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Distribusi gaya gempa lateral (F) yang timbul di semua tingkat dengan data-data sebagai berikut.

Data-data:

- $V_x = 330,699$ kN
- $T_x = 0.712$
- $V_y = 277.123$ kN
- $T_y = 0.895$
- $w =$ Berat per lantai (Tabel 4.20)
- k_x dan k_y : (interpolasi)

$$\begin{aligned}
 k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_y - 0,5) \\
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (0,713 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (0,895 - 0,5) \\
 &= 1,107 & &= 1,198
 \end{aligned}$$

Tabel B.5: Distribusi gaya gempa arah x.

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi ^k	Cvx	Fi = Cvx . V	story shear Vx
5	855.043	18.4	21422.803	0.252	83.229	83.229
4	901.701	14.8	17757.092	0.209	68.988	152.217
3	1590.351	11.2	23010.608	0.270	89.398	241.615
2	1627.251	7.6	15333.255	0.180	59.571	301.186
1	1639.651	4	7596.786	0.089	29.514	330.700
TOTAL	6613.997		85120.544	1.000	330.700	

Tabel B.6: Distribusi gaya gempa arah y.

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi ^k	Cvy	Fi = Cvx . V	story shear Vy
5	855.043	18.4	27964.504	0.263	72.784	72.784
4	901.701	14.8	22722.222	0.213	59.140	131.924
3	1590.351	11.2	28703.281	0.270	74.707	206.630
2	1627.251	7.6	18459.877	0.173	48.046	254.676
1	1639.651	4	8624.191	0.081	22.446	277.123
TOTAL	6613.997		106474.075	1.000	277.123	

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



PERSONAL INFO

Nama Lengkap : Ricky Prianda Damanik
Tempat, Tanggal Lahir : Paya Lembang, 31 Juli 1995
Agama : Islam
Alamat : Dusun XV Paya Lembang, Kab. Serdang Bedagai
Agama : Islam
No. Hp : 0823-0404-0841
E-mail : priandaricky@gmail.com

Nama Orang Tua
Ayah : Edi Syahputra Damanik
Ibu : Sri Sulasmi

EDUCATION HISTORY

Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara

No.	Tingkat Pendidikan	Tempat	Tahun Kelulusan
1.	SDN 102110 Paya Lembang	Kabupaten Serdang Bedagai	2007
2.	SMP N 1 Kota Tebing Tinggi	Kota Tebing Tinggi	2010
3.	SMA N 1 Tebing Tinggi Sergai	Kabupaten Serdang Bedagai	2013
4.	Melanjutkan studi di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2013 sampai selesai		